

Faculteit Industriële Ingenieurswetenschappen

master in de industriële wetenschappen:
bouwkunde

Masterthesis

**Impact van waterstandsfluctuaties op de stabiliteit van oevers in het Albertkanaal
tussen sluizen Olen en Wijnegem**

**Ygnace Guilliams
Kylian Leemans**

Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

PROMOTOR :

Prof. dr. ir. Ali PIRDAVANI

PROMOTOR :

ir. Tom ORY

COPROMOTOR :

ir. Timothy KURVERS

BEGELEIDER :

ir. Jolien DRIESMANS

Gezamenlijke opleiding UHasselt en KU Leuven



Universiteit Hasselt | Campus Diepenbeek | Faculteit Industriële Ingenieurswetenschappen | Agoralaan Gebouw H - Gebouw B | BE 3590 Diepenbeek

Universiteit Hasselt | Campus Diepenbeek | Agoralaan Gebouw D | BE 3590 Diepenbeek
Universiteit Hasselt | Campus Hasselt | Martelarenlaan 42 | BE 3500 Hasselt



2024
2025

Faculteit Industriële Ingenieurswetenschappen

master in de industriële wetenschappen:
bouwkunde

Masterthesis

***Impact van waterstandsfluctuaties op de stabiliteit van oevers in het Albertkanaal
tussen sluizen Olen en Wijnegem***

Ygnace Guilliams

Kylian Leemans

Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

PROMOTOR :

Prof. dr. ir. Ali PIRDAVANI

PROMOTOR :

ir. Tom ORY

COPROMOTOR :

ir. Timothy KURVERS

BEGELEIDER :

ir. Jolien DRIESMANS



KU LEUVEN

Woord vooraf

De keuze van deze masterproef ontstond vanuit onze interesse in waterbouwkunde, en specifiek in de toepassing hiervan op het Albertkanaal. Het onderzoek van dit onderwerp was het resultaat van onze interesse voor de rol van waterwegen in infrastructuur en milieu. Het Albertkanaal, met zijn technische uitdagingen en betekenis voor scheepvaart in Vlaanderen, vormde de perfecte aanleiding om ons in dit specifieke gebied te verdiepen.

Wij willen onze oprechte dank betuigen aan Prof. dr. ir. Ali Pirdavani voor zijn begeleiding als promotor. Daarnaast bedanken we ir. Tom Ory als externe promotor en ir. Timothy Kurvers en ir. Jolien Driesmans als externe copromotoren. Hun steun en expertise waren cruciaal voor het succes van dit onderzoek.

Met deze masterproef willen we onze erkenning betuigen aan iedereen die ons heeft ondersteund en bijgedragen aan de realisatie van dit onderzoek.

Kylian Leemans en Ygnace Guilliams

Inhoud

Woord vooraf.....	1
Lijst van tabellen	5
Lijst van figuren	7
Verklarende woordenlijst.....	9
Abstract Nederlands	11
Abstract English	13
1 Inleiding	15
1.1 Scheepvaart in België op het Albertkanaal	15
1.2 De Vlaamse Waterweg nv	16
1.3 Het Albertkanaal.....	18
1.3.1 Historische ontwikkeling.....	18
1.3.2 Technische opbouw	18
1.3.3 Sluizen.....	20
1.3.4 Waterpeil	20
1.3.5 Scheepstypes op het Albertkanaal	21
1.4 Probleemstelling en onderzoeksvraag.....	21
1.5 Eventuele gevaren bij instabiliteit.....	22
1.6 Doelstellingen van het onderzoek	22
1.6.1 Inventarisatie en analyse van de bestaande infrastructuur	22
1.6.2 Identificatie van kritieke locaties	22
1.6.3 Onderzoek en bepaling mogelijke maatregelen voor de kritieke locaties.....	23
2 Literatuurstudie	25
2.1 D-Sheet Piling	25
2.2 Keerstructuren algemeen.....	27
2.3 Keerstructuren langs Albertkanaal	28
2.3.1 Opbouw oeververdediging	28
2.3.2 Uitvoeringsmethoden damwanden.....	32
2.4 Waterstanden	34
2.5 Grenstoestanden	35
2.5.1 Partiële belastingfactoren	36
2.5.2 Materiaalfactoren	36
2.5.3 Uiterste grenstoestanden (UGT).....	36
2.5.4 Gebruiksgrenstoestand (GGT)	38
2.6 Grondparameters	38

2.7	Lasten	40
2.7.1	Water- en gronddrukken	40
2.7.2	Belastingen door aanmeren en overslag	41
2.7.3	Belastingen door infrastructuur en verkeer	42
2.8	Verankeringsmethoden	43
2.8.1	Actieve ankers	43
2.8.2	Passieve ankers	43
2.9	Bezwijkmechanismen	44
2.9.1	Stabiliteit van damwanden	44
2.9.2	Methode van Culmann	49
2.9.3	Methode van Bishop: afschuiven volgens een glijvlak	52
2.9.4	Bezwijken van ankers volgens de methode van Kranz	54
2.10	Invloed van grondwater	56
2.10.1	Hydrostatische druk	56
2.10.2	Geostatische spanningen	57
3	Methodologie	61
3.1	Berekeningswijze	62
3.1.1	Aannames	63
3.2	Opbouw scenario's	63
3.2.1	Grondparameters	63
3.2.2	Damwanden	63
3.2.3	Lasten	65
3.2.4	Ankers	65
3.3	Voorbeeldberekening	65
3.3.1	Onderzoeksgegevens	65
3.3.2	Construction	70
3.3.3	Soil	71
3.3.4	Loads	73
3.3.5	Supports	74
3.4	Scenario's	76
4	Resultaten	77
4.1	Scenario 1	78
4.1.1	Ongewijzigd grondwaterpeil	78
4.1.2	Aangepast grondwaterpeil	80
4.2	Scenario 2	80
4.2.1	Ongewijzigd grondwaterpeil	80

4.2.2	Gewijzigd grondwaterpeil	82
4.2.3	Advies.....	83
4.3	Scenario 7.....	85
4.3.1	Ongewijzigd grondwaterpeil	85
4.3.2	Advies.....	85
4.4	Scenario 9.....	87
4.4.1	Advies.....	87
4.5	Discussie.....	89
4.5.1	Invloed kanaalpeil	89
4.5.2	Invloed grondwater	90
4.5.3	Combinatie van kanaalpeil en grondwater	90
5	Conclusie.....	91
5.1	Invloed waterstanden.....	91
5.2	Adviezen.....	91
	Referentielijst	93
	Bijlagen	97

Lijst van tabellen

Tabel 2.1: Partiële veiligheidsfactoren voor belastingen of belastingseffecten [23].....	37
Tabel 2.2: Partiële factoren voor grondparameters [23].....	37
Tabel 2.3: Karakteristieke grondparameters op basis van de resultaten uit een elektrische sondering [27]	39
Tabel 2.4: Interpretaties beddingsconstante k_h [29].....	40
Tabel 2.5: Inschatting grondlagen rapport [29]	40
Tabel 2.6: Krachtenevenwicht.....	55
Tabel 3.1: Scenario's.....	61
Tabel 3.2: Stalen damwand BZ IIR	64
Tabel 3.3: Gegevens dwarsdoorsnede	68
Tabel 3.4: Grondinterpretatie scenario 2	69
Tabel 3.5: Bepaling invloedsbreedte	69
Tabel 3.6: Betonnen damwand 22 cm	71
Tabel 3.7: Freyssinet grondankers met strengen 15,2 mm en treksterkte 1860 N/mm ² (bijlage F.1).....	75
Tabel 4.1: Overzicht controles.....	77
Tabel 4.2: UGT-resultaten scenario 1	78
Tabel 4.3: GGT-resultaten scenario 1	79
Tabel 4.4: Ankercontroles scenario 1	79
Tabel 4.5: Resultaten bij aangepast grondwaterpeil scenario 1.....	80
Tabel 4.6: UGT-resultaten scenario 2	81
Tabel 4.7: GGT-resultaten scenario 2	81
Tabel 4.8: Ankercontroles scenario 2	82
Tabel 4.9: Resultaten bij aangepast grondwaterpeil scenario 2.....	83
Tabel 4.10: UGT-resultaten herontwerp scenario 2.....	84
Tabel 4.11: UGT-resultaten scenario 7	85
Tabel 4.12: UGT-resultaten herontwerp scenario 7.....	86
Tabel 4.13:UGT-resultaten herontwerp scenario 9.....	87
Tabel 4.14: UGT-resultaten herontwerp scenario 9.....	88

Lijst van figuren

Figuur 1.1: Evolutie van de tonnage en het aantal schepen van 1949 tot 2013 [1].....	15
Figuur 1.2: Het Albertkanaal [2]	16
Figuur 1.3: Algemene info De Vlaamse Waterweg nv [3]	17
Figuur 1.4: Werkingsgebied [4].....	17
Figuur 1.5: Kaaimuur [6]	19
Figuur 1.6: Voorbeeld opbouw kaaimuur [7]	19
Figuur 1.7: Snede Albertkanaal verbredingswerken 1972 [7].....	22
Figuur 2.1: (a) gewichtsmuur; (b) en (c) console-muren; (d) damwand; (e) diepwand; (f) beschoeiing [13]	27
Figuur 2.2: Damwand in beton met hoogte van 7,5 m en kaaimuur type IV [7]	29
Figuur 2.3: Kaaimuur type IV [7]	29
Figuur 2.4: Bovenaanzicht moot [7]	30
Figuur 2.5: Detail moot van 14,00 m met bolder [7]	30
Figuur 2.6: Details dwarsdoorsnede 48 met bolder en 2 ankers boven elkaar [7]	30
Figuur 2.7: Dwarsdoorsnede 48 (vak 20 Herentals-Olen) [7].....	31
Figuur 2.8: Waterlopenviewer en oever zonder taludplaat ter hoogte van dwarsdoorsnede 48 [14]	31
Figuur 2.9: Oeververdediging met taludplaat [14].....	31
Figuur 2.10: Uitvoering slibwanden of diepwanden [18]	33
Figuur 2.11: Waterstanden ter hoogte sluis Wijnegem [19]	34
Figuur 2.12: Statistische analyse waterstanden	35
Figuur 2.13: Boring [25]	38
Figuur 2.14: Sondering [26]	39
Figuur 2.15: Voorstelling stempelkrachten [30].....	42
Figuur 2.16: Detail jaagpadverharding.....	43
Figuur 2.17: Neutrale gronddruk bij een damwand [32].....	44
Figuur 2.18: (a) Bewegende damwand [33]; (b) Grondrukken theorie volgens Mohr-Coulomb [34]	45
Figuur 2.19: Actieve spanningsdiagram [34]	47
Figuur 2.20: Passieve spanningsdiagram [34].....	48
Figuur 2.21: Actieve en passieve gronddrukken [35]	49
Figuur 2.22: Krachtendiagram van de passieve gronddruk bij een willekeurig recht glijvlak [24]	50
Figuur 2.23: Geometrische relatie [24]	51
Figuur 2.24: Culmann's grafische voorstelling [24]	51
Figuur 2.25: Glijvlakken bij methode van Bishop [13]	52
Figuur 2.26: Beschouwing grenstoestand volgens Kranz	55
Figuur 2.27: Invloed van grondwaterdruk op een keerstructuur: (a) keermuur met drainage, (b) gelijke grondwaterstand, (c) ongelijke grondwaterstand zonder stroming, en (d) ongelijke grondwaterstand met stroming onder de wand [13].....	57
Figuur 2.28: Verticale spanningen in een homogene grond onder eigen gewicht: (a) droge grond, (b) verzadigde grond met de watertafel aan het oppervlak en (c) op een diepte z_w [13]	58
Figuur 3.1: Bovenaanzicht moot scenario 2	66
Figuur 3.2: Kaaimuur type I.....	66

Figuur 3.3: Bovenaanzicht trekankers en hoogte damwand	66
Figuur 3.4: Detail tussenafstand ankers en mootlengte.....	67
Figuur 3.5: Dwarsdoorsnede 12 (vak 20 Herentals-Olen)	67
Figuur 3.6: Bepaling invloedszone dwarsdoorsnede van damwand met lengte 6,15 m	68
Figuur 3.7: Definieren van betonnen damwand in D-Sheet Piling	71
Figuur 3.8: Surfaces	71
Figuur 3.9: Soil materials	72
Figuur 3.10: Soil profiles	72
Figuur 3.11: Water levels.....	73
Figuur 3.12: Surcharge loads.....	73
Figuur 3.13: Horizontal line loads.....	74
Figuur 3.14: Anchors.....	75
Figuur 3.15: Scenario 2	75
Figuur 4.1: Doorsnedes scenario 2: (a) oorspronkelijk, (b) advies	84
Figuur 4.2: Doorsnedes scenario 7: (a) oorspronkelijk, (b) advies	86
Figuur 4.3: Doorsnedes scenario 9: (a) oorspronkelijk, (b) advies	88

Verklarende woordenlijst

Afkorting	Betekenis
CEMT	Conférence Européenne des Ministres de Transport
NVAF	Nederlandse Vereniging Aannemers Funderingswerken
TAW	Tweede Algemene Waterpassing
UGT	Uiterste grenstoestand
GGT	Gebruiksgrenstoestand
EQU	Equilibrium (evenwicht)
STR	Structural failure (structureel bezwijken)
GEO	Geotechnical failure (grondmechanisch falen)
UPL	Uplift (opdrijven)
HYD	Hydraulic failure (hydraulisch falen)
ANB	Algemene Nationale Bijlage
F.O.	Freatisch oppervlak
SB	Standaardbestek

Abstract Nederlands

Deze masterproef onderzoekt de impact van waterstandsfluctuaties in het Albertkanaal op de stabiliteit van oevers en kaaimuren tussen de sluizen van Olen en Wijnegem. Door klimaatverandering nemen extreme droogte en neerslag toe, wat leidt tot grotere afwijkingen van het streefpeil. Dit kan de structurele stabiliteit van kaaimuren beïnvloeden. Het doel is om na te gaan in welke mate deze fluctuaties een risico vormen voor hun integriteit.

Het traject tussen de sluizen van Olen en Wijnegem is geïnventariseerd. Er werden 10 veel voorkomende scenario's geselecteerd die vervolgens voor vijf verschillende kanaalpeilen getest werden: streefpeil (9,70 m TAW), absolute maximum (10,02 m TAW), absolute minimum (9,20 m TAW), verhoogd peil (9,90 m TAW) en verlaagd peil (9,52 m TAW). Deze waterstanden zijn afgeleid uit een onzekerheidsanalyse van de meetreeks van de waterstanden van de afgelopen 16 jaar. De scenario's zijn opgesteld en gesimuleerd in D-Sheet Piling, waarin alle kaaimuureigenschappen zijn ingevoerd. Voor elk scenario werden zowel de UGT- en GGT-waarden als de stabiliteit van de ankers gesimuleerd.

Zeven van de tien gesimuleerde scenario's voldoen aan de huidige ontwerpeisen voor de geteste waterstanden. In drie scenario's wordt niet aan alle criteria voldaan. Twee daarvan zijn globaal stabiel en kunnen na bodemverbetering met zwaardere materialen alsnog voldoen. Het derde scenario vertoont kritieke resultaten en voldoet slechts nipt aan de GGT-eisen. Hier is het aanbrengen van een nieuwe damwandconstructie vereist.

Abstract English

This master's thesis investigates the impact of water level fluctuations in the Albert Canal on the stability of banks and quay walls between the locks of Olen and Wijnegem. Due to climate change, extreme drought and precipitation are increasing, leading to greater deviations from the target water level. This can affect the structural stability of quay walls. The objective is to determine the extent to which these fluctuations pose a risk to their integrity.

The section between the locks of Olen and Wijnegem was surveyed. Ten common scenarios were selected and tested for five different canal water levels: target level (9.70 m TAW), absolute maximum (10.02 m TAW), absolute minimum (9.20 m TAW), elevated level (9.90 m TAW), and lowered level (9.52 m TAW). These water levels were derived from an uncertainty analysis of the water level measurement series over the past 16 years. The scenarios were developed and simulated in D-Sheet Piling, in which all quay wall properties were inputted. For each scenario, both ULS and SLS values as well as the stability of the anchors were simulated.

Seven of the ten simulated scenarios meet the current design requirements for the tested water levels. In three scenarios, not all criteria are met. Two of these are globally stable and can still meet the requirements after soil improvement using heavier materials. The third scenario shows critical results and only just meets the SLS requirements. In this case, the installation of a new sheet pile wall is required.

1 Inleiding

1.1 Scheepvaart in België op het Albertkanaal

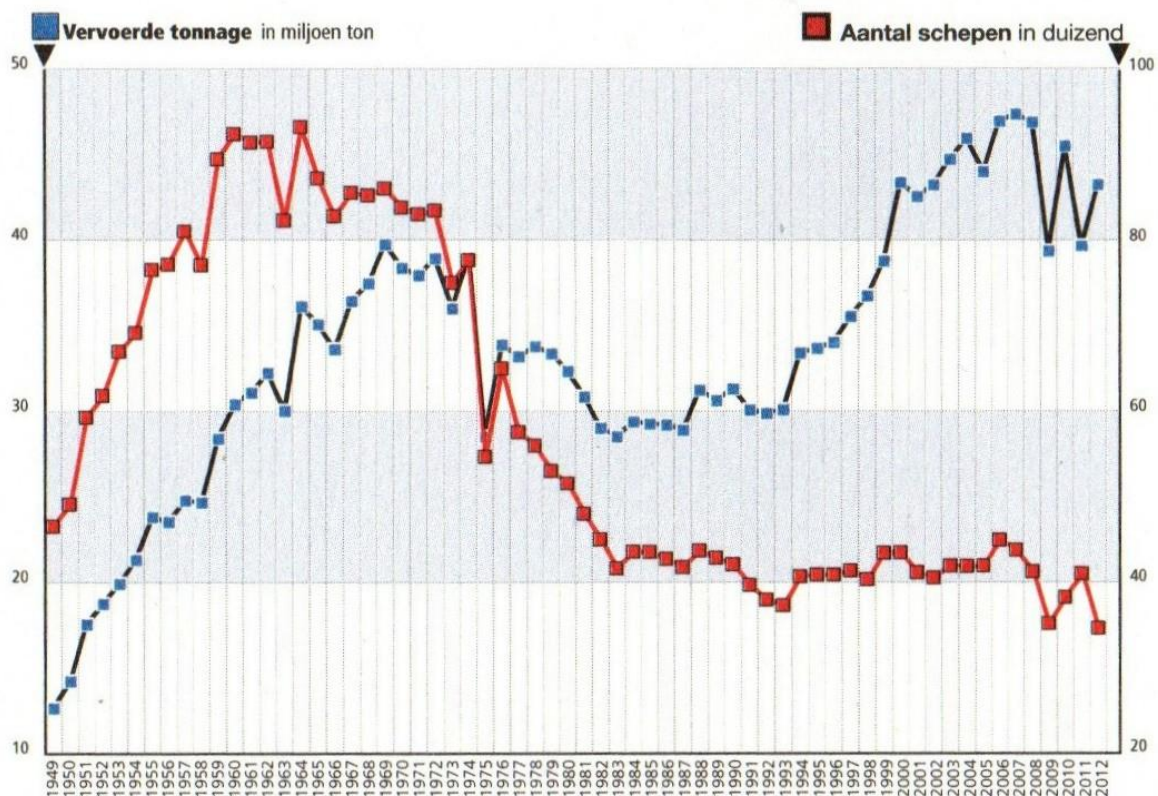
Bij de voltooiing in 1939 had het Albertkanaal een waterdiepte van 3 m en was het geschikt voor schepen tot 2000 ton. Met de opkomst van scheepsmotoren en duwvaart nam de scheepvaartcapaciteit echter sterk toe, wat de noodzaak creëerde om het kanaal te verdiepen en te verbreden [1].

Duwvaart is een transportsysteem waarbij een krachtige duwboot meerdere aaneengeschakelde bakken voortstuwt en werd vanaf de jaren 1970 steeds populairder. Dit systeem maakte het mogelijk om grotere hoeveelheden goederen te vervoeren met minder brandstofverbruik, wat bijdroeg aan de verdere groei van het scheepvaartverkeer op het Albertkanaal [1].

In 1969 werd op het Albertkanaal een eerste trafiekrecord gevestigd met een vervoerd volume van 40 miljoen ton. De groeiende vraag naar binnenscheepvaart en de economische expansie zorgden ervoor dat deze trend zich voortzette [1].

Dankzij de bouw van sluizen vanaf de jaren 1970 konden langere en bredere schepen worden toegelaten, wat de trafiekcapaciteit verder verhoogde. Tussen 1992 en 1993 kende de trafiek echter een terugval als gevolg van een economische crisis en de toenemende concurrentie van wegtransport. Vanaf 2000 herstelde de scheepvaart op het Albertkanaal zich echter en begon het vervoerd volume opnieuw te stijgen [1].

Figuur 1.1 toont via de rode lijn toont het aantal geladen schepen, terwijl de blauwe lijn de evolutie van de trafiek weergeeft.



Figuur 1.1: Evolutie van de tonnage en het aantal schepen van 1949 tot 2013 [1]

1.2 De Vlaamse Waterweg nv

Deze masterproef onderzoekt de zone van het Albertkanaal van sluis Olen tot sluis Wijnegem, zoals zichtbaar in Figuur 1.2. Dit gebeurt in samenwerking met De Vlaamse Waterweg nv.

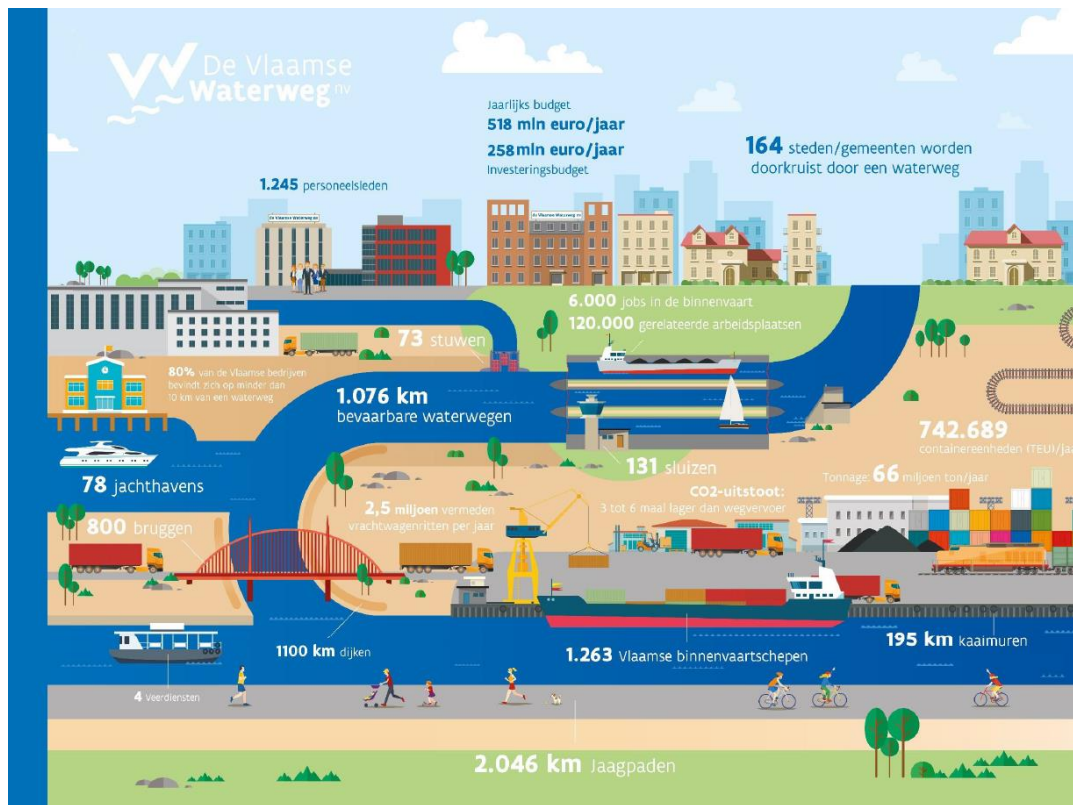


Vaartechnische gegevens van het Albertkanaal - bron: De Vlaamse Waterweg nv.

Figuur 1.2: Het Albertkanaal [2]

De Vlaamse Waterweg nv is een publiekrechtelijk extern verzelfstandigd agentschap van de Vlaamse overheid. De organisatie beheert en ontwikkelt de waterwegen in Vlaanderen als een krachtig netwerk dat bijdraagt aan de economie, de welvaart en de leefbaarheid van Vlaanderen. Hun missie is om een betrouwbaar partner te zijn voor een slim, veelzijdig en welvarend waterwegennet [3].

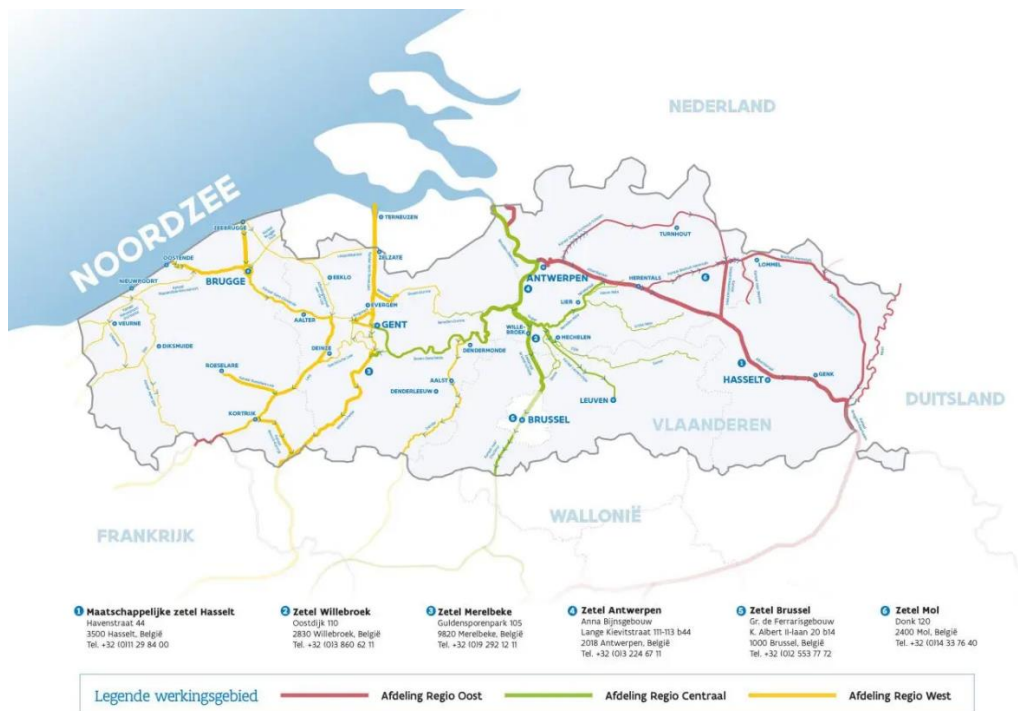
De Vlaamse Waterweg nv is verantwoordelijk voor het duurzaam, dynamisch en commercieel beheer van waterwegen en bijbehorende gronden. Hiervoor investeert de organisatie voortdurend in nieuwe projecten en in het onderhoud van de bestaande infrastructuur. Zij beheren niet enkel de waterwegen, maar ook de bruggen over de kanalen, sluizen, kaaimuren en de omliggende gronden. Het beheerdomein omvat 1076 kilometer bevaarbare waterwegen, 800 bruggen, 195 kilometer kaaimuren, 131 sluizen, 73 stuwen en circa 1100 kilometer dijken. Daarnaast wordt er ook ingezet op recreatie met onder andere 78 jachthavens en 2046 kilometer jaagpaden. Dit uitgebreide netwerk doorkruist 164 steden en gemeenten in Vlaanderen zoals zichtbaar in Figuur 1.3. Ongeveer 80% van de Vlaamse bedrijven bevindt zich op minder dan 10 kilometer van een waterweg, wat het belang van deze infrastructuur voor de Vlaamse economie benadrukt [3].



Figuur 1.3: Algemene info De Vlaamse Waterweg nv [3]

De Vlaamse Waterweg nv is ontstaan uit een fusie van nv De Scheepvaart en Waterwegen en Zeekanaal NV. Het is opgedeeld in drie regio's: oost, centraal en west, zoals zichtbaar in Figuur 1.4. Op de kaart van de waterwegen die door De Vlaamse Waterweg nv wordt beheerd is het werkingsgebied van elke regio te zien [2].

Deze masterproef heeft betrekking tot regio oost waar het Albertkanaal gelegen is.



Figuur 1.4: Werkingsgebied [4]

1.3 Het Albertkanaal

1.3.1 Historische ontwikkeling

De start van de werken begon in 1930 en het kanaal werd officieel geopend in 1939 en vernoemd naar koning Albert I. Het traject van het kanaal heeft een lengte van 129,5 km, waarbij een hoogteverschil van 56 m wordt overbrugd door middel van zes sluiscomplexen. Elk deel van het kanaal tussen twee sluizen wordt een kanaalpand genoemd. Een kanaalpand heeft een constante waterstand die wordt beheerd door de sluizen aan beide uiteinden [1].

De zes sluiscomplexen bevinden zich op verschillende punten langs het kanaal en zorgen voor een geleidelijke overbrugging van het hoogteverschil. De complexen met hun bijhorende locatie en verval, zijn als volgt [5]:

- Sluis Wijnegem (km 119,9): verval van 5,55 m;
- Sluis Olen (km 96,0): verval van 10 m;
- Sluis Kwaadmechelen (km 77,4): verval van 10 m;
- Sluis Hasselt (km 50,2): verval van 9,90 m;
- Sluis Diepenbeek (km 45,6): verval van 10,15 m;
- Sluis Genk (km 41,4): verval van 10,30 m.

De bouw van het kanaal werd in fases uitgevoerd. Tijdens de Tweede Wereldoorlog werden de werkzaamheden tijdelijk onderbroken, maar na de oorlog werden ze hervat. In de jaren '60 en '70 werden belangrijke modernisering doorgevoerd waaronder de verbreding van het kanaal en de verhoging van bruggen, zodat grotere schepen konden passeren. In recente jaren is het kanaal verder aangepast om het geschikt te maken voor de moderne binnenvaart met bijvoorbeeld de verhoogde capaciteit voor containerschepen door voor alle bruggen een doorvaarhoogte van 9,10 m te voorzien [1].

1.3.2 Technische opbouw

Het Albertkanaal heeft oevers die versterkt zijn met kaaimuren. Deze kaaimuren, zoals zichtbaar in Figuur 1.5, zijn essentieel voor de stabiliteit van het kanaal en maken het mogelijk schepen veilig aan te leggen. Een kaaimuur is een constructie langs de waterkant die bescherming biedt tegen erosie en oeversval. De muren worden gebouwd tegen de grond van aangrenzende percelen en zijn ontworpen om de belasting van het water en de scheepvaart te weerstaan.

1.3.3 Sluizen

De ruimte tussen twee opeenvolgende sluiscomplexen wordt een pand genoemd. En op elk sluizencomplex zijn er drie sluizen:

- Eén sluis (duwvaartssluis) van 200 m lang en 24 m breed. Deze afmetingen laten toe om in één keer een duwvaartcombinatie met 4 bakken te versassen. Uiteraard wordt de duwvaartssluis ook voor andere schepen gebruikt. In dat geval kunnen 4 grote schepen tegelijkertijd worden geschut (= versast) [1];
- Twee ‘kleinere’ sluizen van 136 m lang en 16 m breed. Ook via deze sluizen kunnen de grote 135-m-schepen worden geschut. De beschikbaarheid van 3 sluizen per sluizencomplex bezorgt het Albertkanaal een zeer grote mate van betrouwbaarheid. Bij een defect aan één, zelfs aan twee sluizen, valt de scheepvaart nooit helemaal stil [1].

1.3.4 Waterpeil

Kanalen zijn geen natuurlijke waterwegen maar door de mens gecreëerde waterstructuren. Het Albertkanaal wordt gevoed door de Maas. Deze wordt geregeld door een reeks regelbare kleppen in Monsin bij Luik. Diezelfde rivier voedt ook de Zuid-Willemsvaart en het Julianakanaal. De verdeling van het beschikbare Maaswater is geregeld in de waterverdragen met Nederland. Voor het Albertkanaal volstaat 30 m³/s water, voor Nederland ook, samen dus 60 m³/s. Op jaarbasis heeft de Maas een debiet van 250 tot 300 m³/s. Dit is ruim voldoende, maar bij langdurige droogte kan het debiet dalen tot 40 of 50 m³/s [1].

De waterstand in elk kanaalpand wordt permanent gemeten. Daarvoor zijn een groot aantal peilmeters geïnstalleerd die op elk ogenblik de juiste waterstand registreren en naar een centrale meldplaats doorgeven. Op basis van deze gegevens worden vanuit een centrale controlekamer instructies gegeven om meer of minder water van het ene naar het andere pand te laten doorstromen. In elk kanaalpand wordt daarbij naar een specifiek streefpeil gewerkt [1].

Op elk sluizencomplex zijn pompinstallaties voorzien die in staat zijn om water vanuit een lagergelegen kanaalpand op te pompen. Op deze manier wordt het waterpeil op elk kanaalpand op het gewenste streefpeil gehouden, wat essentieel is voor de continuïteit van de scheepvaart. Bij een voldoende beschikbaarheid van water kunnen deze installaties ook functioneren als stroomturbines, waardoor hernieuwbare energie wordt opgewekt [1].

De status van de pompinstallaties per sluiscomplex is als volgt volgens projectingenieur J. Driesmans van De Vlaamse Waterweg nv (persoonlijke communicatie, 19 april 2025):

- Sluis Wijnegem: pompinstallatie nog niet gebouwd; de uitvoering van de werken is gepland voor 2027;
- Sluis Olen: pompinstallatie gebouwd en operationeel;
- Sluis Kwaadmechelen: pompinstallatie gebouwd en operationeel;
- Sluis Hasselt: pompinstallatie gebouwd en operationeel;
- Sluis Diepenbeek: pompinstallatie gebouwd en operationeel;
- Sluis Genk: pompinstallatie gebouwd en operationeel vanaf zomer 2025.

Deze installaties dragen bij aan een duurzaam waterbeheer en een energie-efficiënte exploitatie van het kanaal.

1.3.5 Scheepstypes op het Albertkanaal

Aangezien elk schip op bestelling en op maat wordt gebouwd, is bijna elk schip uniek. Elk schip draagt een naam, een nummer en de kenmerken van het schip. Op de boeg van het schip staat altijd een combinatie van drie getallen: de lengte, de breedte en het laadvermogen. De combinatie 100 - 11 - 2100 betekent dus een schip met een lengte van 100 m, 11 m breed en een laadvermogen van 2100 ton. Ook nu nog wordt bij het bepalen van de afmetingen van een schip vooral rekening gehouden met de afmetingen van het kanaal waarvoor het schip is bestemd [1].

Het Albertkanaal in België is gedeeltelijk geclassificeerd volgens de CEMT-klasse VIa en VIb. Deze classificaties duiden de afmetingen aan van binnenvaartschepen en duwkonvooien die het kanaal kunnen bevaren [8].

In zones met klasse VIa is het kanaal geschikt voor duwkonvooien tot maximaal 110 meter lang en 22,80 meter breed, wat overeenkomt met een typische samenstelling van 1×2 bakken in de lengte (één rij van twee duwbakken) [9].

In de zones met klasse VIb is de toegestane grootte groter, met duwkonvooien tot maximaal 195 meter lang en eveneens 22,80 meter breed. Dit laat toe om 2×2 bakken in de lengte (twee rijen van telkens twee bakken) te combineren, geschikt voor zwaardere en grootschaliger transport [9].

Het kanaal heeft een standaard diepgang van 3,4 m en een doorvaarthoogte van 6,7 m. Om vierlaags containervervoer mogelijk te maken, werden de bruggen over het kanaal verhoogd naar een doorvaarthoogte van 9,1 m [10].

1.4 Probleemstelling en onderzoeksvraag

Het centrale probleem in dit onderzoek is het niet respecteren van de streefpeilen van de waterstanden. Door hevige regenval of natte periodes kunnen de waterstanden aanzienlijk hoger zijn dan het streefpeil, terwijl ze tijdens droge periodes juist lager uitvallen. Daarnaast bestaat er de mogelijkheid dat de grondwaterstand een cruciale rol speelt bij de berekening van de stabiliteit van de kaaimuren. Ook deze grondwaterstand kan fluctueren en zou daardoor invloed kunnen hebben op de constructie.

De klimaatverandering is in volle gang. Dit leidt enerzijds tot langere periodes van droogte en anderzijds tot een toename in de intensiteit van neerslag [11]. Dit roept de vraag op of deze toenemende extremen invloed hebben op de dimensionering en stabiliteit van de oevers en kaaimuren rondom het Albertkanaal.

De onderzoeksvraag luidt dus: Hoe beïnvloeden fluctuaties in waterstanden de structurele stabiliteit en integriteit van kaaimuren gefocust op het kanaalpand gelegen tussen Olen en Wijnegem?

Ook dient er een grondige inventarisatie gemaakt te worden van de types kaaimuren in het te onderzoeken kanaalpand, zodat de controleberekening en bijhorende analyse voor deze verschillende types uitgevoerd kan worden. Zodoende een volledige analyse te hebben voor het betreffende kanaalpand.

1.5 Eventuele gevaren bij instabiliteit

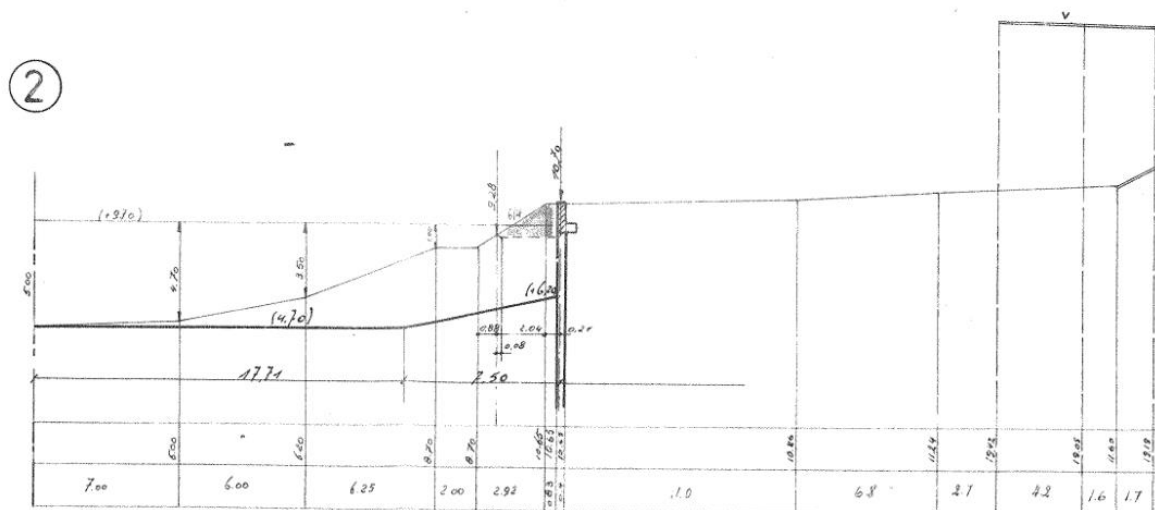
Bij kaaimuur/damwand-stabiliteit kan het voorkomen dat er een verschuiving of instorting van de wand gebeurt. Dit kan nefaste gevolgen veroorzaken. Het kan ervoor zorgen dat de damwand in het water terecht komt en zo de doorvaarbaarheid van het kanaal verhindert. Langs de andere kant zou het zorgen voor een beweging van de grond en destructie van een straat of overslag aan een bedrijf. Beide zouden ernstige economische gevolgen teweegbrengen.

1.6 Doelstellingen van het onderzoek

De hoofdoelstelling van dit onderzoek is om de impact van waterstandfluctuaties op de stabiliteit van oevers en kaaimuren in kaart te brengen met behulp van simulaties. Het Albertkanaal is veel te groot om binnen een beperkte tijdspanne volledig te behandelen. In deze studie wordt er daarom specifiek gefocust op het pand Olen-Wijnegem.

1.6.1 Inventarisatie en analyse van de bestaande infrastructuur

Voor een kwaliteitsvol onderzoek uit te voeren moet er eerst een grondige analyse gebeuren van het pand Olen-Wijnegem. Hiervoor moet de bestaande toestand geanalyseerd en geïnventariseerd worden. Dit houdt het type kaaimuren in, de geometrie, fluctuatie van het waterpeil, streefpeil In deze stap wordt ook de oorzaak van de fluctuerende waterpeilen onderzocht en geanalyseerd. Er wordt dan getracht een aantal scenario's op te maken die representatief zijn tussen Olen en Wijnegem. In Figuur 1.7 is een voorbeeld van een originele dwarsdoorsnede weergegeven.



Figuur 1.7: Snede Albertkanaal verbredingswerken 1972 [7]

1.6.2 Identificatie van kritieke locaties

Door het selecteren van representatieve scenario's voor het kanaalpand tussen de sluizen van Olen en Wijnegem, kan een studie uitgevoerd worden met de focus op de fluctuatie van de waterstanden en de invloed ervan op deze scenario's. Hieruit kan bijvoorbeeld een onderscheid gemaakt worden in betere kaaimuur/damwand-configuraties die een referentie kunnen zijn voor andere minder stabiele configuraties.

De onderscheidende types damwanden worden doorgerekend door middel van D-Sheet Piling, ter beschikking gesteld door De Vlaamse Waterweg nv [12].

1.6.3 Onderzoek en bepaling mogelijke maatregelen voor de kritieke locaties

Na uitvoering van het onderzoek, zal er bekeken worden wat eventueel mogelijk is om op optredende instabiliteit te reageren. Door middel van bijvoorbeeld bestortingen aan de waterzijde of door het versterken van de verzwakte oevers.

2 Literatuurstudie

Nu er geweten is wat er onderzocht dient te worden en met welke tool(s) het onderzocht zal worden is het nodig om een literatuurstudie uit te voeren om inzicht te verkrijgen in de benodigde parameters die de rekentool gebruikt om het onderzoek uit te voeren.

2.1 D-Sheet Piling

D-Sheet Piling is een softwaretool die wordt gebruikt voor het ontwerpen van damwanden, kaaimuren en andere constructies die blootstaan aan horizontale belastingen. Om tot een betrouwbaar ontwerp te komen en de stabiliteit ervan te kunnen beoordelen, moeten de nodige randvoorwaarden worden ingevoerd. Deze komen verder aan bod in de literatuurstudie per relevante sectie [12].

Daarnaast voert D-Sheet Piling controles uit op basis van de gekozen ontwerpbenadering binnen Eurocode 7. Gebruikers kunnen rekenen volgens de Belgische of Nederlandse nationale bijlage, of kiezen voor een algemene benadering [12].

Er is ook functionaliteit voor uitvoerbaarheidscontroles. De berekende damwand kan worden getoetst aan NVAF-ervaringslijnen, of worden vergeleken met referentieprojecten. Dit maakt het mogelijk om vroegtijdig in het ontwerp problemen te signaleren [12].

Tot slot biedt het programma de mogelijkheid om gefaseerde constructies te modelleren. De gebruiker kan meerdere bouwfases definiëren en per fase nagaan hoe de krachtsverdeling, verplaatsingen en stabiliteitseigenschappen zich ontwikkelen [12].

De volgende onderdelen moeten in D-Sheet Piling worden ingevuld [12]:

- **Project → User Defined Partial Factors**
Instellen van veiligheidsfactoren voor belastingen en materiaaleigenschappen.
Zie paragraaf 2.5
- **Construction → Sheet Piling**
Selectie van het type damwand of kaaimuur, inclusief lengte en materiaaleigenschappen.
Zie paragraaf 2.2 en 2.3
- **Soil**
In deze sectie worden alle bodemgerelateerde parameters ingevoerd:
 - Surfaces: hoogte (in TAW) van het maaiveld en andere oppervlakken, alsook hun positie t.o.v. de damwand-as;
 - Materials: geotechnische eigenschappen van de verschillende grondlagen (bijv. cohesie, interne wrijvingshoek, volumiek gewicht);
 - Profiles: dieptes van de grenslagen tussen de verschillende grondlagen;
 - Water Levels: niveau van het grondwater en het kanaalwater.
Zie paragraaf 2.3, 2.4 en 2.6

- **Loads**

Invoer van alle relevante belastingen:

- Uniform Loads: constante verticale belastingen, zoals werfbelasting (kN/m^2);
- Surcharge Loads: specifieke lasten zoals kraanbelasting, treinverkeer of verhardingen;
- Horizontal Line Loads: horizontale belastingen, zoals bolderkrachten (kN/m).
Zie paragraaf 2.7

- **Supports → Anchors**

Invoeren van ankerconfiguratie, zoals het type verankering, positie, stijfheid en lengte van de ankerstangen. Dit bepaalt in belangrijke mate de krachtenverdeling en stabiliteit van de wand.

Zie paragraaf 2.8

Na het invoeren van alle ontwerpgegevens laat D-Sheet Piling toe om verschillende verificaties uit te voeren die essentieel zijn voor het beoordelen van de veiligheid en stabiliteit van de constructie. De volgende controleparameters worden geanalyseerd:

- **Sheet Piling → Verificatie in GGT en UGT**

Controle op vervorming, moment, dwarskracht en passieve weerstand in zowel de gebruikstoestand (GGT) als de uiterste grenstoestand (UGT):

- Verplaatsing (mm),
- Moment (kNm/m),
- Dwarskracht (kN/m).
- Gemobiliseerde passieve weerstand (%).

Zie paragraaf 2.9.1 en 2.9.2

- **Standaard → Verificatie in GGT**

Een alternatieve controle van dezelfde parameters volgens standaardinstellingen:

- Verplaatsing (mm),
- Moment (kNm/m),
- Dwarskracht (kN/m).
- Gemobiliseerde passieve weerstand (%)

Zie paragraaf 2.9.1 en 2.9.2

- **Stabiliteit → Algehele stabiliteitsfactor**

Beoordeling van de globale stabiliteit van het geheel (grond en wand), uitgedrukt als veiligheidsfactor.

Zie paragraaf 2.9.3

- **Anchors and Struts** → **Ankerkrachten en Kranz-stabiliteit**

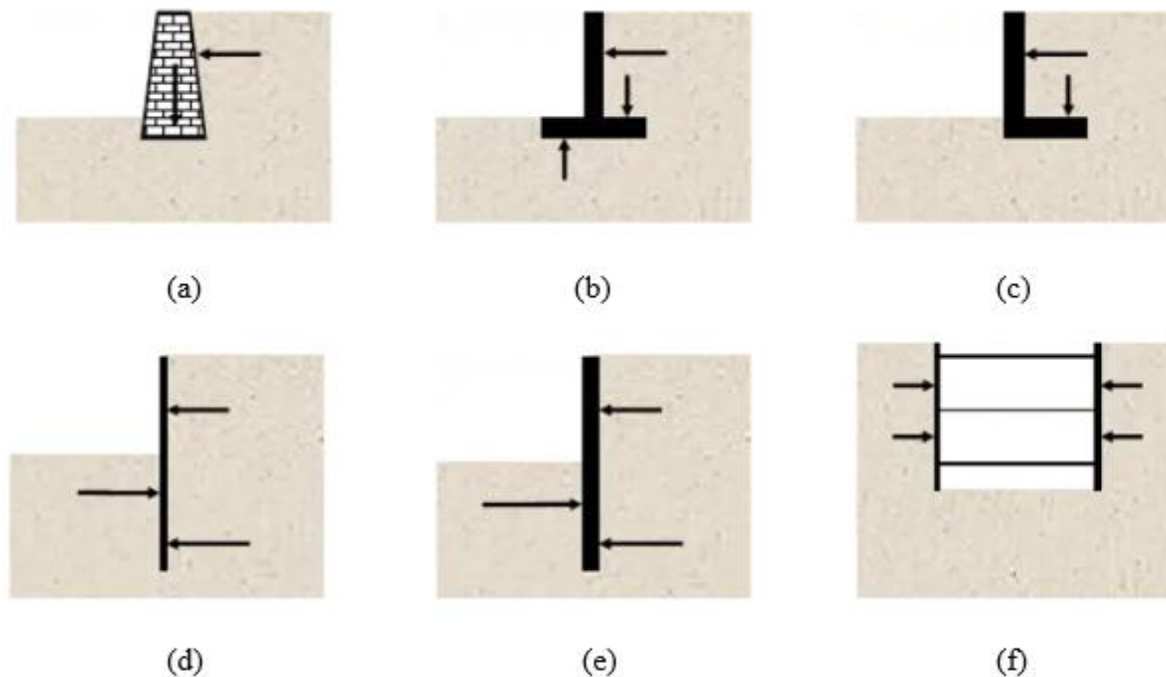
Controle van de maximale krachten in de ankers, evenals de stabiliteit van het ankerblok of de verankering in de ondergrond.

Zie paragraaf 2.9.4

D-Sheet Piling biedt twee rekenmethodes: een klassieke methode op basis van gronddrukcoëfficiënten en een geavanceerdere benadering volgens de C-phi-delta-methode van Culmann. In deze thesis wordt gekozen voor de C-phi-delta-methode, omdat deze verfijnder is en beter geschikt voor situaties met niet-horizontale maaivelden en ongelijk verdeelde belastingen. De methode is technisch toegelicht in paragraaf 2.9.2 en wordt ondersteund via een specifieke rekenmodule binnen het programma [12].

2.2 Keerstructuren algemeen

Een kaaimuur en damwanden zijn voorbeelden van een keerstructuur. Keerstructuren zijn constructies die dienen om een niveauverschil in het grondniveau te realiseren. De keerstructuur heeft in eerste instantie de bedoeling om de horizontale gronddrukken op te vangen. Figuur 2.1 toont verschillende soorten keerstructuren die er bestaan [13].



Figuur 2.1: (a) gewichtsmuur; (b) en (c) console-muren; (d) damwand; (e) diepwand; (f) beschoeiing [13]

Keermuren zijn constructies die de optredende horizontale gronddrukken kunnen opvangen door middel van de zwaartekracht [13].

Figuur 2.1 beschrijft verschillende types [13]:

- Gewichtsmuren danken hun stabiliteit aan hun eigen gewicht, waarbij de horizontale gronddrukken worden overgebracht naar de fundering. Bij het ontwerp moeten het horizontale, verticale en rotatie-evenwicht worden gecontroleerd. Het verticale evenwicht hangt vooral samen met het draagvermogen van de grond onder de muur, terwijl het rotatie- en horizontale evenwicht wordt bepaald door de gronddrukken.

Gewichtsmuren worden doorgaans gebouwd uit metselwerk, ongewapend beton of blokstenen;

- Console-muren geleiden de horizontale gronddrukken naar de basis, waar stabiliteit wordt gewaarborgd door het gewicht van de bovenliggende grond en het draagvermogen van de ondergrond. Het algemene ontwerp is vergelijkbaar met dat van gewichtsmuren, maar daarnaast moet ook het interne evenwicht worden geanalyseerd om zowel de muur als de bewapening correct te dimensioneren. Console-muren worden vrijwel uitsluitend uitgevoerd in gewapend beton;
- Een damwand is een keerstructuur die bij de oeververdediging van kanalen gebruikt wordt. Een kaaimuur is een variant van een damwand en biedt de mogelijkheid voor overslag en aanmering van de scheepvaart. Deze kunnen bestaan uit gewapend beton of staal. Deze damwanden en kaaimuren kunnen op hun beurt ook nog verankerd zijn met passieve en actieve ankers. Hierover wordt verder in de scriptie meer uitgelegd;
- Diepwanden zijn diep gefundeerde keerwanden die worden gerealiseerd door middel van in de grond gevormde betonnen panelen. Ze worden toegepast in situaties waar hoge grond- en waterdrukken optreden, zoals bij diepe bouwputten en waterkeringen. De stabiliteit van diepwanden wordt gewaarborgd door hun eigen gewicht, de gronddruk en eventuele verankeringen. Door hun monolithische structuur bieden diepwanden een hoge sterkte en stijfheid, waardoor ze geschikt zijn voor grootschalige infrastructuurprojecten;
- Beschoeiingen zijn lichte oeververdedigingsconstructies die worden gebruikt om erosie en afkalving langs waterwegen te voorkomen. Ze bestaan doorgaans uit houten, betonnen of kunststof elementen en worden verankerd in de oevergrond. Beschoeiingen zijn minder zwaar belast dan damwanden of kaaimuren en worden vooral toegepast bij kleinere waterlopen, vijvers of als tijdelijke oplossing.

2.3 Keerstructuren langs Albertkanaal

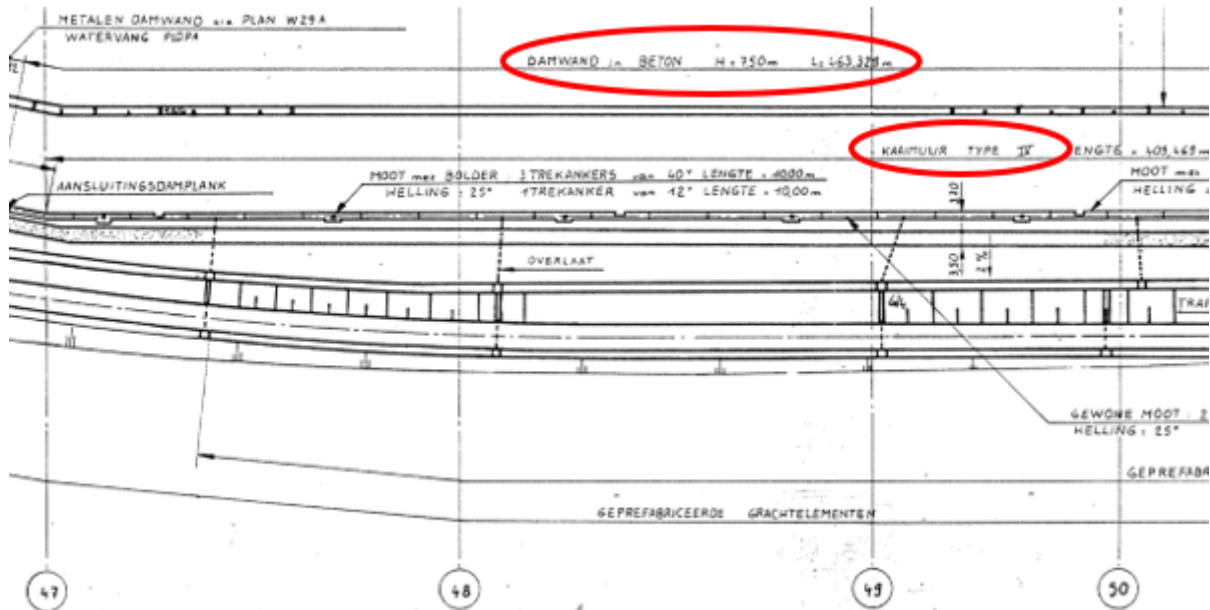
Zoals eerder vermeld worden voor de oeververdediging van het Albertkanaal damwanden en kaaimuren gebruikt. Ze dienen om een niveauverschil in het grondniveau te realiseren en in het geval van het Albertkanaal een ruimte te creëren voor scheepvaart. Overheen het traject van het kanaal zijn heel wat verschillende soorten kaaimuur/damwand-configuraties terug te vinden.

In deze paragraaf wordt dieper ingegaan op de typische opbouw van een damwand of kaaimuur. Ook zullen er uitvoeringsmethodes besproken worden die courant gebruikt zijn.

2.3.1 Opbouw oeververdediging

Om onderzoek te kunnen voeren met damwanden en kaaimuren dient geweten te zijn hoe dat een typische oeververdediging opgebouwd is. Onderstaande opeenvolging van figuren toont een voorbeeld van een verzameling van de plannen die toebehoren tot het bestaan van alle onderdelen die bijdragen tot de opbouw van een kaaimuur waar alle toebehoren van toepassing zijn.

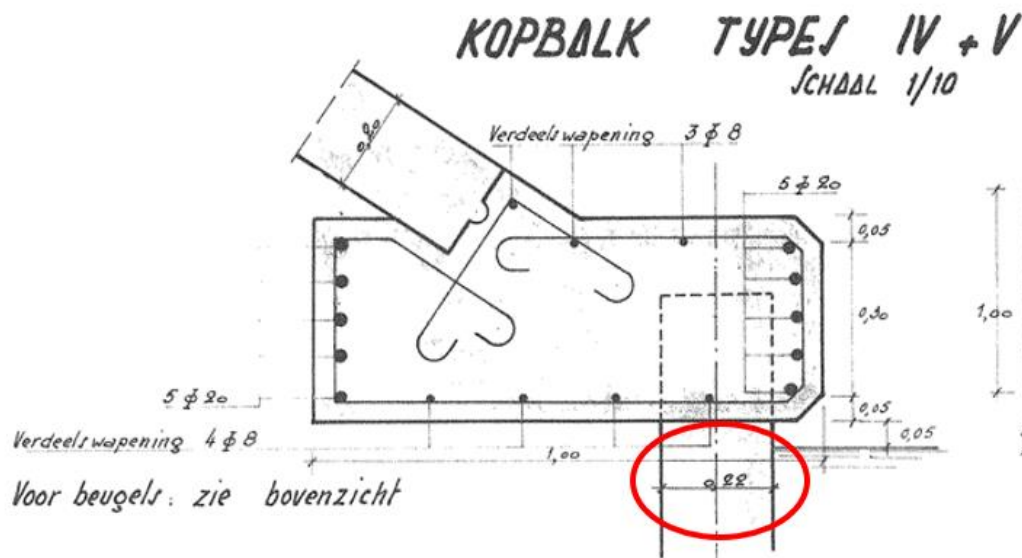
Figuur 2.2 toont een voorbeeld van een zodanige oeververdediging aanwezig in het Albertkanaal tussen sluizen Olen en Wijnegem. Hier is zichtbaar dat het gaat om een damwand in beton met een hoogte van 7,50 m en dat de kaaimuur type IV is [7].



Figuur 2.2: Damwand in beton met hoogte van 7,5 m en kaaimuur type IV [7]

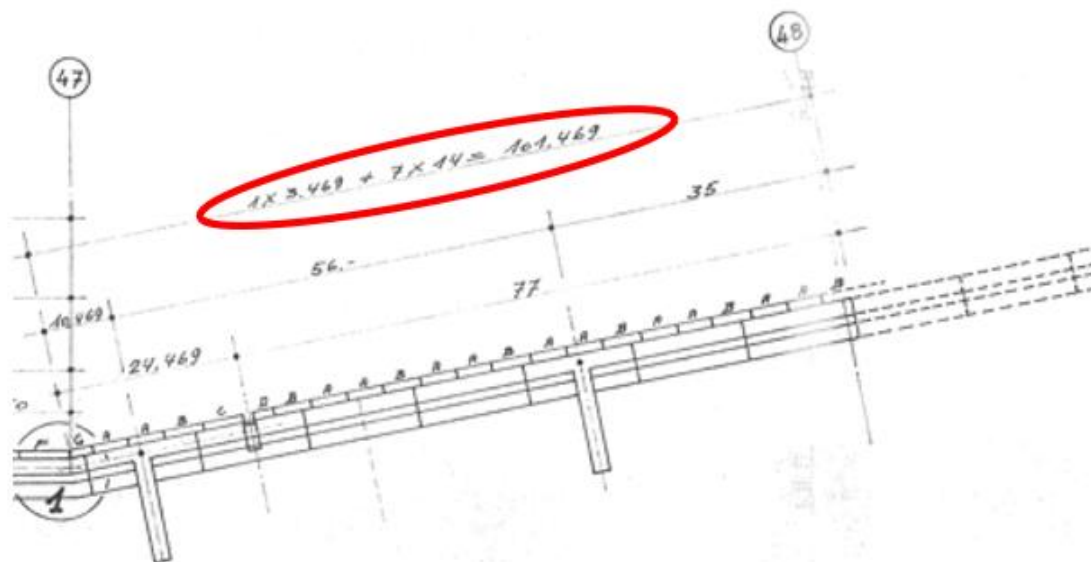
Voor dit voorbeeld wordt er gefocust op doorsnede 48 gelegen ter hoogte van de sluis in Olen. Hieronder wordt er uitgelegd hoe dat een scenario wordt opgemaakt voor één van de regelmatig terugkomende hoogtes van damwanden.

Omdat het om een kaaimuur type IV gaat, kan op andere detailplannen de opbouw van de kopbalk en dikte van de damwand achterhaald worden zoals in Figuur 2.3. De dikte van de damwand is 22 cm.



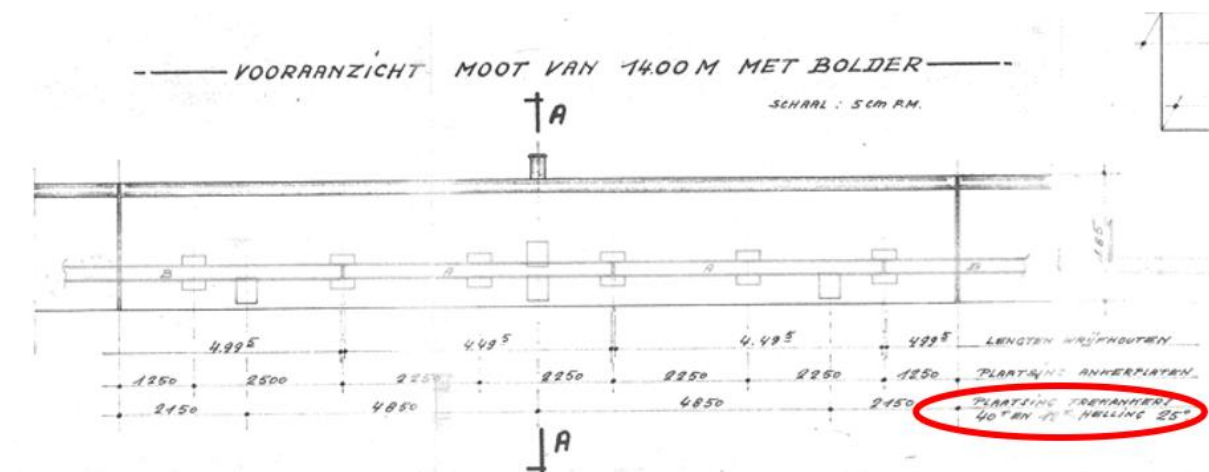
Figuur 2.3: Kaaimuur type IV [7]

Figuur 2.4 geeft een bovenaanzicht weer ter hoogte van dwarsdoorsnede 48 van de moot van 14,00 m. Een moot is hier een standaard sectie van de kaaimuur van 14 meter breed, inclusief bijbehorende aanmeervoorziening (bolder).

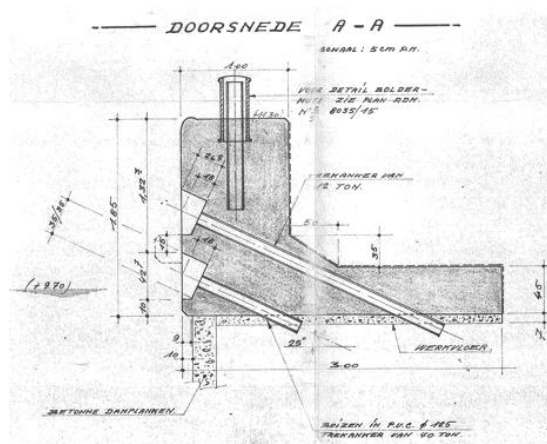


Figuur 2.4: Bovenaanzicht moot [7]

Op het vooraanzicht op Figuur 2.5 zijn de details van de moot ter hoogte van dwarsdoorsnede 48 zichtbaar. Op Figuur 2.6 is ook te zien dat ter hoogte van de bolder, er een anker van 40 ton en 12 ton zijn aangebracht onder een hoek van 25° en boven elkaar.



Figuur 2.5: Detail moot van 14,00 m met bolder [7]



Figuur 2.6: Details dwarsdoorsnede 48 met bolder en 2 ankers boven elkaar [7]



2.3.2 Uitvoeringsmethoden damwanden

Er bestaan verschillende methodes die frequent gebruikt worden bij het inbrengen van de damwand profielen. Zoals eerder vermeld kunnen ze bestaan uit beton of uit staal. In het geval van staal worden ze telkens prefab uitgevoerd. In het geval van beton kan de damwand ook ter plaatse gevormd worden met eventueel een bekisting of via het principe van slibwanden.

De eerste methode is *statisch indrukken*, waarbij de damwand zonder trillingen in de grond wordt gedrukt. Dit is geschikt voor staal vanwege de sterkte en slanke vorm. Voor beton is deze methode enkel toepasbaar bij voldoende robuuste profielen en zorgvuldige uitvoering, om schade te vermijden [15].

Een tweede methode maakt gebruik van een *perssysteem met reactiekader*, waarbij meerdere profielen gelijktijdig worden ingebracht. Deze techniek is vooral ontworpen voor staal, maar kan onder voorwaarden ook op beton worden toegepast [15].

Een derde methode is een *compacte persinstallatie* waarbij er telkens één profiel ingebracht wordt. Dit systeem is geschikt voor staal en in sommige gevallen toepasbaar op kleinere betonnen profielen met voldoende sterkte [15].

Nog een andere methode is de *Silent Piler* en werkt door profielen vast te klemmen en stapsgewijs in de grond te drukken. Dit is toepasbaar op stijve, stalen profielen. Voor beton is deze methode minder geschikt door het risico op lokale spanningsconcentraties en beschadiging [15].

Dan is er ook nog het *vibrerend aanbrengen* van profielen met behulp van trillingen in de bodem. Deze techniek is gangbaar bij staal, maar ongeschikt voor beton wegens de kans op scheurvorming en structurele schade [15].

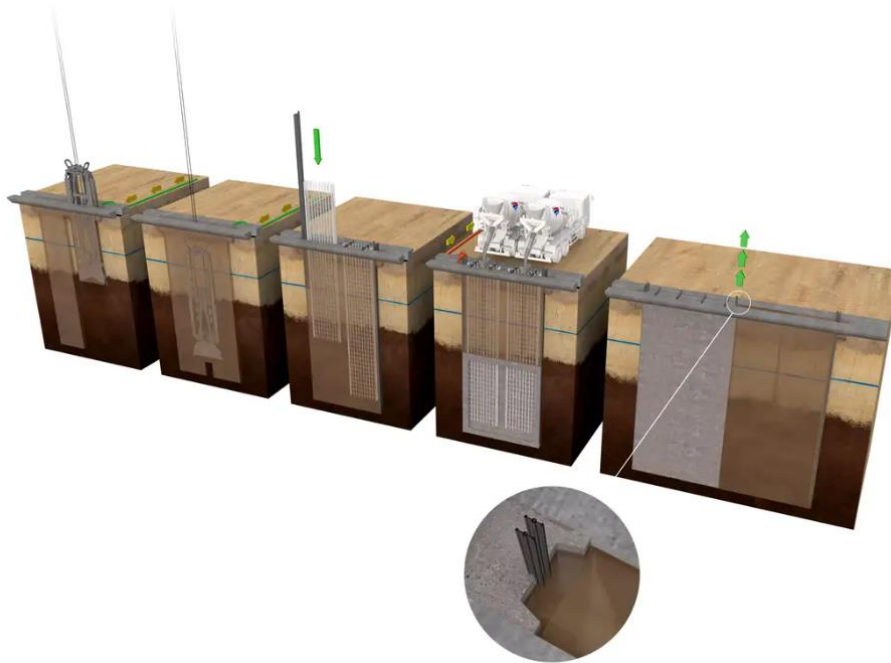
Een andere manier om stalen damwanden in te brengen in de grond is door middel van *heien met een dieselhamer of heien door een hydraulische hamer*.

- De dieselhamer werkt door een valgewicht dat op de damwand wordt geslagen, waardoor deze de grond in wordt gedreven. Deze methode is vooral geschikt voor cohesieve gronden zoals klei en slib, waar trillen minder effectief is [16];
- Hydraulische heihammers gebruiken hydraulische energie om het valgewicht aan te drijven, wat resulteert in meer gecontroleerde en vaak stillere slagen dan bij dieselhamers. Deze methode is geschikt voor situaties waarin geluids- en trillingsbeperking belangrijk zijn, zoals in stedelijke gebieden of nabij gevoelige structuren [17].

In het algemeen zijn deze methoden gericht op stalen damwanden. Toepassing bij beton vereist aangepaste aanpak en is in sommige gevallen uitgesloten, afhankelijk van de gevoeligheid van het materiaal en de bodemomstandigheden. Deze werden ook vooral vroeger gebruikt en worden tegenwoordig minder frequent gebruikt. Ze worden wel nog gebruikt in situaties waar dat het nodig is een waterdichte grens te voorzien tussen de grond en het water van het kanaal.

Er bestaat ook nog een manier om de damwanden *in situ* uit te voeren. Dit wordt dan gedaan door middel van *bekisting* of door het uitvoeren van *slibwanden of diepwanden*. Het werkingsprincipe van slibwanden wordt gevisualiseerd op Figuur 2.10 [18]:

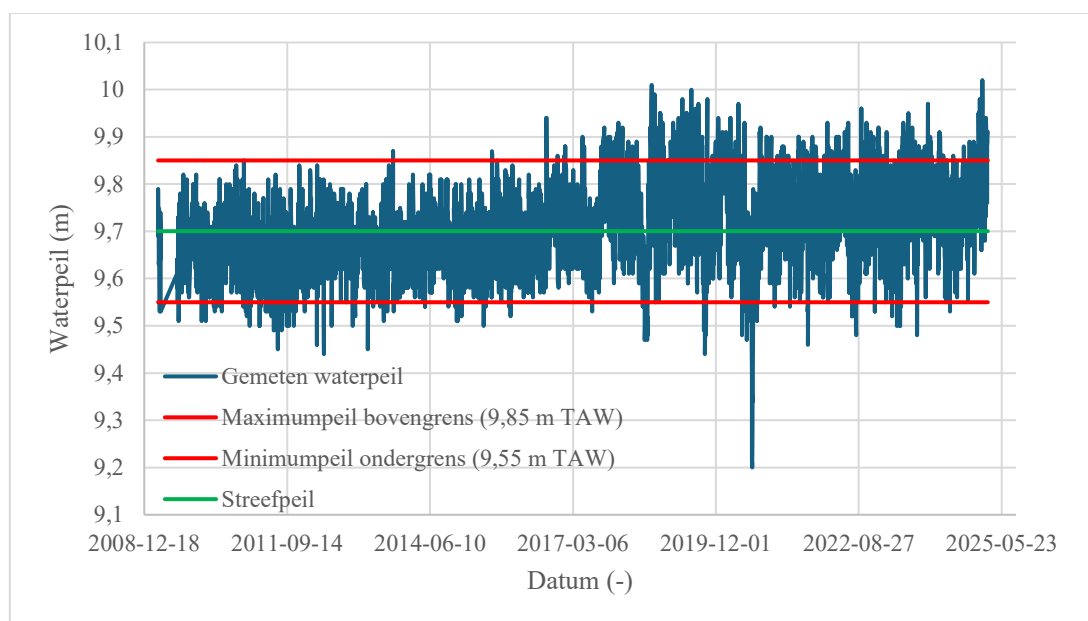
1. Graven van het paneel tussen geleidebalken met grijper, sleuf wordt gevuld met steunvloeistof. Bentonietniveau blijft minstens 2 m boven het freatisch niveau;
2. Verwijderen van de grondstop (merlon) tussen de twee moten, daarna ontzanden van het paneel;
3. Plaatsen van wapeningskorf en tijdelijk voegprofiel met waterstopstrip;
4. Betonneren via plunjerbuizen, bentoniet wordt teruggewonnen;
5. Verwijderen van het voegprofiel, de waterstopstrip blijft achter.



Figuur 2.10: Uitvoering slibwanden of diepwanden [18]

2.4 Waterstanden

Om de invloed van waterstandfluctuaties op het Albertkanaal nauwkeurig te bepalen, is het essentieel dat de waterstanden eerst grondig geanalyseerd worden. Ter waarborging van een continue scheepvaart is voor elk kanaalpand een streefpeil vastgesteld, zodat de scheepvaartcapaciteit behouden blijft. Voor schepen van het type CEMT-VIb is een minimale diepgang van 3,4 m vereist [9]. Het streefpeil van de waterstand in het kanaalpand Olen-Wijnegem (Wijnegem-opwaarts) is vastgesteld op 9,70 m TAW. Daarnaast wordt het minimumpeil aangegeven als 9,55 m TAW en het maximumpeil als 9,85 m TAW volgens projectingenieur T. Kurvers van De Vlaamse Waterweg nv (persoonlijke communicatie, 26 april 2025). Om dit streefpeil te handhaven, wordt de waterstand systematisch gemeten op verschillende locaties langs het Albertkanaal. Figuur 2.11 toont de meetreeks van de waterstand ter hoogte van het kanaal in Wijnegem.

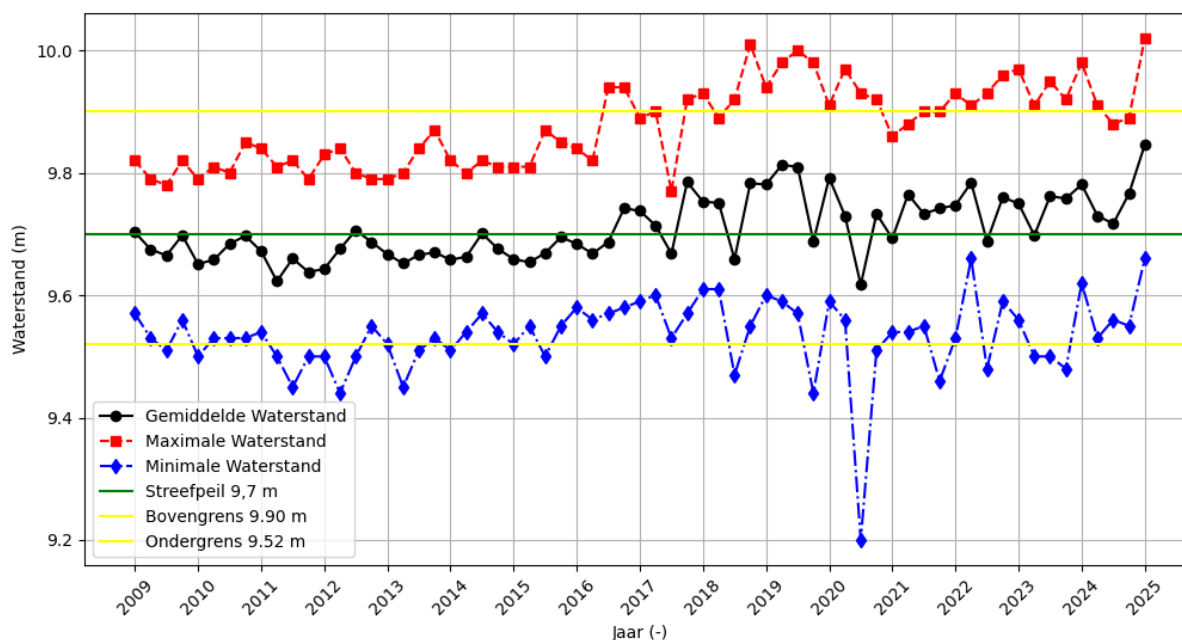


Figuur 2.11: Waterstanden ter hoogte sluis Wijnegem [19]

Uit Figuur 2.11 blijkt dat de waterstanden in het kanaalpand de afgelopen 10 jaar aanzienlijk vaker het maximumpeil bovengrens en minimumpeil ondergrens overschrijden. Bovendien is duidelijk te zien dat de pieken, zowel de hoge als de lage, in deze periode een significante toename in omvang vertonen. Naast een mogelijke instabiliteit van de kaaimuren kunnen verlaagde en verhoogde waterstanden voor de volgende problemen zorgen [20]:

- Onvoldoende diepgang voor scheepvaart;
- Niet kunnen voldoen aan internationale verdragen (waterverdragen met Nederland);
- Onvoldoende waterinnamemogelijkheid voor drinkwatermaatschappijen, industrie; landbouw;
- Aantasting omringende waterafhankelijke natuurgebieden;
- Daling waterkwaliteit met impact op het ecologisch leven in het water, bv. vissterfte, algengroei.

Om de werkelijke bovengrens en ondergrens van de waterstanden te bepalen, is een zekerheidsanalyse van 95% uitgevoerd op de maandelijkse maximale en minimale waterstanden. In Figuur 2.12 zijn de resulterende grenzen grafisch weergegeven.



Figuur 2.12: Statistische analyse waterstanden

Uit de figuur blijkt dat de statistische bovengrens van de waterstand op 9,90 m TAW ligt en de ondergrens op 9,52 m TAW. Ter vergelijking: de absolute maximale waterstand bedraagt 10,02 m TAW, terwijl de absolute minimale waterstand 9,20 m TAW is.

Voor vaste waterbouwkundige constructies wordt, bij afwezigheid van getijdeninvloed, aangenomen dat het grondwaterpeil aan de landzijde zich 0,50 meter hoger bevindt dan het waterpeil aan de waterzijde [21]. Deze veronderstelling is slechts van toepassing indien er geen voorafgaande meetcampagnes zijn uitgevoerd om de grondwaterfluctuaties in kaart te brengen. Aangezien in het kader van dit onderzoek dergelijke metingen niet zijn uitgevoerd, wordt deze standaardaanname gehanteerd. De beschouwing gebeurt ten opzichte van het streefpeil, wat resulteert in een veronderstelde grondwaterstand van 10,20 m TAW.

2.5 Grenstoestanden

Bij het ontwerp van kaaimuren zijn geotechnische en structurele stabiliteit cruciale aandachtspunten. Volgens Eurocode 7 moet voor elk geotechnisch ontwerp worden aangetoond dat er geen relevante grenstoestand wordt overschreden. Dit geldt ook voor waterkerende constructies zoals kaaimuren, die onderhevig zijn aan complexe belastingcombinaties door grond- en waterdrukken, aanhechtingskrachten, en externe belastingen (zoals verkeer of kranen) [22].

Er worden in Eurocode 7 twee hoofdtypes grenstoestanden onderscheiden:

- **Uiterste grenstoestanden (UGT):** met het oog op veiligheid tegen instabiliteit of bezwijken;
- **Gebruiksgrenstoestanden (GGT):** met het oog op het beperken van vervormingen of functieverlies.

2.5.1 Partiële belastingfactoren

In geotechnische ontwerpen worden gronddrukken, belastingen uit verkeer, kranen of bolderkrachten beschouwd als constructieve belastingen. Om rekening te houden met onzekerheden in grootte en werking worden deze belastingen vermenigvuldigd met partiële veiligheidsfactoren γ_a . Dit resulteert in een rekenwaarde (2.1) [22].

$$F_d = F_r * \gamma_a \quad (2.1)$$

Waarbij:

- F_d : rekenwaarde belasting,
- F_r : karakteristieke belasting.

2.5.2 Materiaalfactoren

Materiaalfactoren γ_m corrigeren de grondparameters zoals cohesie of wrijvingshoek om onzekerheden in bodemgedrag af te dekken. De rekenwaarde van een grondparameter wordt als volgt bepaald door (2.2) [22].

$$X_d = \frac{X_{rep}}{\gamma_m} \quad (2.2)$$

Waarbij:

- X_d : rekenwaarde grondparameter;
- X_{rep} : karakteristieke grondparameter.

2.5.3 Uiterste grenstoestanden (UGT)

De volgende UGT-situaties zijn relevant voor kaaimuren en worden geëvalueerd binnen de ontwerpmethodiek van Eurocode 7 [23]:

- **EQU**: verlies van algeheel evenwicht van de wandconstructie en ondergrond als stijf geheel, zonder dat materiaaleigenschappen bijdragen aan de weerstand;
- **STR**: structureel bezwijken van de wand of onderdelen ervan, zoals ankers of funderingselementen, waarbij de materiaaleigenschappen van de constructie (staal, beton) van belang zijn;
- **GEO**: grondmechanisch falen van de ondergrond, zoals het verschuiven van de wand of het bezwijken van de grond achter of onder de wand;
- **UPL**: opdrijven of opwaartse verplaatsing van de wand ten gevolge van waterdruk;
- **HYD**: piping, interne erosie of andere hydraulische faalmechanismen door grondwaterstroming.

De twee voornaamste grenstoestanden zijn de constructieve (STR) en geotechnische (GEO) grenstoestanden. Enerzijds wordt nagegaan of een grenstoestand leidt tot bezwijken, anderzijds of het constructieonderdeel aanzienlijke vervormingen vertoont als gevolg van het falen van de ondergrond [23, 24].

Volgens de ontwerpvoorwaarde geldt (2.3):

$$E_d \leq R_d \quad (2.3)$$

Waarbij:

- E_d : rekenwaarde van het belastingeffect,
- R_d : rekenwaarde van de weerstand tegen een belasting.

Eurocode 7 voorziet drie verschillende ontwerpbenaderingen (Design Approaches), elk met eigen combinaties van partiële veiligheidsfactoren op belastingen (A), materiaalparameters (M) en weerstanden (R). Voor geotechnische constructies zoals kaaimuren schrijft de Belgische Nationale Bijlage ontwerpbenadering 1 voor. Deze benadering bestaat uit twee afzonderlijke controles [23]:

- **Ontwerpcombinatie 1.1:** belastingfactoren worden toegepast, terwijl materiaal- en weerstandsfactoren neutraal zijn. $A1 + M1 + R1$;
- **Ontwerpcombinatie 1.2:** materiaal- en weerstandsfactoren worden toegepast, terwijl de belastingfactoren neutraal zijn. $A2 + M2 + R2$.

De specifieke waarden van de partiële veiligheidsfactoren die van toepassing zijn op kaaimuurontwerpen volgens ontwerpbenadering 1 worden weergegeven in Tabel 2.1 en Tabel 2.2.

Tabel 2.1: Partiële veiligheidsfactoren voor belastingen of belastingseffecten [23]

Belasting		Symbool	Verzameling	
			A1	A2
Blijvend	Gunstig	γ_G	1,35	1,0
	Ongunstig		1,0	1,0
Variabel	Gunstig	γ_Q	1,5	1,3
	Ongunstig		0	0

Tabel 2.2: Partiële factoren voor grondparameters [23]

Belasting	Symbool	Verzameling	
		M1	M2
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Ongedraineerde druksterkte	γ_{c_u}	1,0	1,4
Prismadruksterkte	γ_{q_u}	1,0	1,4
Volomiek gewicht	γ_v	1,0	0

Door beide situaties afzonderlijk te toetsen, wordt gegarandeerd dat het ontwerp voldoende robuust is tegen zowel extreme belastingen als onzekerheden in materiaalgedrag en grondeigenschappen. In D-Sheet Piling gebeurt deze dubbele controle aan de hand van ANB Set 1 en ANB Set 2, die respectievelijk overeenkomen met de twee onderdelen van ontwerpbenadering 1 zoals voorgeschreven in de Belgische Nationale Bijlage [12].

2.5.4 Gebruiksgrenstoestand (GGT)

De bruikbaarheidsgrenstoestand (GGT) is de toestand waarbij de constructie, als gevolg van vervormingen of verplaatsingen, niet langer voldoet aan haar functionele eisen of waarbij ongewenste schade of verhoogde onderhoudskosten kunnen optreden. Dit draagt bij aan het beperken van schade, hinder en onderhoudskosten.

2.6 Grondparameters

Naast het onderzoeken van de waterstanden is het ook nodig om de grondparameters van de verschillende grondlagen te achterhalen. De grond draagt bij aan het ontstaan van passieve en actieve gronddrukken die op hun beurt bijdragen aan de stabiliteit van de oeververdediging. Om de verschillende grondlagen aan de onderzochte scenario's te achterhalen is het mogelijk om via Geopunt en Databank Ondergrond Vlaanderen (DOV), boringen en sonderingen van de desbetreffende locaties te onderzoeken.

De boringen bevatten informatie over de verschillende aanwezige grondlagen zoals in Figuur 2.13. Het bevat een beschrijving van de hoofdgrondsoort en bijmenging per grondlaag.

Geotechnische codering - 18/07/2009

Auteur(s): Luyten, Marc (VO - Afdeling Geotechniek)

Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Kleur	Hoofdgrondsoort	Bijmenging
0.00	1.50	groengrijs	grof zand	plaatselijk weinig klei, glauconiet
1.50	2.20	groen	grof zand	klei, glauconiet, plaatselijk weinig stenen
2.20	3.00	groen	grof zand	plaatselijk weinig klei, glauconiet
3.00	4.00	zwartgroen	grof zand	glauconiet
4.00	5.50	zwartgroen	grof zand	glauconiet
5.50	8.50	zwartgroen	grof zand	glauconiet

Informele stratigrafie - 08/04/2009

Auteur(s): Duser, Michiel (Belgische Geologische Dienst (BGD))

Betrouwbaarheid: goed

Figuur 2.13: Boring [25]

Met die info kan in combinatie met de metingen uit de sondering, parameters zoals het droog en nat volumegewicht, de interne wrijvingshoek en cohesie van de grondlagen gedefinieerd worden.

De sondering zoals in Figuur 2.14 geeft in functie van de diepte: de puntweerstand q_c (MPa), de schachtweerstand f_s (MPa) en het wrijvingsgetal R_f (%). Het wrijvingsgetal is als het ware de verhouding tussen de schachtweerstand f_s en de puntweerstand q_c van de sondering. Des te hoger deze waarde zal zijn, des te kleiiger de grond zich gedraagt.



Sondering

Proefnummer: GEO-08/158-S2

X(Lambert): 184264.33

Y(Lambert): 205541.98

Z (mTAW): +11.11

Gemeente: +11.11

Uitvoerder: VO - Afdeling Geotechniek

Aanvangsdatum: 07/11/2008

Sondeerapparaat: 200 kN - MAN2

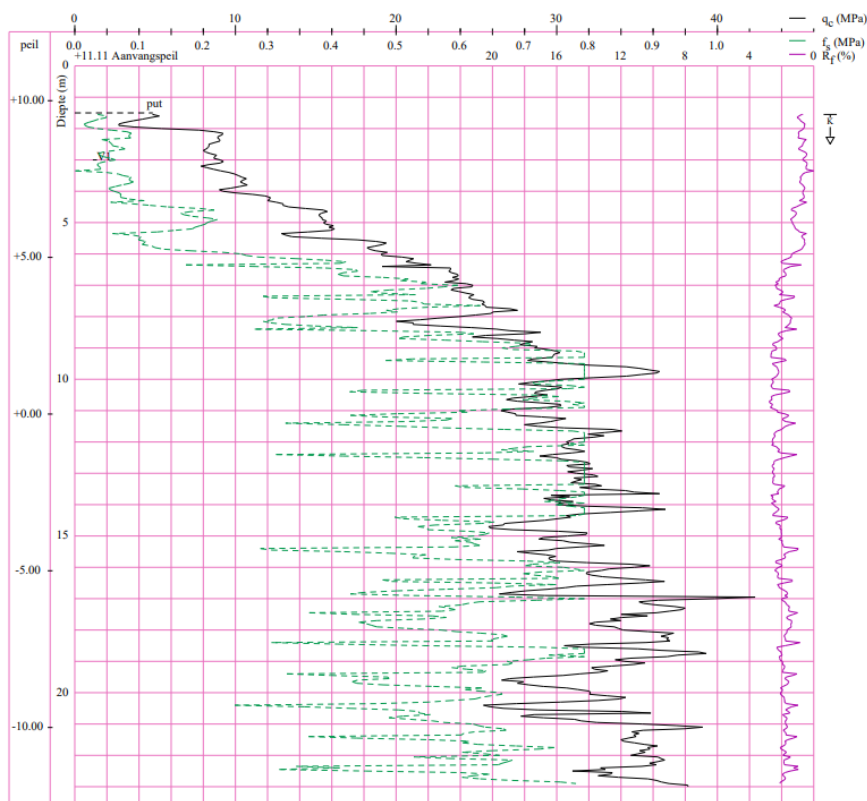
Conus: E

Lengte (m): 1.55 tot 23.00

Sondeergat dicht op: 3.30 m (peil +7.81)

Norm:

Uitvoeringsmethode: continu elektrisch



Figuur 2.14: Sondering [26]

Dan kan met behulp van de boring en de sondering inclusief met Tabel 2.3 een inschatting gedaan voor de waarden van het droog (γ_k boven F.O.) en nat (γ_k onder F.O.) volumegewicht, de interne wrijvingshoek (ϕ'_k) en de cohesie (c'_k) gedaan worden.

Tabel 2.3: Karakteristieke grondparameters op basis van de resultaten uit een elektrische sondering [27]

Grondsoort	Bijmenging	Pakkingsdichtheid/ consistentie	q_c (MPa)	R_f (%)	γ_k boven F.O.* (kN/m ³)	γ_k onder F.O.* (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	$c_{u,k}$ (kPa)
Grind	-	matig dicht	$10 \leq q_c < 20$ $q_c \geq 20$	< 1	18 19	20 21	35 40	0 0	- -
	leem- of kleihoudend	matig dicht	$10 \leq q_c < 20$ $q_c \geq 20$		19 20	21 22	32 37	0 0	- -
zand	-	los	$2 \leq q_c < 4$	< 1	16	18	27	0	-
		matig	$4 \leq q_c < 10$		17	19	30	0	-
		dicht	$10 \leq q_c < 15$		18	20	32	0	-
		zeer dicht	$q_c \geq 15$		18	20	35	0	-
	leem- of kleihoudend	los	$2 \leq q_c < 4$	1 - 2	16	18	25	0	-
		matig dicht	$4 \leq q_c < 10$ $10 \leq q_c < 15$ $q_c \geq 15$		17 18 19	19 20 20	27 30 32	0 0 0	- - -
leem	-	weinig vast	$0.4 \leq q_c < 1$	2 - 4	17	17	22	0	10
		matig vast	$1 \leq q_c < 2$		18	18	22	2	25
		vrij vast	$2 \leq q_c < 4$		19	19	22	4	50
		vast	$q_c \geq 4$		20	20	22	8	100
	zandhoudend	weinig vast	$0.4 \leq q_c < 1$	1 - 3	17	17	25	0	10
		matig vast	$1 \leq q_c < 2$		18	18	25	2	25
klei	-	vrij vast	$2 \leq q_c < 4$	3 - 6	19	19	25	4	50
		vast	$q_c \geq 4$		20	20	25	8	100
	zandhoudend	weinig vast	$0.4 \leq q_c < 1$	2 - 5	16	16	22	2	20
		matig vast	$1 \leq q_c < 2$		17	17	22	4	50
	veen	vrij vast	$2 \leq q_c < 4$	> 6	18	18	22	8	100
		vast	$q_c \geq 4$		19	19	22	15	200
veen	-	weinig vast	$0.2 \leq q_c < 0.5$	> 6	10	10	15	2	10
		matig vast	$0.5 \leq q_c < 1$		12	12	15	5	20
		vast	$q_c \geq 1$		14	14	15	10	40

*F.O. = Freatisch oppervlak

Opmerking: Voor tijdelijke constructies kan een beperkte cohesie worden aangenomen mits duidelijke verantwoording en afspraken m.b.t. de controle ervan.

Hiernaast is het ook nodig om de beddingsconstante k_h van de grondlagen te achterhalen. De beddingsconstante geeft in feite de spanning weer welke nodig is om een indringing over een eenheidsafstand tot stand te brengen [28].

Aan de hand van ontvangen rapporten met grondinterpretaties van afdeling Geotechniek van het Departement Mobiliteit en Openbare Werken kan voor elke gedefinieerde grondlaag een beddingsconstante gekoppeld worden. Tabel 2.4 en Tabel 2.5 geeft een weergave van een zodanig rapport [29].

Tabel 2.4: Interpretaties beddingsconstante k_h [29]

	$\gamma_{\text{boven FO}}$ (kN/m ³)	$\gamma_{\text{onder FO}}$ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	k_h (kN/m ³)
Laag A	17	19	30	0	9000 à 21000
Laag B	18	18	20	8	3000 à 6000
Laag C	17	19	27	0	12000 à 24000
Laag D	18	20	32	0	24000 à 30000

Tabel 2.5: Inschatting grondlagen rapport [29]

	benaming grondsoort	geologische interpretatie
Laag A	Vrij dichtgepakt à plaatselijk dichtgepakt en matig gepakt zand, plaatselijk kleihoudend	Quartair
Laag B	Vrij vaste klei, plaatselijk zandhoudend	Quartair
Laag C	Matig à plaatselijk vrij dichtgepakt kleihoudend zand, plaatselijk glauconiethoudend	Tertiair, Formatie van Kasterlee
Laag D	Vrij dichtgepakt à plaatselijk matig gepakt zand, glauconiethoudend	Tertiair, Formatie van Diest

2.7 Lasten

De krachten die op een kaaimuur werken, zijn veelzijdig en worden voornamelijk veroorzaakt door het water, de grond, en andere externe factoren. Het is essentieel om deze krachten goed te begrijpen voor het ontwerp en de stabiliteit van de muur. Aangezien deze belastingen binnen de invloedsszone van de kaaimuur kunnen vallen, moeten ze worden meegenomen in de stabiliteits- en zettingsanalyses van de constructie. Het correct modelleren van deze krachten is essentieel om te voorkomen dat spanningen in de ondergrond leiden tot onaanvaardbare vervormingen of structurele schade aan de kaaimuur.

2.7.1 Water- en gronddrukken

De waterdruk is een belangrijke kracht die door het water wordt uitgeoefend op constructies, zoals kaaimuren. Deze druk neemt toe met de diepte en is afhankelijk van de waterstand en de dichtheid van het water. De waterdruk werkt voornamelijk horizontaal op verticale constructieonderdelen. Maar oefent ook een verticale kracht uit op horizontale oppervlakken, zoals funderingsplaten of vloeren. In het geval van het Albertkanaal, waar de waterstand kunstmatig wordt beheerd en slechts beperkte schommelingen vertoont, blijven deze krachten relatief stabiel over tijd.

De gronddrukken die op een kaaimuur werken, worden veroorzaakt door de samenstelling en de eigenschappen van de grond aan de landzijde en waterzijde van de kaaimuur. Er zijn twee belangrijke componenten van de gronddruk: de actieve gronddruk en de passieve gronddruk.

Actieve gronddruk ontstaat wanneer de kaaimuur verschuift of beweegt in de richting van de landzijde, waardoor de grond wordt samengedrukt en een kracht op de muur uitoefent. Dit wordt vooral relevant in situaties waar de kaaimuur een zekere vervorming ondergaat. Passieve gronddruk treedt op wanneer de muur in de tegenovergestelde richting verschuift, waardoor de grond zich uitzet en een tegenkracht op de muur uitoefent.

2.7.2 Belastingen door aanmeren en overslag

Naast de waterdruk en gronddruk zijn er ook andere belastingen die binnen de invloedszone van de kaaimuur kunnen vallen, zoals trekkrachten door bolders, stempelkrachten afkomstig van overslag, jaagpadbelasting enzovoort. Hoewel deze krachten niet rechtstreeks op de kaaimuur zelf inwerken, kunnen ze spanningen en vervormingen veroorzaken in de grond achter kaaimuur, wat de stabiliteit en duurzaamheid van de constructie beïnvloedt.

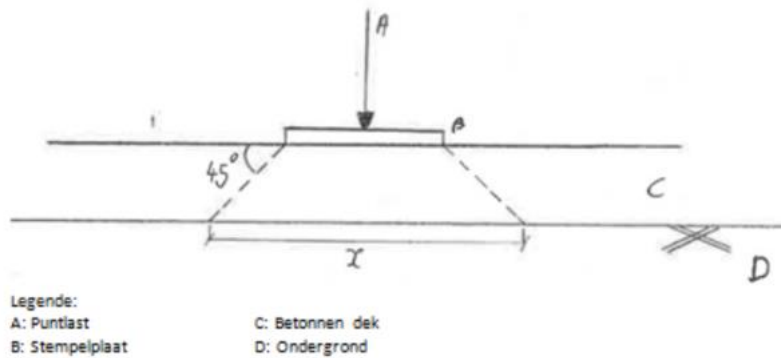
Bolders fungeren als verankeringspunten voor aangemeerde schepen, waarbij de krachten die ontstaan door het aanmeren en vastmaken van trossen worden overgedragen op de boldermoot. De resulterende belasting is afhankelijk van de positie van de bolder ten opzichte van de kaaimuur en de hoek waaronder de tros gespannen wordt, wat leidt tot zowel een horizontale als een verticale krachtcomponent.

Volgens het Standaardbestek 260 bedraagt de nominale bolderbelasting 300 kN voor waterwegen van klasse VIa en 350 kN voor klasse VIb. Hoewel het Albertkanaal tussen de sluizen van Olen en Wijnegem is geclassificeerd als CEMT-klasse VIb, is het gedeelte stroomafwaarts van de sluis van Wijnegem slechts geclassificeerd als klasse VIa. Hierdoor is het onrealistisch dat schepen van klasse VIb dit deel van het kanaal bevaren. Om die reden hanteert De Vlaamse Waterweg nv een maximale bolderbelasting conform klasse VIa. Dit zorgt voor een voldoende robuuste en betrouwbare dimensionering van zowel de bolderfundering als de omliggende constructie [21].

Stempelkrachten kunnen optreden in het kader van overslagactiviteiten, waarbij zware overslagkranen op stempelplaten worden geplaatst ter hoogte van de kaaimuur. Tijdens het laden en lossen van goederen worden aanzienlijke geconcentreerde belastingen gegenereerd. Deze worden via de stempelplaten overgedragen aan de onderliggende constructie, wat leidt tot lokale spanningsconcentraties binnen de invloedszone van de kaaimuur.

De grootte en richting van deze krachten zijn afhankelijk van de positionering van de kraan ten opzichte van de kaaimuur, de dynamiek van het overslagproces en de massa van de over te brengen lading. De resulterende stempelkrachten kunnen zowel verticale als horizontale componenten bevatten, en dienen nauwkeurig in rekening te worden gebracht bij de dimensionering van de bovenbouw van de kaaimuur.

In Figuur 2.15 wordt een vereenvoudigde schematische voorstelling weergegeven van de wijze waarop stempelkrachten ontstaan tijdens overslag.



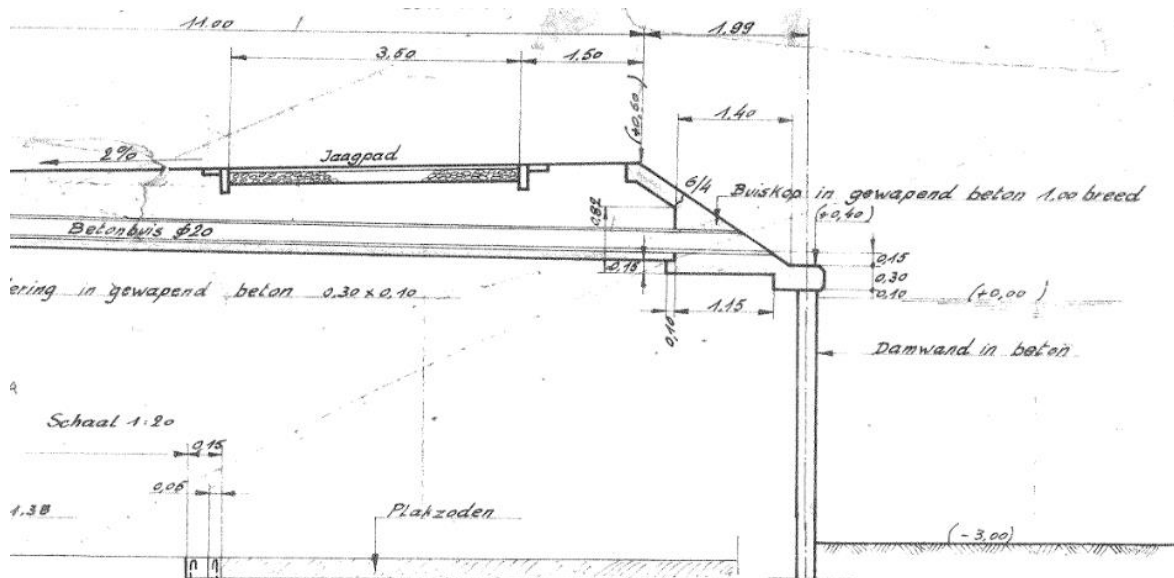
Figuur 2.15: Voorstelling stempelkrachten [30]

Uit deze figuur kan de vereenvoudigde berekening van de verdeelde belasting ten gevolge van een stempelkracht worden afgeleid. Als standaard wordt in deze thesis uitgegaan van een verdeelde belasting ten gevolge van een stempelkracht opgewekt door een overslagkraan. De grootste maximale kracht gegenereerd door de kraan is 360 kN. Er wordt standaard opgelegd dat deze belasting wordt overgedragen via een stempelplaat met een oppervlak van 1,00 m², wat resulteert in een geconcentreerde belasting van 360 kN/m². In de praktijk blijkt echter dat de gebruikte stempelplaten vaak een kleiner oppervlak hebben dan de veronderstelde 1 m², of dat ze in bepaalde gevallen zelfs volledig achterwege worden gelaten door kraanoperators. Aangezien dergelijke variaties sterk afhangen van het gedrag van de gebruiker en niet structureel controleerbaar zijn, wordt hier in het ontwerp geen rekening mee gehouden [30].

Als de aanname is dat de stempelplaten bestaan uit een betonnen dek met een dikte van 20 cm, en wordt verondersteld dat deze structuur de belasting verspreidt onder een hoek van 45°, leidt dit tot een effectieve belastingsoppervlakte van 1,40 m × 1,40 m = 1,96 m². De geconcentreerde belasting wordt daardoor herleid tot een verdeelde belasting van 360/1,96 ≈ 183,7 kN/m². Wanneer ook de permanente belasting van het betonnen dek (geschat op 5 kN/m²) in rekening wordt gebracht, resulteert dit in een totale verdeelde belasting van 190 kN/m² [30].

2.7.3 Belastingen door infrastructuur en verkeer

Het jaagpad is gelegen aan de bovenzijde van de kaaimuur en vormt een permanente belasting op de ondergrond ten gevolge van zijn eigen gewicht. Naast deze permanente belasting treden tevens variabele belastingen op als gevolg van het gebruik van het jaagpad door voetgangers, fietsers en onderhoudsvoertuigen. Hoewel deze variabele belastingen niet rechtstreeks op de constructie van de kaaimuur inwerken, veroorzaken zij spanningen in de bovenliggende grondlagen die een invloed kunnen uitoefenen op de globale stabiliteit van de kaaimuur. Dit effect is met name relevant bij zware of geconcentreerde belastingen, zoals die gegenereerd worden door passerende voertuigen. Voor regulier verkeer op het jaagpad wordt doorgaans een karakteristieke belasting van 20 kN/m² gehanteerd conform de richtlijnen van De Vlaamse Waterweg [30]. Bij zwaarder verkeer kan deze waarde echter oplopen tot 35 à 45 kN/m², afhankelijk van de aard, intensiteit en frequentie van het gebruik, zoals gespecificeerd in het Standaardbestek 260 [21]. De breedte van het jaagpad langs het Albertkanaal bedraagt overal 3,5 meter, zoals weergegeven in Figuur 2.16.



Figuur 2.16: Detail jaagpadverharding

Wanneer er spoorverkeer langs een kaaimuur plaatsvindt, wordt rekening gehouden met een verhoogde belasting door de impact van het treinverkeer. Conform SB 260 versie 2.0 wordt voor een treinspoor langs de kaaimuur een belasting van 55 kN/m^2 gehanteerd, toegepast over een breedte van 3 m [21]. Deze belasting houdt rekening met de dynamische krachten die door de wielen van de trein op de rails worden uitgeoefend. De belasting van 55 kN/m^2 wordt beschouwd als representatief voor de effecten van regelmatige treinpassages, wat invloed heeft op de dimensionering en stabiliteit van de kaaimuur. Deze belasting moet in overweging worden genomen bij het ontwerp en de constructie van kaaimuren die nabij treinsporen liggen.

2.8 Verankeringsmethoden

Actieve ankers en passieve ankers worden beide gebruikt om constructies te stabiliseren, maar ze werken op verschillende manieren en worden toegepast in verschillende situaties, afhankelijk van de aard van het talud en de vereiste stabiliteit.

2.8.1 Actieve ankers

Actieve ankers worden gekarakteriseerd door het feit dat ze voorgespannen zijn, wat betekent dat er een kracht op het anker wordt uitgeoefend voordat de constructie daadwerkelijk wordt belast. Dit zorgt ervoor dat de constructie meteen stabiliteit krijgt zodra de krachten beginnen in te werken. Actieve ankers worden vaak gebruikt bij rechte taluds of verticale constructies, zoals keerwanden of damwanden. De actieve ankers helpen de beweging van de constructie te beheersen en voorkomen dat de kaaimuur uitbuigt of verzakt. Deze ankers zitten ook meestal onder een bepaalde hoek in de grond [31].

2.8.2 Passieve ankers

Passieve ankers werken op een andere manier. Ze zijn niet voorgespannen of licht voorgespannen en gaan pas actief worden wanneer er verplaatsingen optreden. Dit betekent dat passieve ankers pas in werking treden als de grond of de constructie zich verplaatst en de ankerkracht als gevolg van die verplaatsing opneemt. Passieve ankers worden meestal toegepast bij schuine taluds, waar enige vervorming of beweging van de constructie toelaatbaar is. Deze ankers zitten ook meestal nagenoeg horizontaal in de grond [31].

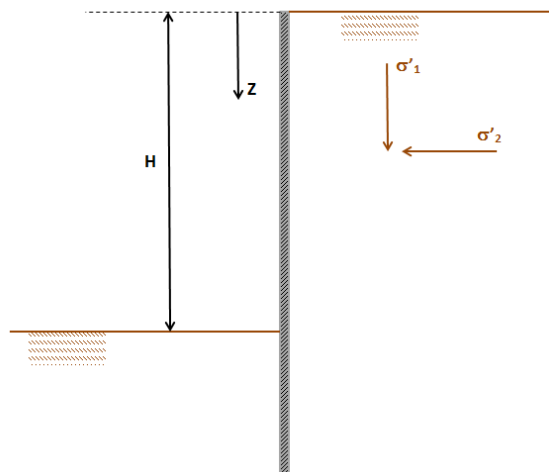
2.9 Bezwijkmechanismen

2.9.1 Stabiliteit van damwanden

In de stabiliteitsanalyse van grondkerende constructies is het begrijpen van de verschillende typen gronddruk cruciaal. De neutrale gronddruk is de spanningsverdeling die ontstaat wanneer de grond niet vervormt of beweegt, oftewel wanneer de wand geen horizontale verplaatsing ondergaat. Deze druk weerspiegelt de natuurlijke spanningen die in de grond aanwezig zijn door het eigen gewicht. De neutrale gronddruk vormt de basis voor de actieve en passieve gronddrukken die ontstaan wanneer er wel beweging optreedt. Voor de deze berekening wordt vaak de theorie van Rankine gebruikt [24].

Neutrale gronddruk

Stel dat de damwand met hoogte H volledig stijf is en geen verplaatsing vertoont ten opzichte van de omringende grond. In dat geval worden de spanningen op een diepte ' z ' onder het maaiveld bepaald door het elastisch evenwicht van de grond. Omdat er geen relatieve beweging tussen de wand en de grond optreedt, ontstaan er geen schuifspanningen [24]. De horizontale gronddruk die in deze situatie ontstaat, wordt de neutrale gronddruk genoemd. Deze druk vertegenwoordigt de spanningsverdeling in de grond wanneer er geen beweging is en vormt de basis voor de actieve en passieve gronddrukken die optreden bij verplaatsing van de wand. In Figuur 2.17 wordt een dergelijk type damwand weergegeven [32].



Figuur 2.17: Neutrale gronddruk bij een damwand [32]

In tegenstelling tot verticale grondspanningen, die afhankelijk zijn van het gewicht van de grondlagen (zie paragraaf 2.10.2), zijn horizontale spanningen niet uitsluitend functie van dit gewicht. Het verband tussen deze twee typen spanningen kan dan ook als volgt worden uitgedrukt (2.4) [13]:

$$\sigma'_h = K_0 * \sigma'_v \quad (2.4)$$

Met K_0 de neutrale gronddrukcoëfficiënt.

Onderzoek heeft aangetoond dat voor een normaal geconsolideerde grond K_0 bij benadering gegeven wordt door (2.5) [13]:

$$K_0 \approx 1 - \sin \varphi' \quad (2.5)$$

Met φ' de hoek van inwendige wrijving.

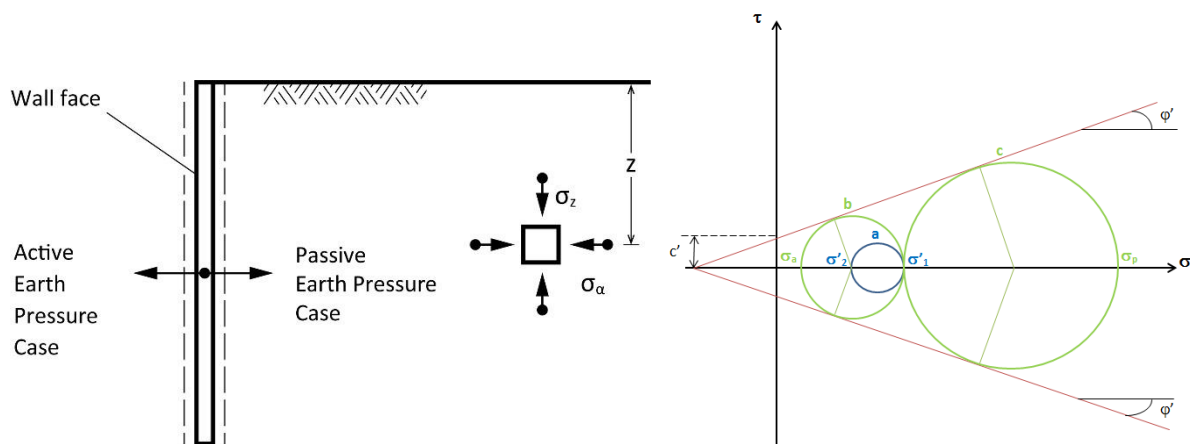
Een overgeconsolideerde grond is een grond die in het verleden onder een hogere verticale spanningsbelasting heeft gestaan dan momenteel het geval is. Dit betekent dat de grond historisch gezien meer is samengedrukt dan nu nodig is om zijn huidige spanningstoestand te behouden. Dergelijke gronden vertonen vaak een stijver gedrag en minder samendrukking bij herbelasting, wat belangrijk is bij het inschatten van zettingen en stabiliteit van constructies. Voor een overgeconsolideerde grond is een goede benadering volgens (2.6) [13]:

$$K_0 \approx (1 - \sin \varphi') \sqrt{OCR} \quad (2.6)$$

Met OCR = overconsolidatie verhouding, wat de verhouding is tussen de vroegere en de huidige verticale korrelspanning.

Actieve gronddrukken volgens de theorie van Rankine

Rankine heeft uitgaande van het bezwijkingscriterium van Mohr-Coulomb de waarde berekend van de minimale σ'_{ha} en maximale σ'_{hp} horizontale spanning die kan bestaan in een grondmassief met horizontale begrenzing. Om deze uiterste waarden van de horizontale spanningen te verkrijgen volstaat het om uitgaande van het punt dat de verticale spanning σ'_v weergeeft, cirkels te tekenen die raken aan de intrinsieke rechten zoals in Figuur 2.18. In zijn originele toestand komen σ_h en σ_v overeen met de kleinste σ'_2 en de grootste σ'_1 hoofdspanning [28].



Figuur 2.18: (a) Bewegende damwand [33]; (b) Grondrukken theorie volgens Mohr-Coulomb [34]

Als gevolg van de gronddruk aan de achterzijde van de wand verplaatst deze zich naar de ontgronding toe. De grond zal zich voornamelijk in de horizontale richting ontlasten, wat leidt tot een afname van de spanning σ'_2 . De spanning σ'_1 blijft vrijwel gelijk, aangezien er geen verlies van grondoppervlak is en er geen extra belasting optreedt. Door de verandering in σ'_2 zal de cirkel van Mohr voor deze grondsoort ook worden beïnvloed. Het middelpunt van de cirkel wordt bepaald door de afstand $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ op de σ -as, vertrekkend van de oorsprong. De straal van de cirkel hangt af van de hoofdspanning, die wordt gegeven door de vergelijking $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$. De toename van de horizontale gronddruk wordt weergegeven door de verschuiving van de cirkel in Figuur 2.18b. Deze cirkel raakt de lijnen die het bezwijkingscriterium van

Mohr-Coulomb afbakenen. De formule voor dit criterium is afhankelijk van de cohesie c' , de wrijvingshoek φ' , en de normaalspanning σ' . Deze parameters kunnen het beste worden herschreven in termen van de hoofdspanningen die worden gebruikt in de Mohr-cirkel [24].

Dit leidt tot de volgende vergelijking (2.7) [34]:

$$\sin \varphi' = \frac{\frac{1}{2} * (\sigma'_1 - \sigma'_2)}{\frac{1}{2} * (\sigma'_1 - \sigma'_2) + c' * \cot \varphi'} \quad (2.7)$$

Aan de hand van deze formule kan σ'_2 uitgedrukt worden in kritische toestand σ_1 (2.8):

$$\sigma'_2 = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} * \sigma'_1 - \frac{\cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} * 2 * c' \quad (2.8)$$

Andersom kan geformuleerd worden (2.9):

$$\sigma'_1 = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} * \sigma'_2 - \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} * 2 * c' \quad (2.9)$$

Aangezien geldt (2.10) [34]:

$$\cos \varphi' = \sqrt{1 - \sin^2 \varphi'} = \sqrt{(1 + \sin \varphi') * (1 - \sin \varphi')} \quad (2.10)$$

Kunnen de twee bovenstaande formules in verband met elkaar gebracht worden (2.11):

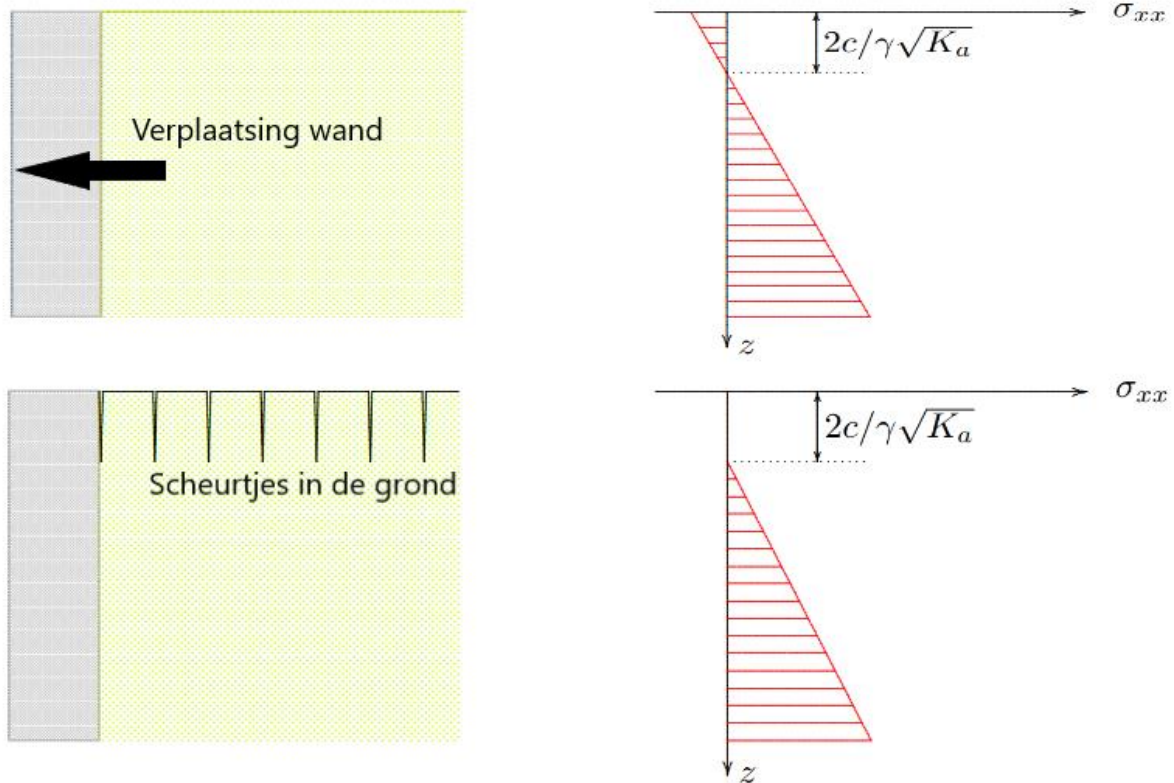
$$\sigma'_2 = \sigma_a = \sigma'_1 * K_a - 2 * c' * \sqrt{K_a} \quad (2.11)$$

Met de coëfficiënt van actieve gronddruk $K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$.

Wanneer een grondmassa zich onder een bepaalde spanningstoestand bevindt en zijdelingse vervorming optreedt, zal de kleinste effectieve hoofdspanning (σ'_2) afnemen. Breuk in de grond vindt plaats zodra deze σ'_2 een kritisch laag niveau bereikt. Dit mechanisme komt overeen met de actieve gronddruktoestand, zoals geïllustreerd in Figuur 2.19 [34].

In deze actieve toestand verlaagt de horizontale spanning zich tot een minimum, wat resulteert in een driehoekige spanningsverdeling. De spanning begint bovenaan niet vanaf nul, maar vanaf een positieve waarde, namelijk $\frac{2 * c'}{\gamma * \sqrt{K_a}}$, vanwege de cohesie van de grond [34].

Als de horizontale spanning voldoende afneemt, kunnen er scheuren in de grond ontstaan. Dit gebeurt omdat de trekspanningen in de grond groter worden dan de treksterkte van de grond zelf. Als we deze spanningen in percentages uitdrukken, kunnen we zeggen dat de horizontale spanning σ_a bij de actieve toestand 100% is. Elke verdere vermindering van de horizontale spanning onder deze waarde kan leiden tot het ontstaan van scheuren in de grond [34].



Figuur 2.19: Actieve spanningsdiagram [34]

Men kan stellen dat, wanneer een berekening resulteert in een waarde die binnen de linkerzijde van de spanningsdriehoek ligt deze lager is dan de maximale kleinste hoofdspanning σ'_2 . Dit betekent dat de waarde binnen dit gebied lager is dan 100%. Als het resultaat buiten de maximale hoofdspanning σ'_2 valt, is de spanning hoger en zal de damwand instabiel worden. Wanneer dit in procenten wordt uitgedrukt, wordt dit ook wel het gemobiliseerde percentage aan actieve weerstand genoemd [24, 34].

Passieve gronddrukken volgens de theorie van Rankine

Door de gronddruk aan de achterzijde van de wand in passieve toestand wordt de wand in de grond gedrukt. Hierdoor ondergaat de grond voornamelijk een horizontale verplaatsing, wat resulteert in een toename van de horizontale effectieve spanning σ'_2 . De spanning σ'_1 blijft vrijwel gelijk, aangezien er geen verlies van grondoppervlak is en er geen extra belasting optreedt. Door de verandering in σ'_2 zal de cirkel van Mohr voor deze grondsoort ook worden beïnvloed. Het middelpunt van de cirkel wordt bepaald door de afstand $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ op de σ -as, vertrekkend van de oorsprong. De straal van de cirkel hangt af van de hoofdspanning, die wordt gegeven door de vergelijking $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$. De afname van de horizontale gronddruk wordt weergegeven door de verschuiving van de cirkel in Figuur 2.18b. Deze cirkel raakt de lijnen die het bezwijkingscriterium van Mohr-Coulomb afbakenen [24].

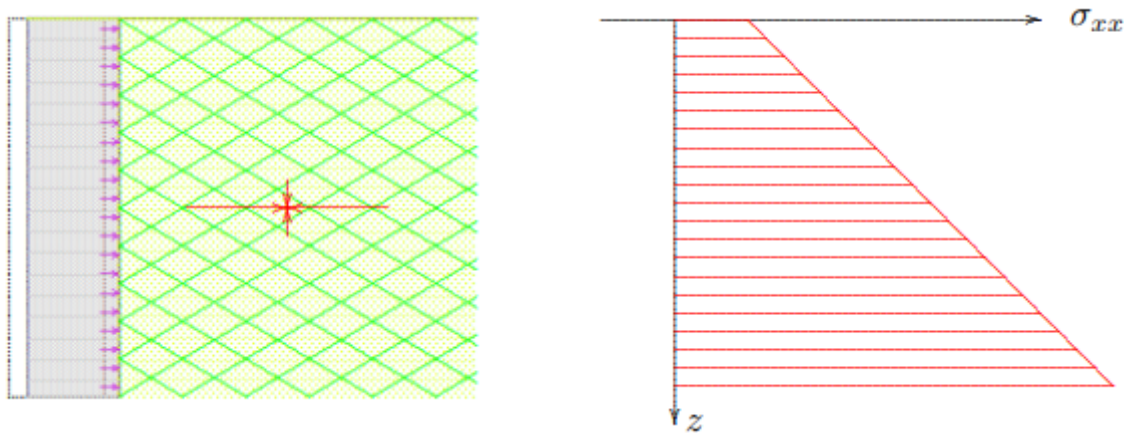
Er geldt voor de passieve zone dat (2.12) [24]:

$$\sigma'_1 = \sigma_p = \sigma'_2 * K_p + 2 * c' * \sqrt{K_p} \quad (2.12)$$

Met de coëfficiënt van passieve gronddruk $K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$

Wanneer een grondmassa onder een bepaalde spannings-toestand staat en zijdelingse vervorming optreedt, zal de kleinste effectieve hoofdspanning (σ'_2) toenemen. Breuk in de grond vindt plaats zodra deze σ'_2 een kritisch maximum bereikt. Dit proces wordt weergegeven in de passieve toestand van gronddruk, zoals afgebeeld in Figuur 2.20 [24].

In deze passieve toestand stijgt de horizontale spanning tot een maximum, wat resulteert in een driehoekige spanningsverdeling. De horizontale spanningen nemen lineair toe met de diepte, doordat de grond tegen een constructie duwt wanneer deze naar binnen beweegt. Doordat de horizontale spanningen toenemen, vergroot de weerstand van de grond tegen verplaatsing. Als we deze spanningen in percentages willen uitdrukken, kunnen we stellen dat de horizontale spanning σ_p bij het bereiken van de passieve toestand 100% bedraagt. Elke toename richting deze maximale waarde duidt erop dat de grond zich verder in passieve toestand bevindt [24].



Figuur 2.20: Passieve spanningsdiagram [34]

De schuine lijn σ_p in Figuur 2.20 stelt de maximale horizontale spanning voor, oftewel 100% gemobiliseerde passieve weerstand (σ'_1). Links van deze lijn zijn de spanningen lager dan σ_p en treedt er geen instabiliteit op. Spanningen rechts van deze lijn zouden groter zijn dan σ'_1 en leiden tot bezwijken van de damwand. Het gemobiliseerde percentage passieve weerstand drukt uit hoe dicht de werkelijke spanning bij deze maximale waarde ligt [24].

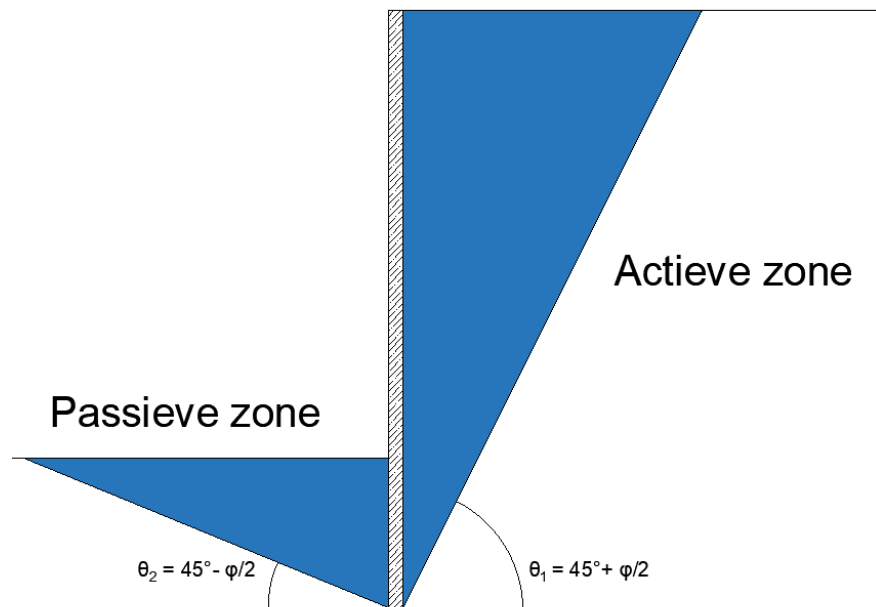
Actieve en passieve gronddrukken gecombineerd volgens de theorie van Rankine

De actieve en passieve grensspanningstoestanden kunnen ook op een visuele en intuïtieve manier worden voorgesteld. Stel dat een grondmassa zijdelings wordt ondersteund, zoals weergegeven in figuur 2.22. Wanneer de ondersteuning als gevolg van de gronddruk naar buiten verplaatst, ontwikkelt zich een actieve gronddruktoestand. Daarbij ontstaat een breukvlak onder een hoek θ_1 ten opzichte van het horizontale vlak. Op het moment dat de breuk optreedt, wordt de normaalspanning op de wand bepaald door vergelijking (2.11) [24, 34]-[35].

Omgekeerd, wanneer de wand de grond inwaarts drukt, ontstaat een passieve gronddruktoestand. Daarbij vormt zich een breukvlak onder een hoek θ_2 , die complementair is aan de actieve hoek, met andere woorden: $\theta_2 = 90^\circ - \theta_1$. De overeenkomstige normaalspanning op de wand wordt in dit geval weergegeven door vergelijking (2.12) [24, 34]-[35].

Het is belangrijk op te merken dat bij passieve gronddruk een aanzienlijk breder volume grond wordt gemobiliseerd dan bij actieve gronddruk zoals zichtbaar in Figuur 2.21.

De passieve weerstand bij kaaimuren is de kracht die de grond aan de kanaalzijde levert wanneer de muur naar die grond toe beweegt. Deze weerstand draagt bij aan de stabiliteit van de muur, vooral tegen schuiven en kantelen. De grond die gemobiliseerd wordt in de passieve zone wordt ook wel de passieve weerstand genoemd.



Figuur 2.21: Actieve en passieve gronddrukken [35]

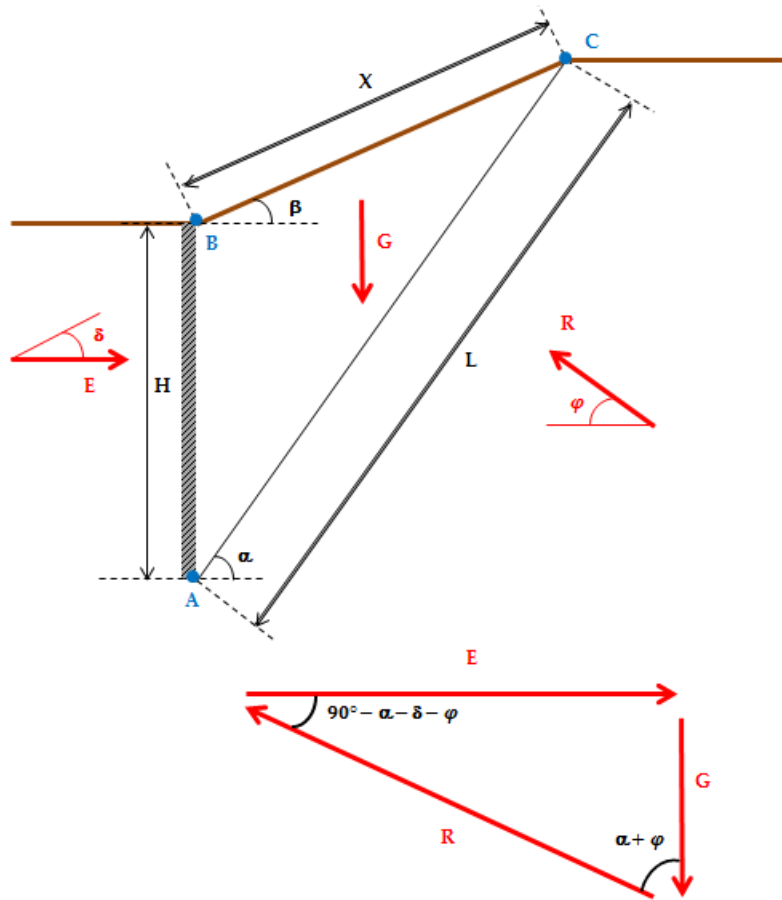
De gronddruktheorie van Rankine is enkel van toepassing op verticale, gladde wanden in een cohesieloze grond. Daarnaast veronderstelt de theorie dat zowel het maaiveld als eventuele belastingen zich oneindig ver weg uitstrekken zonder onderbrekingen [35].

2.9.2 Methode van Culmann

In aanvulling op de theorie van Rankine, die uitgaat van een oneindig doorlopend maaiveld zonder cohesie en geen rekening houdt met de vorm van het glijvlak, biedt de methode van Culmann een grafisch alternatief dat beter geschikt is voor realistische situaties. In veel praktische gevallen, zoals bij een beperkt maaiveld of cohesieve grond, is de methode van Rankine namelijk niet toepasbaar. De Culmann- of C-phi-delta-methode maakt het mogelijk om de stabiliteit van hellingen en taluds te analyseren door uit te gaan van lineaire glijvlakken en krachterevenwicht in twee dimensies. Deze methode houdt wél rekening met de invloed van bovenbelasting, de vorm van het maaiveld en cohesie. Door verschillende mogelijke glijvlakken te evalueren, kan het meest kritieke vlak met de laagste veiligheidsfactor worden bepaald [36]. Ook de rekensoftware D-Sheet past deze methode toe, waardoor ze geschikt is voor de berekeningen binnen deze thesis.

De methode start vanuit een wandvoetpunt, van waaruit een reeks schuifvlakken worden getekend onder variabele hoeken α . Elk glijvlak vormt een schuifwig, omsloten door de wand, het maaiveld en het glijvlak zelf. Voor elk van deze wiggen wordt het gewicht G berekend op basis van de oppervlakte van de wig vermenigvuldigd met de volumegewicht γ van de grond. In het krachendiagram wordt vervolgens het krachterevenwicht opgesteld, waarbij het

zwaartepunt van de wig, de richting van de wrijvingskrachten en de resulterende gronddruk vectorieel worden geanalyseerd [24].



Figuur 2.22: Krachtendiagram van de passieve gronddruk bij een willekeurig recht glijvlak [24]

Figuur 2.22 toont een typische Culmann-constructie waarin het glijvlak ABC een helling α maakt. De resulterende krachten R en E, samen met het gewicht G, vormen een gesloten krachtdriehoek [24].

Op basis van de geometrie kunnen de volgende formules (2.13), (2.14) en (2.15) opgesteld worden. De hoeken van driehoek ABC worden gedefinieerd als:

$$\angle A = 90^\circ - \alpha \quad (2.13)$$

$$\angle B = 90^\circ + \beta \quad (2.14)$$

$$\angle C = \alpha - \beta \quad (2.15)$$

Het gewicht G van de schuifwig, met basis X en hoogte H, kan als volgt worden berekend door (2.16), (2.17) en (2.18):

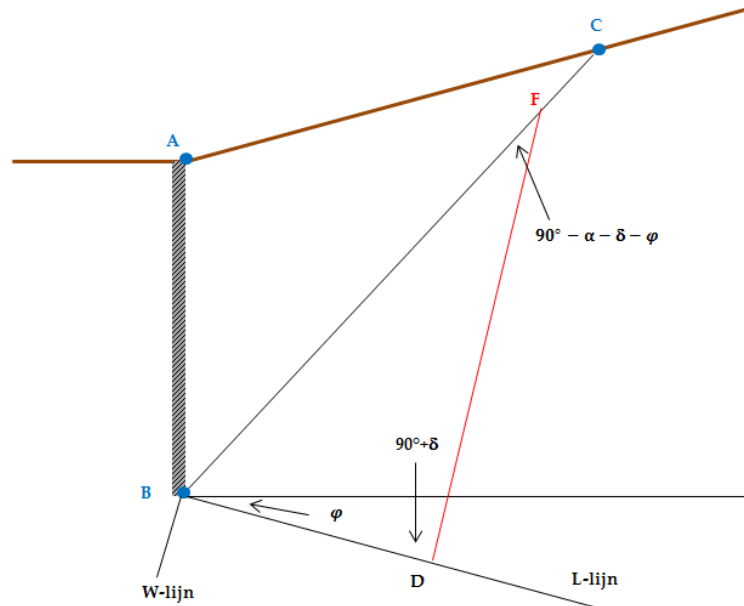
$$X = L * \frac{\cos \beta}{\cos \alpha} \quad (2.16)$$

$$G = \frac{1}{2} * X * H * \gamma * \sin(90^\circ + \beta) \quad (2.17)$$

$$G = \frac{1}{2} * X * L * \gamma * \frac{\cos^2 \beta}{\cos \alpha} \quad (2.18)$$

De actieve aarddruk E, geprojecteerd op de wand, kan worden berekend via (2.19):

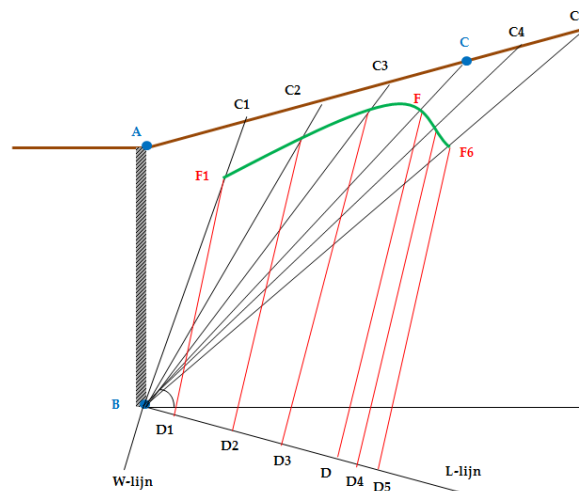
$$E = \frac{1}{2} * X * L * \gamma * \frac{\cos^2 \beta}{\cos \alpha} * \frac{\sin (\alpha + \varphi)}{\sin (90^\circ - \alpha - \delta - \varphi)} \quad (2.19)$$



Figuur 2.23: Geometrische relatie [24]

Figuur 2.23 illustreert het grafische krachtendiagram waarin de vectoren G, R en E volgens hun grootte en richting schaalgetrouw. De lijn DF stelt de resulterende actieve gronddruk E voor en wordt verkregen als sluitzijde van de krachtdriehoek in het vectorensysteem [24].

De uiteindelijke waarde van E hangt af van de gekozen hellingshoek α . Door deze hoek systematisch te variëren en telkens E grafisch te construeren, kan men de kritieke waarde vinden waarvoor E maximaal is (voor actieve gronddruk). In het grafische model wordt deze gevonden als de langste vector DF in het krachtdiagram. Deze vector wordt beschouwd als de werkelijke actieve gronddruk E_a [24].



Figuur 2.24: Culmann's grafische voorstelling [24]

Figuur 2.24 toont een reeks mogelijke glijvlakken ($C_1, C_2, C_3...$) met hun bijhorende vector DF. De maximale vectorlengte vertegenwoordigt de resulterende kracht die als de uiteindelijke actieve gronddruk wordt beschouwd [24].

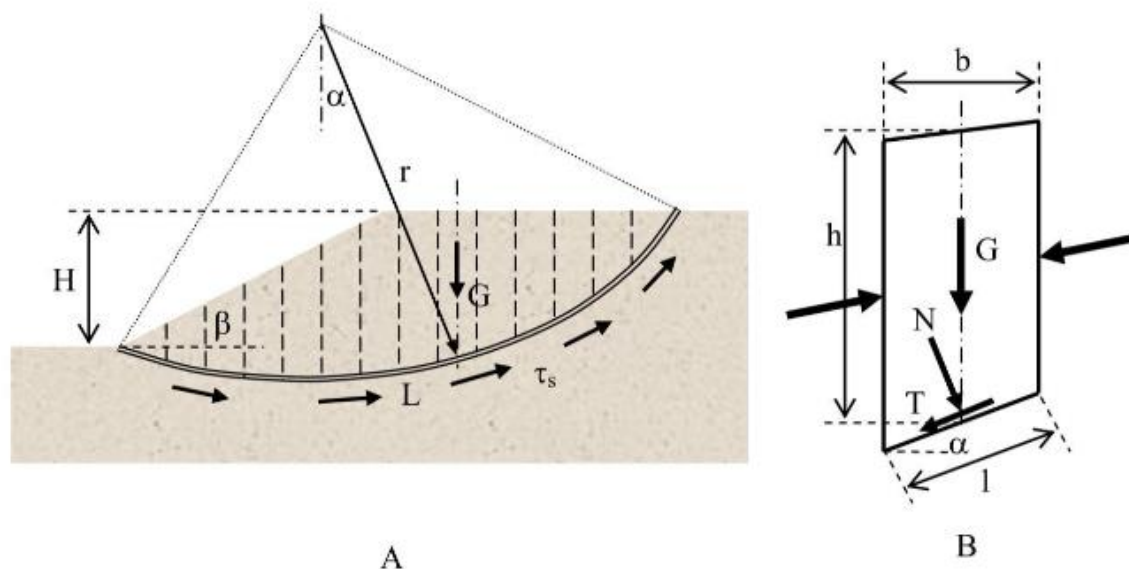
De kracht R die normaal op het glijvlak werkt, maakt een hoek φ met het glijvlak zelf. De contactkracht tussen wand en grond E maakt een hoek δ met de wand. Een correct gekozen schaal voor krachtvectoren is cruciaal bij deze constructie. In situaties met bovenbelasting of cohesieve gronden moeten respectievelijk aanvullende belastingsvectoren of een aangepaste zwaartekrachtberekening worden toegevoegd [24].

Met deze methode worden dus de geometrische en materiaalkundige kenmerken van het probleem gecombineerd in een grafisch evenwichtsmodel dat niet alleen een visuele interpretatie, maar ook kwantitatieve inschattingen van de stabiliteit toelaat. In de context van deze thesis wordt de Culmann-methode toegepast om het falen van taluds, kademuuren en andere beschoeiingsconstructies onder complexe randvoorwaarden te analyseren.

2.9.3 Methode van Bishop: afschuiven volgens een glijvlak

Om te beoordelen of een constructie zal afschuiven langs een bepaald glijvlak, kan de methode van Bishop worden toegepast. Hierbij wordt gebruikgemaakt van een lamellenmethode om de stabiliteitsfactor te berekenen. Wanneer deze stabiliteitsfactor wordt overschreden, duidt dit erop dat de constructie zal afschuiven langs het betreffende glijvlak, wat wijst op een potentieel verlies van stabiliteit [24].

Bij de methode van Bishop wordt uitgegaan van een cirkelvormig glijvlak. Een tweede aanname in deze methode is dat de afschuivende grondmoot wordt verdeeld in verticale lamellen van gelijke breedte. Het is verder verondersteld dat de breedte van de lamel zodanig klein is zodat het glijvlak onderaan de lamel als een recht vlak beschouwt kan worden, welke een hoek α maakt t.o.v. de verticale [13, 28]. In Figuur 2.25 worden deze glijvlakken weergegeven.



Figuur 2.25: Glijvlakken bij methode van Bishop [13]

Het middelpunt van het cirkelvormige glijvlak bevindt zich op een straal r van de glijcirkel. Elke lamel heeft een specifiek grondoppervlak, waardoor voor elke lamel afzonderlijk het bijbehorende verticale evenwicht moet worden bepaald. Op basis van dit evenwicht kunnen de verticale spanningen op het glijvlak worden gebruikt om de schuifspanning te berekenen. Bovendien wordt het momentenevenwicht rond het middelpunt van de glijcirkel vastgesteld om de algehele stabiliteit van de constructie te evalueren [13, 24].

Op basis van het momentenevenwicht ten opzichte van het middelpunt van de glijcirkel geldt dat voor een stabiele situatie het stabiliserend moment M_{stab} groter dan of minstens gelijk aan het aandrijvend moment M_{aandr} moet zijn. Enkel wanneer aan deze voorwaarde wordt voldaan, kan aangenomen worden dat het talud of de constructie in evenwicht verkeert en dus niet zal afschuiven [37].

De stabiliteitsfactor volgens de methode van Bishop wordt als volgt gedefinieerd (2.20) [37]:

$$\frac{M_{stab}}{M_{aandr}} = F_s \geq 1 \quad (2.20)$$

Het aandrijvend moment M_{aandr} kan bepaald worden ten opzichte van het rotatiemiddelpunt van de glijcirkel. Wanneer een hoek $+\alpha$ (tegenwijzerzin) wordt aangenomen ten opzichte van dit middelpunt, zoals weergegeven in Figuur 2.25, heeft dit een negatieve bijdrage aan het aandrijvend moment. Omgekeerd zal een hoek $-\alpha$ (wijzerzin), gemeten vanuit hetzelfde rotatiemiddelpunt, een positieve bijdrage leveren. Bij de berekening van het aandrijvend moment moet met deze tekenconventie rekening worden gehouden. De bepaling van het moment gebeurt vervolgens op basis van de geometrie zoals weergegeven in Figuur 2.25. Het aandrijvend moment kan als volgt geformuleerd worden (2.21) [37]:

$$M_{aandr} = \sum_i (G_i * a_i) \quad (2.21)$$

Hierin is [37]:

G_i - het gewicht van de lamel “i”,

a_i - de afstand van het middenpunt van de lamel “i” tot de verticaal van de glijcirkel.

Het stabiliserende moment, ook wel het opneembare moment genoemd, wordt gegenereerd door de schuifspanningen die optreden langs het glijvlak. Door deze schuifspanningen te integreren over het deel van het glijvlak waarop ze werkzaam zijn, verkrijgt men de resulterende schuifkracht. Aangezien deze schuifkrachten aangrijpen langs het glijvlak met een constante momentenarm, namelijk de straal van de glijcirkel r kan het totale stabiliserende moment worden bepaald als het product van de resulterende schuifkracht en deze straal zoals in formule (2.22) [37].

$$M_{stab} = r * \sum_i (\tau_i * l_i) \quad (2.22)$$

Hierin is [37]:

r - de straal van de glijcirkel,

i - nummer van de lamel,

τ_i - de schuifspanning voor lamel “i”,

l_i - lengte van het schuifvlak van lamel “i” (rechtlijnig aangehouden).

De schuifspanningen τ_i per lamel op het glijvlak worden uitgedrukt in de volgende vorm (2.23) [37]:

$$\tau_i = \frac{\sin \varphi' * \cos \alpha_i}{\cos(\varphi' + \alpha_i)} (\sigma'_i + c'_i * \cot \varphi'_i) = z_i * (\sigma'_i + c'_i * \cot \varphi'_i) \quad (2.23)$$

Waarin [37]:

φ' - de hoek van de inwendige wrijving [$^\circ$],

c'_i - de cohesie van de lamel “i” [kN/m²],

σ'_i - de verticale korrelspanning van lamel “i” [kN/m²],

α_i - de hoek tussen de normaal op het glijvlak en de verticaal [$^\circ$] voor lamel “i”.

Binnen de methode van Bishop wordt aangenomen dat de interactiekrachten tussen de lamellen uitsluitend horizontaal zijn. Deze vereenvoudiging heeft slechts een beperkte invloed op de uitkomst, maar impliceert wel dat deze interactiekrachten geen rol meer spelen in het verticale evenwicht van de afzonderlijke lamellen. Daardoor worden ze ook niet betrokken bij de bepaling van de schuifkrachten langs het glijvlak. Ondanks deze benaderingen biedt de methode van Bishop doorgaans een betrouwbare inschatting van de veiligheid tegen afschuiven. Deze methode wordt ook toegepast binnen de D-sheet software. Conform de richtlijnen van het standaardbestek 260 moet bij de GGT-controle een aanvullende veiligheidsmarge in acht worden genomen. Er is vastgesteld dat de veiligheidsfactor minimaal 1,30 moet bedragen [21].

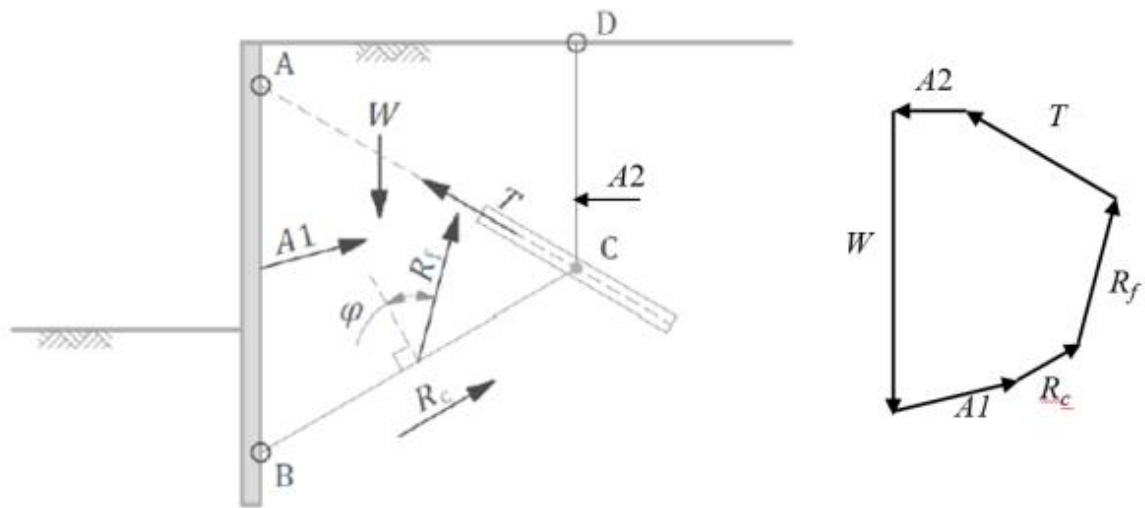
2.9.4 Bezwijken van ankers volgens de methode van Kranz

Bij wanden die naar achteren verankerd zijn, moet worden gecontroleerd of de algemene stabiliteit van het geheel van de wand en de verankering verzekerd is. Wanneer de schuifweerstand langs een diep gelegen glijvlak tussen de wand en de verankering wordt overschreden, kan het volledige grondlichaam samen met de wand en de verankering beginnen te verschuiven, zoals weergegeven [38].

Een afschuiving langs een diep gelegen recht glijvlak kan gedefinieerd en benaderd worden door de methode van Kranz [27].

De Kranz-methode is een verificatieprocedure die nagaat of een hooggelegen glijvlak achter een verankerde keerwand niet leidt tot afschuiving van een grondvolume richting de wand. Deze controle is van toepassing bij achterwaarts verankerde keerwanden en maakt deel uit van het grondmechanisch ontwerp volgens Eurocode 7 (EC7) [27].

De methode controleert of de vrije lengte van ankers of de equivalente vrije lengte bij trekpalen voldoende is om te vermijden dat het anker een ongunstige grenssituatie veroorzaakt waarin een grondvolume losraakt via een glijvlak dat deels onder invloed van de ankerkracht ligt. Figuur 2.26 toont een enkelvoudige verankerde wand met aanduiding van het optredende evenwicht [27].



Figuur 2.26: Beschouwing grenstoestand volgens Kranz

Met [27]:

ABCD - het grondvolume dat zich bevindt tussen de achterkant van de grondkerende wand, AB, het conventionele bezwijkvlak, BC, en het verticale oppervlak door het punt C waar de resulterende ankerkracht T aangrijpt;

W - het effectieve gewicht van het volume ABCD;

T - de destabiliserende kracht uitgeoefend door het anker op het volume ABCD;

A2 - de destabiliserende gronddruk uitgeoefend op CD;

A1 - de stabiliserende reactiekracht uitgeoefend door de keerwand;

R_f - de aan de wrijvingshoek gerelateerde schuifweerstand van de grond op het glijvlak BC;

R_c - de additionele wrijvingsweerstand gerelateerd aan de cohesie van de grond.

Het krachtenevenwicht wordt beschreven in Tabel 2.6:

Tabel 2.6: Krachtenevenwicht

Symbol	Kracht of weerstand	Effect
W	Eigengewicht van het grondvolume ABCD	Stabiliserend
T	Ankerkracht die werkt op CD	Destabiliserend
A2	Gronddruk op vlak CD	Destabiliserend
A1	Reactiekracht vanuit de wand op vlak AB	Stabiliserend
R_f	Schuifweerstand op glijvlak BC door interne wrijving (φ')	Stabiliserend
R_c	Schuifweerstand op BC door cohesie (c')	Stabiliserend

De methode van Kranz dient voor alle relevante fasen van de GGT-methode geverifieerd te worden [27]:

- Voor een specifieke fase i levert een GGT-berekening een karakteristieke ankerkracht $F_{\text{serv},k,i}$ op. Als de hellingshoek van het glijvlak BC ten opzichte van de horizontale kleiner is dan of gelijk is aan de interne wrijvingshoek van de grond (φ'), mag de variabele nevenbelasting in de zone AD buiten beschouwing worden gelaten. Als alternatief kan de berekening voor zone AD zowel met als zonder deze nevenbelasting worden uitgevoerd, waarbij de meest ongunstige uitkomst wordt gebruikt;
- De krachten die op het Kranz-grondvolume inwerken tijdens fase i worden als karakteristiek beschouwd (volgens GGT). Door het opstellen van een gesloten krachtenveelhoek kan vervolgens de op te nemen ankerkracht T_i worden bepaald;
- Controle van $F_{\text{serv},k,i} \leq T_i/1,5$.

Het kan ook voorkomen dat er meerdere ankers geplaatst worden omwille van stabiliteitsredenen. Om dan een Kranz stabiliteit uit te voeren dient er rekening gehouden te worden met de eventuele interferentie die kan ontstaan tussen de glijvlakken die worden aangenomen per anker.

Als de glijvlakken die je voor elk anker zou willen aannemen elkaar overlappen of snijden, is de basisaanname van de methode niet meer geldig omdat:

- De Kranz-methode beschouwt telkens één onafhankelijk glijdend grondvolume (ABCD) per anker;
- Als het glijvlak van het bovenste anker snijdt met dat van het onderste (of zelfs de andere ankerlaag doorkruist), dan is er interactie tussen de volumes en kan je ze niet afzonderlijk beoordelen.

2.10 Invloed van grondwater

2.10.1 Hydrostatische druk

In aanwezigheid van grondwater moet bij het ontwerp van keerconstructies rekening worden gehouden met de hydrostatische druk die het water uitoefent. Deze druk vormt een bijkomende belasting op de constructie, die men doorgaans tracht te beperken door het voorzien van een drainagesysteem. Bij traditionele keermuren gebeurt dit vaak via openingen in de wand, waardoor het grondwater gecontroleerd kan afvloeien (Figuur 2.27a) Dit verlaagt de waterdruk achter de constructie en verhoogt de structurele veiligheid [13].

Bij damwanden is de situatie complexer, omdat deze vaak functioneren als grondwaterkering. In dergelijke gevallen wordt drainage niet altijd toegepast, waardoor grondwaterdruk aan één zijde van de wand kan ontstaan. Als het grondwaterpeil aan beide zijden van de damwand gelijk is, heffen de hydrostatische drukken elkaar op en resulteert dit niet in een netto belasting op de wand zoals weergegeven in Figuur 2.27b [13].

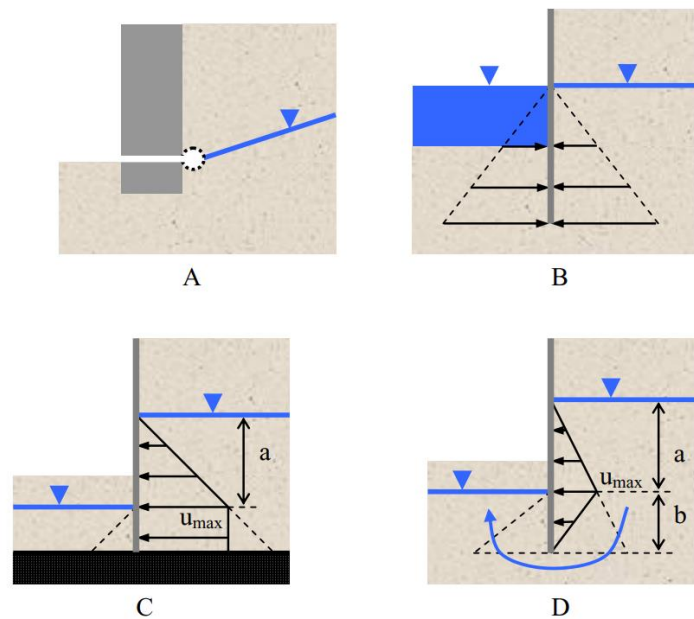
Wanneer er echter een verschil in grondwaterniveau bestaat, zijn er twee scenario's mogelijk. In het eerste geval is het grondwater niet in staat om onder de damwand door te stromen. Hierdoor ontstaat aan weerszijden van de wand een verschillend hydrostatisch drukverloop, wat resulteert in een netto belasting op de constructie. De maximale waarde van deze waterdruk wordt weergegeven in Figuur 2.27c en is gegeven door (2.24) [13]:

$$u_m = a * \gamma_w \quad (2.24)$$

In het tweede scenario kan het grondwater wel onder de damwand doorstromen, wat leidt tot een permanente stroming als gevolg van het peilverschil. Indien wordt aangenomen dat het hydraulisch potentiaalverschil zich gelijkmatig verdeelt over het volledige stromingstraject van lengte $a+2b$, dan resulteert dit in een aangepaste drukverdeling. De maximale netto waterdruk op de damwand in deze situatie wordt weergegeven in Figuur 2.27 en kan benaderd worden met (2.25) [13]:

$$u_m = \frac{2 * a * b}{a + 2 * b} * \gamma_w \quad (2.25)$$

Deze benadering weerspiegelt de verlaagde druk als gevolg van de stroming onder de wand en is essentieel voor een realistische beoordeling van de stabiliteit van de constructie in doorlatende omstandigheden.



Figuur 2.27: Invloed van grondwaterdruk op een keerstructuur: (a) keermuur met drainage, (b) gelijke grondwaterstand, (c) ongelijke grondwaterstand zonder stroming, en (d) ongelijke grondwaterstand met stroming onder de wand [13].

2.10.2 Geostatische spanningen

Indien het grondoppervlak als nagenoeg horizontaal wordt beschouwd, is de grond uitsluitend onderworpen aan zijn eigen gewicht en de druk van het aanwezige grondwater. De spanningen die hieruit voortvloeien, worden aangeduid als geostatische spanningen. Wanneer de verticale richting wordt gedefinieerd als de positieve z -as met de oorsprong aan het maaiveld, dan wordt de totale verticale geostatische spanning op een diepte z gegeven door (2.26) [13]:

$$\sigma_v = \int_0^z \gamma dz \quad (2.26)$$

De effectieve geostatische spanning is dan volgens formule (2.27) [13]:

$$\sigma'_v = \int_0^z \gamma dz - u \quad (2.27)$$

Een wijziging in de grondwaterdruk impliceert een verandering van de effectieve geostatische spanning. Indien men veronderstelt dat er geen grondwaterstroming optreedt, kunnen de bovenstaande vergelijkingen voor enkele specifieke gevallen verder uitgewerkt worden. Voor een homogene droge grond zoals in Figuur 2.28a wordt dit (2.28) [13]:

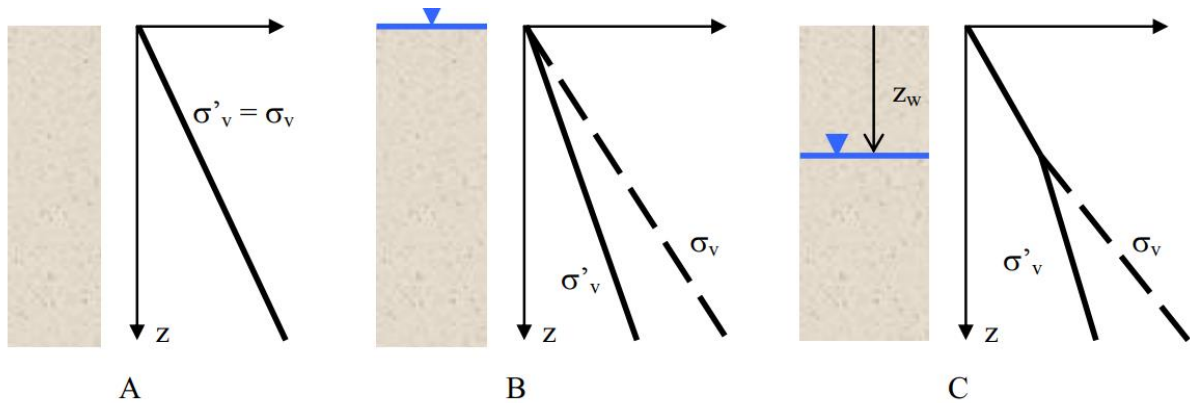
$$\sigma_v = \sigma'_v = \gamma_d * z \quad (2.28)$$

Voor een verzadigde grond met de watertafel aan het grondoppervlak, zoals weergegeven in Figuur 2.28b wordt de effectieve geostatische spanning gelijk aan (2.29) [13]:

$$\sigma'_v = \gamma_v * z - \gamma_w * z = \gamma' * z \quad (2.29)$$

Voor een grond met de watertafel op een diepte z_w onder het maaiveld bevindt, zoals weergegeven in Figuur 2.28c wordt de effectieve geostatische spanning gelijk aan (2.30) [13]:

$$\sigma'_v = \gamma_d * z_w + (\gamma_v - \gamma_w)(z - z_w) = \int \gamma' dz \quad (2.30)$$



Figuur 2.28: Verticale spanningen in een homogene grond onder eigen gewicht: (a) droge grond, (b) verzadigde grond met de watertafel aan het oppervlak en (c) op een diepte z_w [13]

De verticale geostatische spanningen in de ondergrond worden uitsluitend bepaald door het gewicht van de bovenliggende grondlagen. Aangezien het volumegewicht van de grond afhankelijk is van de verzadigingstoestand, speelt de ligging van de grondwatertafel hierbij een cruciale rol. Een hogere grondwaterstand verhoogt de totale geostatische spanning door het extra gewicht van het water, maar verlaagt de effectieve geostatische spanning als gevolg van de toename in poriëndruk. De grondwaterstand heeft dus een directe invloed op de verdeling van de geostatische spanningen in de ondergrond [13].

Hoewel zowel de grondwaterdruk als de geostatische spanningen bijdragen aan de totale spanningsverdeling in de ondergrond, is het onderscheid in richting en oorsprong essentieel bij de beoordeling van belastingen op keerconstructies. De geostatische spanningen zijn in eerste instantie verticaal en worden veroorzaakt door het gewicht van de bovenliggende grondlagen. Om de horizontale spanningscomponent te bepalen, moet een gronddrukcoëfficiënt ($K \leq 1$) worden toegepast op de effectieve verticale spanning zoals in formule (2.31) [13]:

$$\sigma'_h = K * \sigma'_v \quad (2.31)$$

De grondwaterdruk daarentegen werkt rechtstreeks volgens hydrostatische wetten en oefent een horizontale kracht uit op de wand zonder reductie. Hierdoor is de horizontale waterdruk vaak groter dan de afgeleide horizontale spanningen ten gevolge van het grondgewicht. Bij de analyse van damwanden en andere keerconstructies is de bijdrage van de waterdruk aan de totale horizontale belasting dan ook van groter belang dan die van de geostatische spanningen [13].

3 Methodologie

Na een volledige inventarisatie en filtering op basis van damwandconfiguraties zijn 10 representatieve scenario's geselecteerd. Deze scenario's dekken de variatie aan damwandtypes die voorkomen langs het Albertkanaal tussen de sluizen van Olen en Wijnegem. De selectie omvat zowel oudere kaaimuren uit de periode van de verbredingswerken als recente constructies. Hoewel het niet het primaire doel van dit onderzoek is om een vergelijking te maken tussen oud en nieuw, is het wel interessant om na te gaan in hoeverre recente ontwerpmethoden robuuster zijn bij een verlaging van de waterstand dan oudere oplossingen.

In deze sectie wordt één scenario volledig uitgewerkt als voorbeeld van de gevolgde werkwijze. In Tabel 3.1 volgt een overzicht van alle scenario's die onderzocht werden.

Tabel 3.1: Scenario's

Jaar	Planspecificatie	Naam scenario
1972	20-Herentals-Olen	1 (beton - 6,15 m - zonder bolder)
1972	20-Herentals-Olen	2 (beton - 6,15 m - met bolder)
1972	20-Herentals-Olen	3 (beton - 7,5 m - met bolder)
1972	20-Herentals-Olen	4 (beton - 7,5 m - zonder bolder)
2003	20-Herentals-Olen	5 (AZ18 - Van der Sluijs - met bolder)
1972	20-Herentals-Olen	6 (BZ IIR – 9 m)
2006	20-Herentals-Olen	7 (AZ18 – 10,0 m - Centerbeton)
2024	21-Viersel-Herentals	8 (AZ18-700 – 10,30 m - kaaimuur kerkstoel)
1971	22-Oelegem-Vliersel	9 (beton – 5 m)
1980	24-Oelegem-Schoten	10 (BZ17 - 10,5 m)

De locaties van de scenario's bevinden zich in bijlage A.1 [39].

3.1 Berekeningswijze

Voor elk scenario wordt een uniform stappenplan gehanteerd. In eerste instantie worden de scenario-specifieke parameters ingevoerd, waaronder de eigenschappen van de damplanken (inclusief eventuele verankering), de aanwezige grondlagen en de optredende belastingen. Aansluitend wordt het grondprofiel aan zowel de landzijde als de waterzijde gespecificeerd.

Vervolgens worden de stabiliteitsberekeningen uitgevoerd voor de volgende kanaalpeilen:

- Streefpeil (9,70 m TAW),
- Verhoogd (9,90 m TAW),
- Verlaagd (9,52 m TAW),
- Absoluut maximum (10,02 m TAW),
- Absoluut minimum (9,20 m TAW).

Daarbij wordt het grondwaterpeil aan de landzijde gelijkgesteld aan het streefpeil verhoogd met 0,5 m, zoals gegeven in paragraaf 3.4.

Per waterstandsituatie worden drie stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. In eerste instantie wordt de module "Verify Sheet Piling" toegepast met de instelling EC7 BE, teneinde de controles in de ultieme grenstoestand (UGT) uit te voeren, waaronder het buigend moment, de dwarskracht en de afschuifweerstand langs het glijvlak. Vervolgens wordt de optie "Standard" gebruikt voor de evaluatie van de bruikbaarheidsgrenstoestand (GGT), met specifieke aandacht voor verplaatsingen en de mobilisatie van passieve grondweerstand. Ten slotte wordt de berekening "Characteristic Kranz Anchor Strength" uitgevoerd om de ankersterkte te toetsen.

UGT-controle:

Voor de UGT-controle gelden de volgende voorwaarden:

- De *Mobile Percentage Resistance* moet lager zijn dan 99%;
- De maximale dwarskracht en het moment mogen niet worden overschreden.

GGT-controle:

Bij de GGT-controle moet aan de volgende eisen worden voldaan:

- De verplaatsing moet kleiner zijn dan 1/100 van de ontgronding, met andere woorden: het hoogteverschil tussen de landzijde en het bodempeil van het kanaal. Bij een waarde van 25% van de kaaimuurlengte zal de berekening stoppen in D-Sheet Piling [21];
- De *Mobile Percentage Resistance* mag hierbij niet hoger zijn dan 66% [30];
- Kranz-stabiliteit met een veiligheid van 1,5 [21];
- Ankersterkte;
- De overall stability factor, berekend volgens de methode van Bishop, moet groter zijn dan 1,30 [21].

3.1.1 Aannames

De taludplaat en kopbalk worden niet afzonderlijk ingevoerd in de berekeningen, aangezien deze elementen niet als aparte componenten kunnen worden gemodelleerd in de gebruikte rekensoftware. Hun gewicht wordt daarom niet expliciet in rekening gebracht. Echter, om hun structurele invloed toch mee te nemen wordt hun effect geïntegreerd door hun hoogte op te nemen in de ingevoerde damplanklengte. Op die manier wordt hun bijdrage op een benaderende wijze meegenomen in de stabiliteitsberekening.

Een volgende aanname is dat in de berekeningen wordt uitgegaan van de belastingen zoals eerder gedefinieerd in de literatuurstudie paragraaf 2.7. Er wordt hierbij niet verondersteld dat er bijvoorbeeld geen stempelplaten aanwezig zijn of dat er zwaardere belastingen optreden dan beschreven. Als voor een specifiek scenario toch wordt afgeweken van deze uitgangspunten, wordt dit expliciet toegelicht in de betreffende paragraaf waarin het scenario wordt besproken.

Daarnaast wordt aangenomen dat het grondwaterpeil aan de landzijde zich op een niveau bevindt dat 0,50 meter hoger ligt dan het kanaalpeil. Deze grondwaterstand wordt gehanteerd voor alle beschouwde kanaalpeilen. Indien bij verlaagde kanaalpeilen blijkt dat de stabiliteitscriteria niet worden gehaald, wordt in die gevallen tevens een verlaagd grondwaterpeil aangenomen. Deze benadering wordt als conservatief beschouwd, aangezien in het SB260 wordt aangegeven dat het verschil tussen kanaalpeil en grondwaterpeil minimaal 0,50 meter dient te bedragen. Bovendien wordt verondersteld dat dergelijke lage waterstanden zich gedurende een langere periode voordoen, waardoor het grondwaterpeil voldoende tijd heeft om gelijktijdig te dalen. Deze werkwijze voorkomt de noodzaak om een groot aantal aanvullende simulaties uit te voeren.

3.2 Opbouw scenario's

In alle scenario's komen damwanden, ankers, bolders, grondlagsamenstellingen en lasten soms meerdere keren voor. Hieronder worden alle soort ankers, bolders en grondsamenstellingen gedefinieerd zodat elk scenario duidelijk kan weergegeven worden.

3.2.1 Grondparameters

De verschillende boorrappen, sonderingen en grondinterpretaties kunnen teruggevonden worden in bijlage reeks B.

3.2.2 Damwanden

Alle soorten damwanden die representatief zijn tussen sluizen Olen en Wijnegem zijn:

- BZ IIR (bijlage reeks C) en Tabel 3.2

Elasticiteitsmodulus $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ (staal)

Oppervlaktetraagheidsmoment $I = 15210 \text{ cm}^4$ (bijlage C.2)

Weerstandsmoment $W = 1370 \text{ cm}^3$ (bijlage C.2)

Hoogte = 222 mm (bijlage C.1)

Breedte = 450 mm (bijlage C.1)

Max buigmoment = 20,2 tm/m (laagste staalkwaliteit wordt aangenomen) (bijlage C.3)

Stijfheid EI:

$$EI = E \times I \quad (3.1)$$

Gebruik van formule (3.1):

$$\text{Stijfheid EI} = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 15210 \text{ cm}^4 = 31941 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

Karakteristieke vloeigrens:

$$f_{yk} = \frac{\text{Max buigmoment}}{W \times 0,6} \quad (3.2)$$

Gebruik van formule (3.2):

$$f_{yk} = \frac{20,2 \frac{\text{tm}}{\text{m}} \times 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}} \times 10^3}{1370 \text{ cm}^3 \times 0,6^*} = 241,07 \text{ N/mm}^2$$

*Destijds werd een veiligheidsfactor van 0,6 gebruikt bij de productie van de stalen damwanden in Frankrijk bij Arbed bevestigd door J. Branders, Technical Sales Engineer bij ArcelorMittal, in persoonlijke communicatie in december 2025.

Elastisch moment M_{el} :

$$M_{el} = W \times f_{ck} \quad (3.3)$$

Gebruik van formule (3.3):

$$M_{el} = W \times f_{yk} = 1370 \text{ cm}^3 \times 241,07 \text{ N/mm}^2 = 330,27 \text{ kNm/m}$$

Section Area = $178,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ (bijlage C.1)

Tabel 3.2: Stalen damwand BZ IIR

Invoer			Input in D-Sheet		
E	210000	N/mm ²	Elastic stiffness EI	31941	kNm ² /m
I	15210	cm ⁴	Acting width	1	m
W	1370	cm ³	M_{el}	330,27	kNm/m
Hoogte	222	mm	Height	222	mm
Breedte	450	mm	Section Area	178,30	cm ² /m
Max buigmoment	20,2	tm/m			
f_{yk}	241,07	N/mm ²			

- Beton 22 cm.

De tabel met parameters bevinden zich in bijlage D.1.

- Beton 25 cm.

De tabel met parameters bevinden zich in bijlage D.2.

- AZ 18.

Deze wordt automatisch ingeladen via de bibliotheek in D-Sheet Piling. De geometrische parameters hiervan zijn terug te vinden op de site van ArcelorMittal [40].

- AZ 18-700.

Deze wordt automatisch ingeladen via de bibliotheek in D-Sheet Piling. De geometrische parameters hiervan zijn terug te vinden op de site van ArcelorMittal [41].

- BZ 17 (bijlage C.4).

De tabel met parameters bevinden zich in bijlage D.3.

3.2.3 Lasten

Alle mogelijke lasten die van toepassing zijn worden onderverdeeld in:

- Uniform loads.

Lasten zoals werflasten zijn niet van toepassing in de scenario's.

- Surcharge loads:
 - Jaagpad,
 - Treinlast,
 - Kraanlast,
 - Opslag.
- Horizontal line loads:
 - Bolderkracht.

3.2.4 Ankers

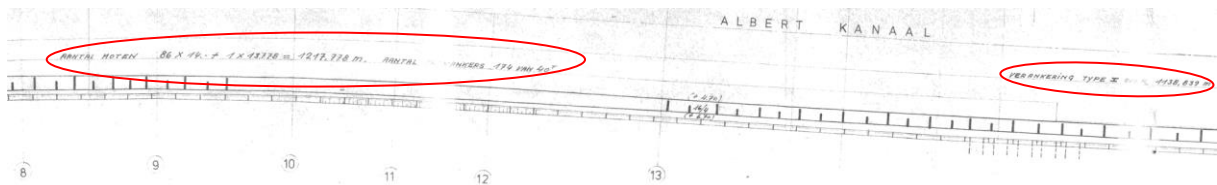
Voor elk scenario wordt er op de beschikbare plannen achterhaald of er al dan niet ankers aanwezig zijn in de bestaande damwandconfiguratie. Alle soorten ankers bevinden zich in bijlage E.1.

3.3 Voorbeeldberekening

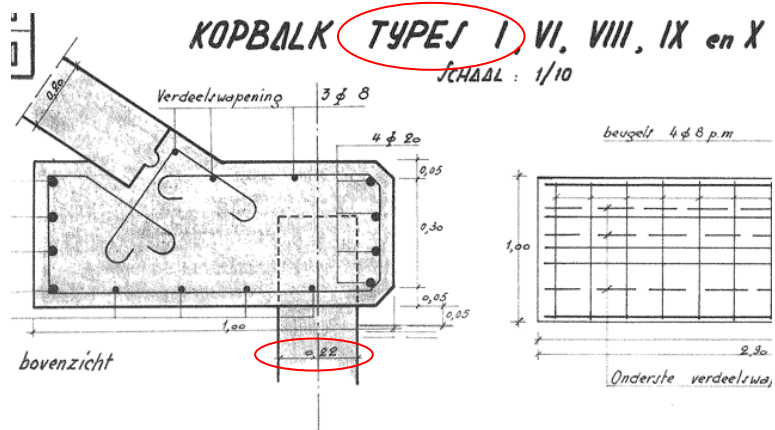
Als voorbeeld wordt scenario 2 volledig uitgewerkt. Eerst wordt de volledige opbouw van de damwand/kaaimuur geanalyseerd en ingegeven in D-Sheet. De gegevens van scenario 2 worden hieronder gegeven.

3.3.1 Onderzoeksgegevens

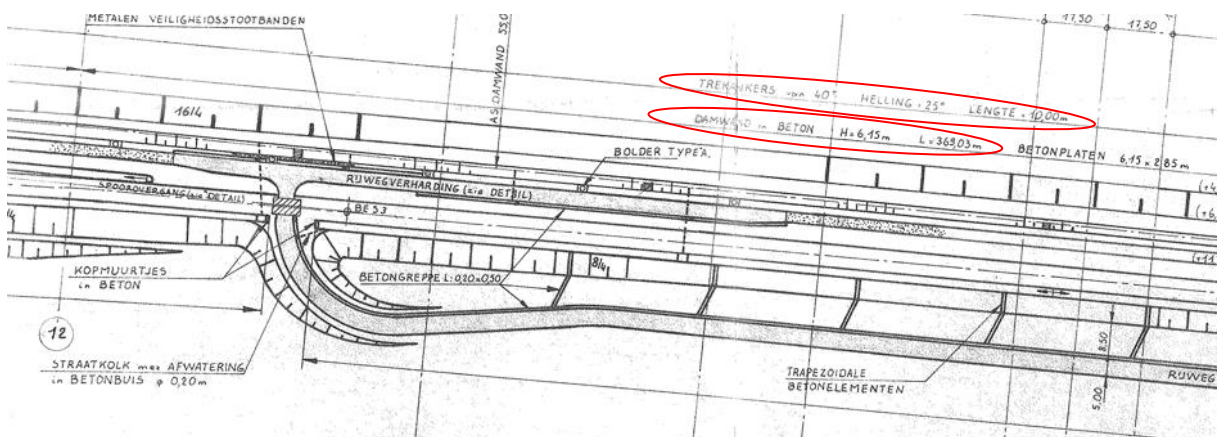
Volgens Figuur 3.1, Figuur 3.2 en Figuur 3.3 gaat om een betonnen damwand met een hoogte van 6,15 m en een dikte van 22 cm. Ook zijn er trekankers van 40 ton met een helling van 25 ° en een lengte van 10,00 m.



Figuur 3.1: Boveenaanzicht moot scenario 2

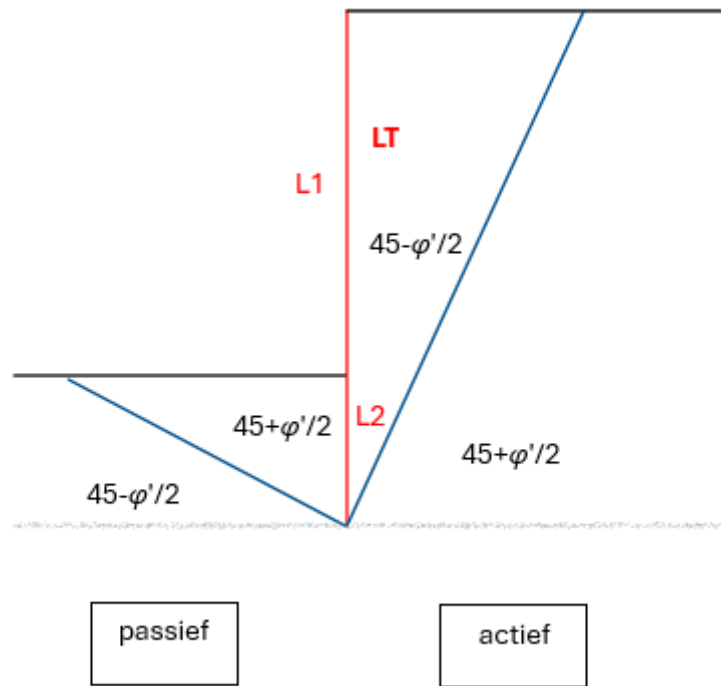


Figuur 3.2: Kaaimuur type I



Figuur 3.3: Boveenaanzicht trekankers en hoogte damwand

Figuur 3.4 toont een detail van de moot met de tussenafstand van de ankers.



Figuur 3.6: Bepaling invloedszone dwarsdoorsnede van damwand met lengte 6,15 m

Met gegevens van de dwarsdoorsnede in Tabel 3.3:

Tabel 3.3: Gegevens dwarsdoorsnede

	Lengte (m)	TAW (m)
Totale hoogte damwand LT (m)	6,15	10,1
Bodempeil (m)		6,7
L2 (m)	2,75	
L1 (m)	3,4	

Om dit te kunnen bepalen dient eerst de grondlagersamenstelling achterhaald worden. Dit wordt gedaan volgens de redenering zoals in paragraaf 3.5. De sondering bevindt zich in bijlage B.2 en de boring in bijlage C.1. Hieruit volgt de grondlagersamenstelling zichtbaar in Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Grondinterpretatie scenario 2

Diepte (m)	Hoofdgrondsoort	Bijmenging	qc (MPa)	yd (kN/m³)	yv (kN/m³)	φ'_{k} (°)	c'_{k} (kPa)
0,00 – 0,75	Fijn zand	Geen	/	16	18	27	0
0,75 – 1,75	Zand 1	Geen	2-4	16	18	27	0
1,75 – 2,25	Zand	Weinig klei	4-10	17	19	27	0
2,25 – 2,75	Zand 2	Geen	4-10	17	19	30	0
2,75 – 5,75	Zand 3	Geen	10-15	18	20	32	0
5,75 – 6,25	Zand	Grind	10-15	18	20	32	0
6,25 – 12,00	Zand	Stenen	15-...	18	20	35	0

Bijvoorbeeld voor een laag gelegen (vetgedrukt in Tabel 3.5) in de zone van L2 volgt:

$$\text{Passieve } b \text{ (m)} = \frac{(5,75 - 3,4) \text{ m}}{\tan(45^\circ - \frac{32}{2}^\circ)} = 4,24 \text{ m}$$

$$\text{Actieve } b \text{ (m)} = \frac{(5,75 - 2,75) \text{ m}}{\tan(45^\circ + \frac{32}{2}^\circ)} = 1,66 \text{ m}$$

Tabel 3.5: Bepaling invloedsbreedte

Diepte (m)	Dikte laag (m)	Dikte cumulatief (m)	Passieve b (m)	Actieve b (m)
0,00 – 0,75	0,75	0,75	0,00	0,46
0,75 – 1,75	1	1,75	0,00	0,61
1,75 – 2,25	0,5	2,25	0,00	0,31
2,25 – 2,75	0,5	2,75	0,00	0,29
2,75 – 5,75	3	5,75	4,24	1,66
5,75 – 6,25	0,5	6,25	0,72	0,22
6,25 – 12,00	5,75	12,00	0,00	-0,05
		SOM	4,96	3,55

Uit Tabel 3.5 volgt dus dat de totale passieve breedte gelijk is aan 4,96 m en de actieve breedte gelijk aan 3,55 m. Hiermee wordt rekening gehouden in de opmaak van de dwarsdoorsnede in D-Sheet Piling. Dit wordt gedaan zodat er een zone afgebakend wordt die invloed kan hebben op het ontstaan van instabiliteit in de damwandconfiguratie.

3.3.2 Construction

In dit tabblad dient het soort damwand/kaaimuur, evenals zijn lengte gedefinieerd te worden. Naast de lengte worden ook constructieve parameters, zoals de buigstijfheid, ingevoerd. Tabel 3.6 geeft een overzicht van de benodigde parameters. De methode voor het bepalen van deze parameters wordt in de onderstaande paragraaf toegelicht.

Met:

Elasticiteitsmodulus E:

$$E = 22000 \times \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} \quad (3.4)$$

Gebruik van formule (3.4):

$$E = 22000 \times \left(\frac{20 \text{ N/mm}^2 + 8}{10} \right)^{0,3} = 29961,95 \text{ N/mm}^2$$

Oppervlaktetraagheidsmoment I:

$$I = \frac{\text{lengte} \times \text{breedte}^3}{12} \quad (3.5)$$

Gebruik van formule (3.5):

$$I = \frac{(100 \text{ cm} \times (22 \text{ cm})^3)}{12} = 88733,33 \text{ cm}^4$$

Weerstandsmoment W:

$$W = \frac{I}{v} \quad (3.6)$$

Gebruik van formule (3.6):

$$W = \frac{88733,33 \text{ cm}^4}{11 \text{ cm}} = 8066,67 \text{ cm}^3$$

Stijfheid EI:

Gebruik van formule (3.1):

$$EI = 29961,95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 88733,33 \text{ cm}^4 = 26586,24 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

Elastisch moment M_{el} :

Gebruik van formule (3.3):

$$M_{el} = 8066,67 \text{ cm}^3 \times 20 \text{ N/mm}^2 = 161,33 \text{ kNm/m}$$

Tabel 3.6: Betonnen damwand 22 cm

Invoer			Input in D-Sheet		
E	29961,95	N/mm ²	Elastic stiffness EI	26586,24	kNm ² /m
Breedte	22	cm	Acting width	1	m
Lengte	100	cm	M _{el}	161,33	kNm/m
I	88733,33	cm ⁴	Height	220	mm
v	11	cm	Section Area	22	cm ² /m
W	8066,67	cm ³			
f _{ck}	20	N/mm ²			

In D-Sheet Piling worden de parameters van Tabel 3.6 ingevoerd zoals in Figuur 3.7

Name	Material type	Section bottom level	Elastic stiffness EI	Acting width	M _{r,character}	Modification factor k _{mod} **	Material factor gamma _m	Reduction factor on maximum moment	M _{r,d,el}	Reduction factor on EI	Note to reduction factor	Height	Section area	Elastic section modulus W _{el} (Feasibility)
Betonnen damwand (1)	User defined	[m]	[kNm ² /m]	[m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]	[kNm/m]	[-]		[mm]	[cm ² /m]	[cm ³ /m]
		3.95	2,658600E+04	1.00	161,33	1.00	1.00	1.00	161,33	1.00		220	22	8067

Figuur 3.7: Definieren van betonnen damwand in D-Sheet Piling

3.3.3 Soil

Onder het "Soil"-tabblad kunnen verschillende invoergegevens met betrekking tot de bodem en waterstanden worden gedefinieerd. Via dit menu is het mogelijk om de geometrie van de bodemlagen vast te leggen, materiaaleigenschappen toe te kennen aan die lagen, en het grondprofiel op specifieke locaties in te stellen. Daarnaast worden ook de waterstanden aan land- en waterzijde ingevoerd, evenals de fysische eigenschappen van het water. Deze structuur maakt een systematische en gedetailleerde parametrisering van zowel de ondergrond als de hydraulische randvoorwaarden mogelijk.

In de optie "Surfaces" wordt het bovenpeil in TAW van het bodemprofiel ingevoerd, evenals de horizontale afstand tot de aslijn van de damwand. Deze gegevens worden bepaald op basis van de dwarsdoorsnede van het betreffende scenario en de bijbehorende invloedszone, zodat een representatief beeld ontstaat van het lokale grondprofiel ter plaatse van de constructie. De invoergegevens worden weergegeven in Figuur 3.8.

Surfaces			Surfaces		
Surface name	Distance [m]	Level [m]	Surface name	Distance [m]	Level [m]
Links	1	0,00	Links	1	0,00
Rechts	2	20,30	Rechts	2	1,99
	3	24,40		3	12,99
		4,70			11,08

Figuur 3.8: Surfaces

Onder de optie "Materials" worden de geotechnische eigenschappen van de te onderscheiden grondlagen gedefinieerd. Dit omvat parameters zoals de volumieke massa, de inwendige wrijvingshoek, en cohesie. Deze eigenschappen zijn essentieel voor een correcte modellering van het gedrag van de ondergrond in de stabiliteitsberekeningen. De gegevens voor de grondlaag "fijn zand" worden weergegeven in Figuur 3.9.

Soil Materials

Soil material name: **Fijn Zand**

General

Unsat. total unit weight [kN/m³]: 16.00

Sat. total unit weight [kN/m³]: 18.00

Cohesion [kN/m²]: 0.00

Friction angle phi [deg]: 27.00

Delta friction angle [deg]: 18.00

☐ Automatic (2/3 phi)

Shell factor [-]: 1.00

Overconsolidation ratio (OCR) [-]: 1.00

Grain type: ☒ Fine ☐ Coarse

Settlement by vibration coefficients

Soil layer type: Sand

Relative density [%]: 0.0

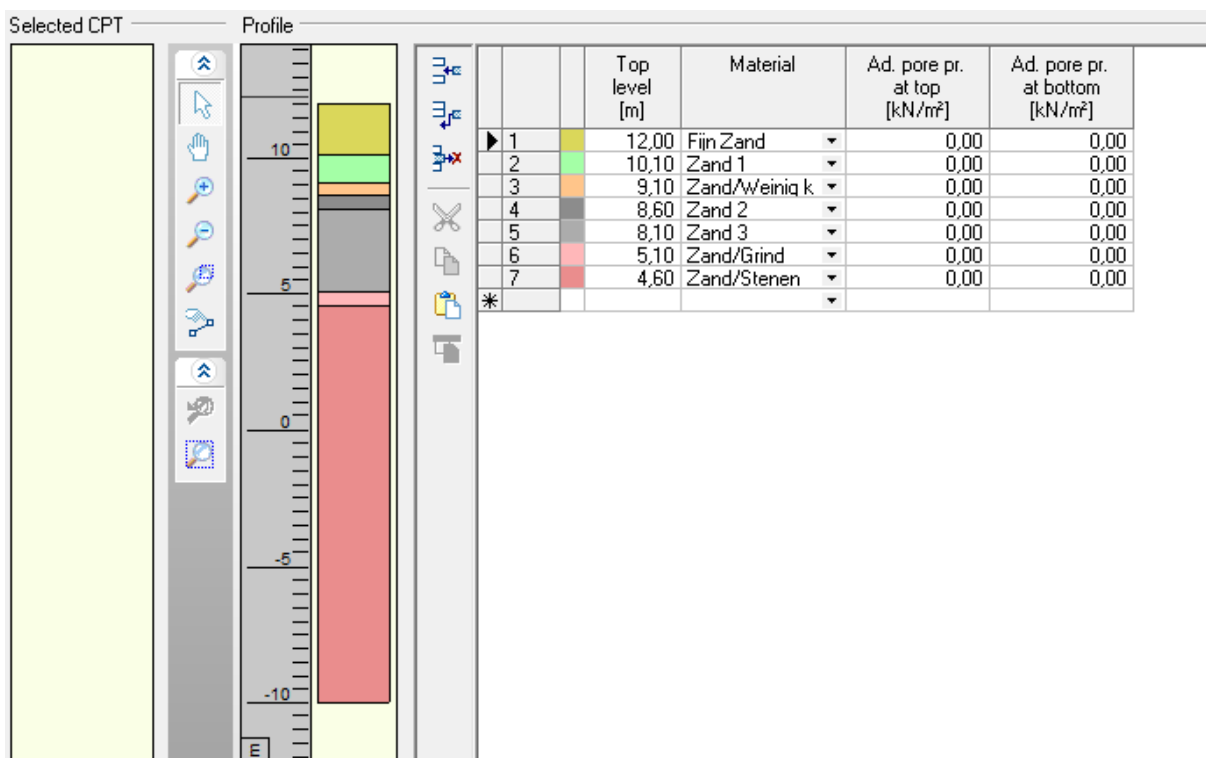
Horizontal permeability [m/s]: 1.000E-04

Modulus of subgrade reaction - Secant

		Top side	Bottom side
50% - k1	[kN/m²]	5.50000E+03	5.50000E+03
80% - k2	[kN/m²]	2.75000E+03	2.75000E+03
100% - k3	[kN/m²]	1.37500E+03	1.37500E+03

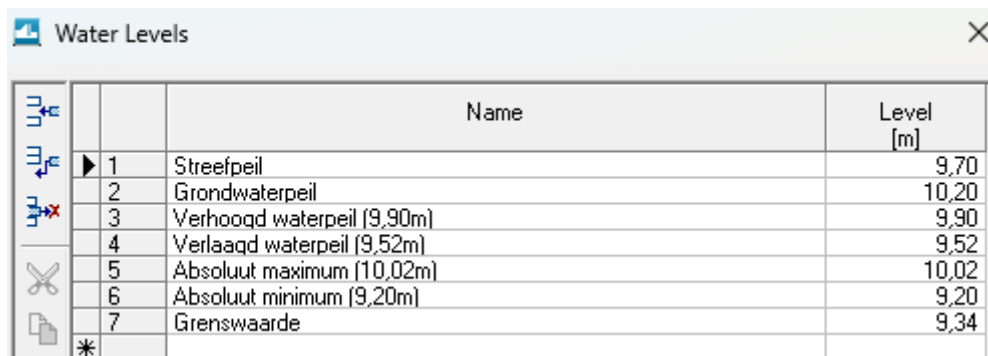
Figuur 3.9: Soil materials

In het onderdeel "Profiles" worden de niveaus van de geotechnische laagscheidingen ingevoerd. Op basis van de gegevens uit de sonderingen en boringen (zie bijlage B.3) kunnen de verschillende grondlagen nauwkeurig worden gedefinieerd, zodat het bodemprofiel zo representatief mogelijk wordt weergegeven voor de locatie van het scenario. De bijhorende invoergegevens zijn weergegeven in Figuur 3.10.



Figuur 3.10: Soil profiles

In het onderdeel "Water Levels" worden de waterstanden aan de land- en waterzijde ingevoerd. Dit betreft de grondwaterpeilen en kanaalpeilen die in de stabiliteitsanalyses zullen worden gevarieerd om hun invloed op de damwandconfiguratie te onderzoeken. De gebruikte peilen zijn afgeleid uit de scenario's zoals gedefinieerd in paragraaf 3.4. Deze worden weergegeven in Figuur 3.11.



	Name	Level [m]
1	Streefpeil	9,70
2	Grondwaterpeil	10,20
3	Verhoogd waterpeil (9,90m)	9,90
4	Verlaagd waterpeil (9,52m)	9,52
5	Absoluut maximum (10,02m)	10,02
6	Absoluut minimum (9,20m)	9,20
7	Grenswaarde	9,34
*		

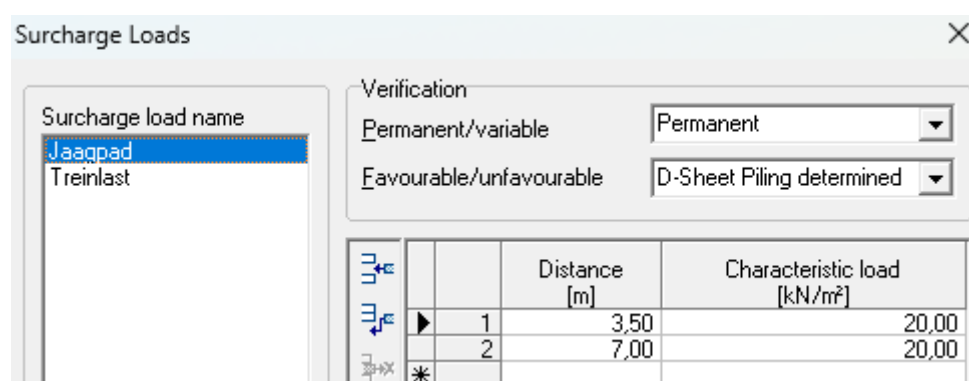
Figuur 3.11: Water levels

3.3.4 Loads

Het tabblad "Loads" bevat verschillende opties waarmee de belastingen op de damwandconstructie kunnen worden gedefinieerd. Deze belastingen worden afgestemd op de kenmerken van elk scenario en vormen een essentieel onderdeel van de stabiliteits- en verplaatsingsberekeningen binnen het model.

Onder het onderdeel Uniform Loads kan een verticale last in kN/m^2 , zoals een werflast, worden ingevoerd. In dit scenario is deze belasting niet van toepassing.

Bij Surcharge Loads gaat het eveneens om verticale belastingen in kN/m^2 , bijvoorbeeld afkomstig van een kraanlast, treinlast, opslag of van een jaagpad. In dit scenario is er sprake van zowel een jaagpad als een treinlast, die als relevante bovenbelasting in de berekeningen worden meegenomen. Deze worden weergegeven in Figuur 3.12.



Surcharge load name: Jaagpad, Treinlast

Verification: Permanent/variable: Permanent, Favourable/unfavourable: D-Sheet Piling determined

	Distance [m]	Characteristic load [kN/m^2]
1	3,50	20,00
2	7,00	20,00
*		

Figuur 3.12: Surcharge loads

Onder Horizontal Line Loads kan een horizontale last in kN/m worden ingevoerd, bijvoorbeeld als gevolg van bolderkrachten. Zoals eerder besproken is er in dit scenario sprake van de aanwezigheid van een bolder. De bolder vertegenwoordigt een variabele last en beschikt over een characteristic load, die als volgt wordt bepaald:

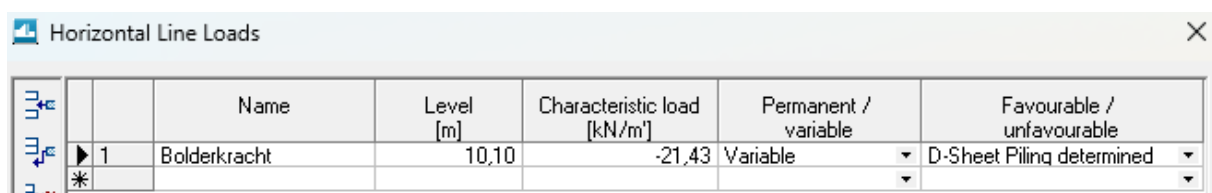
Characteristic load:

$$\text{Characteristic load (kN/m)} = \frac{\text{bolderkracht}}{\text{mootlengte}} \quad (3.7)$$

Gebruik van formule (3.7):

$$\text{Characteristic load (kN/m)} = \frac{300 \text{ kN}}{14 \text{ m}} = 21,43 \text{ kN/m}$$

Figuur 3.13 toont de ingave van de Horizontal Line Load in D-Sheet Piling.



	Name	Level [m]	Characteristic load [kN/m]	Permanent / variable	Favourable / unfavourable
1	Bolderkracht	10,10	-21,43	Variable	D-Sheet Piling determined

Figuur 3.13: Horizontal line loads

3.3.5 Supports

Het tabblad Supports bevat de ondersteuningselementen van de damwandconstructie, die een cruciale rol spelen in de opname en afvoer van krachten. Deze ondersteuningen zorgen ervoor dat de constructie stabiel blijft onder invloed van zowel permanente als variabele belastingen. Binnen dit tabblad worden onder andere verankeringen gedefinieerd, waarbij de eigenschappen en het type anker van groot belang zijn voor de juiste modellering en interpretatie van het gedrag van de damwand.

Er zijn trekankers van 40 ton met een helling van 25 ° en een lengte van 10,00 m aanwezig. Er geldt ook een tussenafstand van de ankers van 8,2 m. De ankers bestaan uit staal dus geldt voor de E-modulus, 210 GPa. Er dient dan nog de cross section (m²/m), wall height (Kranz) en design yield force (kN/m) gedefinieerd te worden.

Design yield force:

$$\text{Design yield force (kN/m)} = \frac{\text{dienstlast}}{\text{tussenafstand ankers}} \quad (3.8)$$

Gebruik van formule (3.8):

$$\text{Design yield force (kN/m)} = \frac{40 \text{ ton} \times 9,81 \text{ N/kg}}{8,2 \text{ m}} = 47,85 \text{ kN/m}$$

Wall height (Kranz) = 0 m (actief anker)

De cross section kan bepaald worden met behulp van een oude catalogus van Freyssinet zoals zichtbaar in Tabel 3.7. Hieruit kan een overeenkomstige staaldoorsnede bepaald worden afhankelijk van de dienstlast die af te lezen is op de beschikbare plannen.

Tabel 3.7: Freyssinet grondankers met strengen 15,2 mm en treksterkte 1860 N/mm² (bijlage F.1)

Type	Staal doorsnede mm ²	Breuklast kN	0,2 % rek- grenslast kN	Dienstlast voorlopig kN	Dienstlast definitief kN	PEHD* omhulling mm	Geribde* omhulling mm
2 T 15	278	517	456	296	251	44,2/50	50/57
3 T 15	417	776	684	445	376	44,2/50	50/57
4 T 15	556	1034	912	593	502	44,2/50	50/57
5 T 15	695	1293	1140	741	627	58,0/63	60/67
6 T 15	834	1551	1368	889	752	69,2/75	75/82
7 T 15	973	1810	1596	1037	878	69,2/75	75/82

Om de overeenkomstige staaldoorsnede te vinden dient er geïnterpoleerd te worden. De waarde van de staaldoorsnede is dan steeds in verhouding met de beschikbare informatie van het soort anker op de plannen (in dit geval 40 ton).

Cross section:

$$\text{Cross section (m}^2\text{/m)} = \frac{\text{staaldoorsnede}}{\text{tussenafstand ankers}} \quad (3.9)$$

Gebruik van formule (3.9):

$$\text{Cross section (m}^2\text{/m)} = \frac{417 + \frac{556 - 417}{502 - 376} \times (40 \times 9,81 - 376) \text{ mm}^2}{8,2 \text{ m}} = 5,31 \times 10^{-5} \text{ m}^2\text{/m}$$

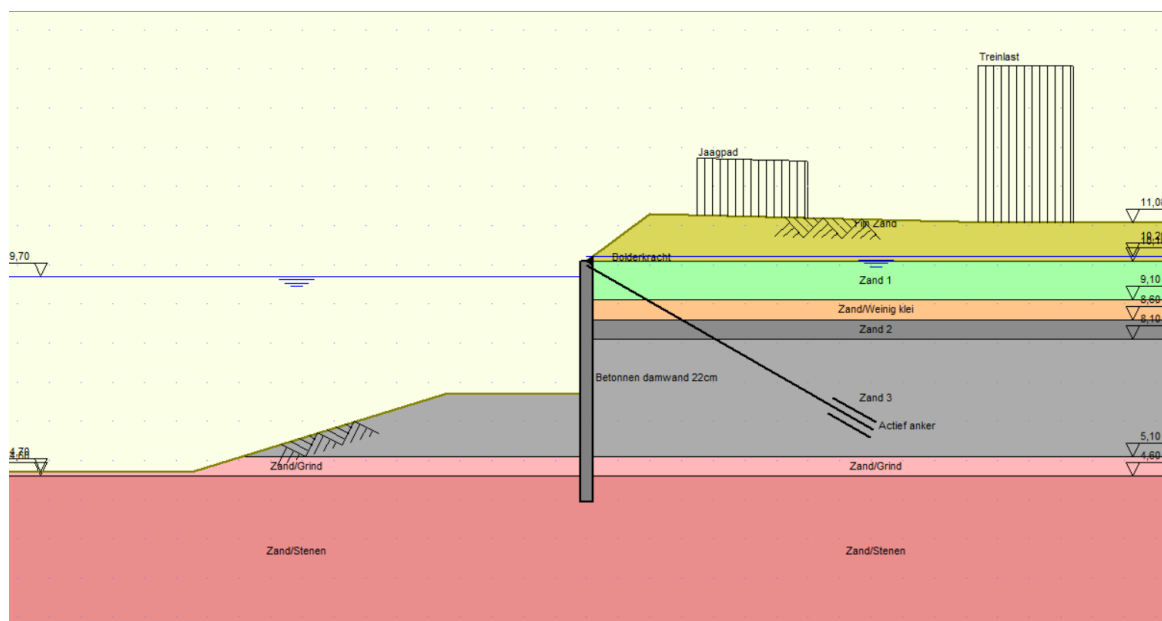
Figuur 3.14 toont de ingave van het anker in D-Sheet Piling.

Anchors

	Name	Level [m]	E-modulus [kN/m²]	Cross section [m²/m']	Wall height (Kranz) [m]	Length [m]	Angle [degree]	Design yield force [kN/m']	Side
▶ 1	Actief anker	10,00	2,100E+08	5,310E-05	0,00	10,00	-25,00	47,85	Right
*									

Figuur 3.14: Anchors

Al deze inputwaardes geven het volgende resultaat van scenario 2 weer in Figuur 3.15.



Figuur 3.15: Scenario 2

3.4 Scenario's

In bijlage G.1 bevindt zich een samenvatting van de scenario's waar het onderscheid duidelijk gemaakt wordt in de verschillen in parameters.

Bijlage reeks H bevat alle scenario's in totaliteit gevisualiseerd in D-Sheet Piling.

4 Resultaten

Voor elk scenario werden UGT- en GGT-controles uitgevoerd, evenals een ankercontrole voor de verschillende kanaalpeilen. Tabel 4.1 geeft een overzicht van de resultaten en toont in welke mate de constructie voldoet aan de gestelde eisen.

De kleurcodering is als volgt:

-  Rood: Voldoet niet bij alle/sommige kanaalpeilen
-  Oranje: Voldoet enkel als het grondwaterpeil aan de landzijde wordt aangepast
-  Groen: Voldoet bij alle kanaalpeilen zonder aanpassingen
-  Zwart: Niet van toepassing omwille van afwezigheid van ankers in scenario

Tabel 4.1: Overzicht controles

	UGT	GGT	Ankercontrole
Scenario 1	Oranje	Groen	Groen
Scenario 2	Rood	Oranje	Groen
Scenario 3	Groen	Groen	Zwart
Scenario 4	Groen	Groen	Groen
Scenario 5	Groen	Groen	Groen
Scenario 6	Oranje	Groen	Groen
Scenario 7	Rood	Oranje	Groen
Scenario 8	Groen	Groen	Groen
Scenario 9	Rood	Oranje	Zwart
Scenario 10	Groen	Groen	Groen

De scenario's die aan alle UGT-, GGT- en ankercontroles voldoen zonder dat een aanpassing van het grondwaterpeil nodig is, zijn scenario 3, 4, 5, 8 en 10. Deze scenario's tonen aan dat de kaaimuur in deze gevallen voldoende veilig, stabiel en vervormingsbeheerst blijft binnen de gestelde grenzen. De gedetailleerde rekenresultaten voor deze scenario's zijn opgenomen in de bijlagenreeks H.

De scenario's die niet aan alle controles voldeden, zijn verder uitgewerkt in de scriptie. Hieronder wordt per scenario kort de faalmodus toegelicht, samen met een verwijzing naar de paragraaf waarin de aangepaste analyse terug te vinden is:

- **Scenario 1:** Faalt door overschrijding van de passieve weerstand in UGT bij het absoluut minimum kanaalpeil. Verdere uitwerking in *paragraaf 4.1*;
- **Scenario 2:** Faalt door overschrijding van de passieve weerstand in UGT alle kanaalpeilen en in GGT bij absoluut minimum kanaalpeil. Verdere uitwerking in *paragraaf 4.2*;
- **Scenario 6:** Faalt door overschrijding van de passieve weerstand in UGT bij het absoluut minimum kanaalpeil. Zelfde werkwijze als bij scenario 1 (*zie paragraaf 4.1*) De resultaten van de oorspronkelijke en aangepaste berekeningen zijn terug te vinden in bijlage I.5;
- **Scenario 7:** Faalt door overschrijding van de passieve weerstand in UGT bij het streefpeil, verlaagd en absoluut minimumkanaalpeil. Verdere uitwerking in *paragraaf 4.3*.

- **Scenario 9:** Faalt door overschrijding van de passieve weerstand in UGT en GGT bij het streefpeil, verlaagd en absoluut minimumkanaalpeil. Verdere uitwerking in paragraaf 4.4.

4.1 Scenario 1

4.1.1 Ongewijzigd grondwaterpeil

Het maximaal opneembare moment voor de betonnen kaaimuur met een dikte van 22 cm bedraagt 161,33 kNm/m. De te keren hoogte is vastgesteld op 4,6 m, wat resulteert in een maximale horizontale verplaatsing van 46 mm. De eerste uitgevoerde controle betreft de toetsing "Verify Sheet Piling", wat overeenkomt met een toetsing volgens UGT. Hieronder volgt in Tabel 4.2 een samenvatting van de belangrijkste outputwaarden voor dit scenario.

Tabel 4.2: UGT-resultaten scenario 1

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	34,21	-36,35	41,7	22,64
	ANB set 2	-35,93	28,64	70,2	31,02
Verhoogd	ANB set 1	36,02	-39,66	44,5	26,01
	ANB set 2	-40,08	-30,81	72,5	34,47
Streefpeil	ANB set 1	37,87	-44,41	48,9	31,58
	ANB set 2	-47,27	-35,84	75,8	40,02
Verlaagd	ANB set 1	38,25	-47,69	52,4	36,54
	ANB set 2	-53,95	-40,15	78,4	44,78
Absoluut minimum	ANB set 1	-45,96	-51,09	57,9	45,02
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			

Naarmate het waterpeil daalt, nemen de momenten, dwarskrachten, ankerkrachten en passieve gronddruk toe. Dit leidt bij set 2 tot steeds sterkere negatieve momenten. In de meeste scenario's blijven de resultaten binnen de grenzen van de UGT-controle. Enkel bij het absoluut minimum kanaalpeil voldoet ANB set 2 niet meer, doordat de maximaal mobiliseerbare passieve weerstand wordt overschreden. Voor ANB set 1 blijft de controle in dat scenario wel geldig, wat wijst op een stabiel gedrag binnen die rekenaanpak.

Dat ANB set 2 bij absoluut minimum kanaalpeil niet meer voldoet aan de UGT-eis betekent niet automatisch dat de kaaimuur bezwijkt. Om dit verder te beoordelen, wordt in de volgende stap gekeken naar de resultaten van de GGT-controle, die een breder beeld geeft van de algehele stabiliteit van de constructie. De resultaten van deze controle zijn weergegeven in Tabel 4.3.

Tabel 4.3: GGT-resultaten scenario 1

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Ankerkracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-16,8	25,34	-26,92	41,7	16,77	1,85
Verhoogd	GGT	-19,3	26,68	-29,38	44,5	19,27	1,81
Streefpeil	GGT	-23,5	28,05	-32,90	48,9	23,39	1,75
Verlaagd	GGT	-27,1	28,34	-35,33	52,4	27,07	1,70
Absoluut minimum	GGT	-33,4	-34,05	-37,84	57,9	33,35	1,62

Alle GGT-controles voldoen aan de gestelde eisen. De resultaten tonen eenzelfde trend als bij UGT; bij dalend waterpeil nemen de interne krachten, ankerkrachten en passieve weerstand toe, zonder de limieten te overschrijden. De globale stabiliteitsfactor blijft in alle gevallen boven de vereiste waarde van 1,3 en ook de vervormingen blijven binnen de toegelaten grenzen.

Tot slot worden in het kader van de GGT-controle ook de ankers afzonderlijk beoordeeld op hun sterkte en bezwijking volgens de methode van Kranz. Deze beoordeling garandeert dat de ankers niet bezwijken en binnen de toelaatbare grenzen blijven. De resultaten van deze ankercontrole worden weergegeven in Tabel 4.4.

Tabel 4.4: Ankercontroles scenario 1

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	16,77	137,514	392,4	278,971	0,35	11,09
Verhoogd	19,27	158,014	392,4	278,261	0,40	9,63
Streefpeil	23,39	191,798	392,4	277,058	0,49	7,90
Verlaagd	27,07	221,974	392,4	276,003	0,57	6,80
Absoluut minimum	33,35	273,470	392,4	274,063	0,70	5,48

Uit de resultaten van de ankercontrole blijkt dat de ankerkrachten in alle scenario's onder de beschikbare ankersterkte blijven. De verhouding tussen de ontwerpwaarde van de ankerkrachten en de karakteristieke sterkte (capaciteit ankerkrachten) blijft in alle gevallen ruim onder de limiet van 1,0, wat aangeeft dat de ankers voldoende sterkte bezitten om de opgelegde krachten op te nemen. Wat betreft de controle volgens de methode van Kranz ligt de verhouding ruim boven de vereiste veiligheidsfactor van factor 1,5. Er is dus geen overschrijding van de toegestane grenswaarden.

4.1.2 Aangepast grondwaterpeil

Omdat de UGT-controle voor ANB set 2 bij absoluut minimum waterpeil niet voldoet, voldoet de kaaimuur momenteel niet aan de geldende ontwerpeisen. Daarom is aanvullend onderzocht wat het effect is van een aangepast grondwaterpeil aan de landzijde. Conform richtlijn SB 260 moet het grondwaterpeil minimaal 0,50 m hoger liggen dan het kanaalpeil. Op basis hiervan is het grondwaterpeil verlaagd van 10,20 m naar 9,70 m, in overeenstemming met het aangepaste kanaalpeil van 9,20 m.

Deze aanpassing vormt een realistische en veilige benadering. Vervolgens zijn alle controles opnieuw uitgevoerd om het effect van deze wijziging op de constructieve veiligheid te evalueren. De resultaten van deze herberekeningen worden weergegeven in Tabel 4.5.

Tabel 4.5: Resultaten bij aangepast grondwaterpeil scenario 1

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)	
Absoluut minimum	ANB set 1	36,61	-44,37	50,2	31,95	
	ANB set 2	-51,89	-37,24	77,4	41,42	
	Falingstype	Verplaatsing (mm/m)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN)	Passieve weerstand (%)	F _s
	GGT	-16,8	25,34	-26,92	41,7	1,71
	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
	23,66	194,012	392,4	293,842	0,49	8,28

Na het verlagen van het grondwaterpeil aan de landzijde van 10,20 m naar 9,70 m zijn alle controles opnieuw uitgevoerd voor het scenario met absoluut minimum waterpeil. Uit de resultaten blijkt dat de belastingverdeling op de wand grotendeels het verwachte patroon volgt: de bijhorende dwarskrachten en passieve weerstand liggen in vergelijking met het oorspronkelijke scenario, lager. De ankerkracht daalt bijgevolg ook.

Dankzij deze aanpassing voldoet nu ook de UGT-controle voor ANB set 2, waardoor de kaaimuur opnieuw voldoet aan de geldende ontwerpeisen. Alle GGT-controles blijven binnen de toegelaten grenzen en ook de ankercontroles tonen geen afwijkingen. De constructie blijft onder de gewijzigde grondwatercondities dus stabiel en voldoet aan alle hedendaagse ontwerpcriteria.

4.2 Scenario 2

4.2.1 Ongewijzigd grondwaterpeil

In dit scenario is dezelfde opbouw van kaaimuur en grond aanwezig als in scenario 1, de enige wijziging is de toevoeging van een bolderbelasting. Het maximale opneembare moment voor deze kaaimuur blijft 161,33 kNm/m evenals de maximale verplaatsing van 43,8 mm. De eerste uitgevoerde controle betreft "Verify Sheet Pilling", wat overeenkomt met een controle in UGT. In Tabel 4.6 volgt een samenvatting van de UGT-resultaten voor dit scenario.

Tabel 4.6: UGT-resultaten scenario 2

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	57,61	-63,42	51,2	52,66
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			
Verhoogd	ANB set 1	57,17	-65,20	53,5	56,92
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			
Streefpeil	ANB set 1	55,67	-67,56	56,9	63,41
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			
Verlaagd	ANB set 1	72,52	-108,00	73,4	64,60
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			
Absoluut minimum	ANB set 1	Numeriek onstabiel			
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			

De UGT-controle voldoet niet aan de huidige ontwerpisen, aangezien set 2 in geen enkel scenario een stabiel resultaat oplevert. De berekening faalt telkens door numerieke instabiliteit, veroorzaakt door een overschrijding van de gemobiliseerde passieve weerstand. Ook voor ANB set 1 treedt bij absoluut minimum waterpeil een gelijkaardige instabiliteit op. In de overige scenario's levert set 1 wel geldige resultaten met toelaatbare interne krachten en ankerkrachten. De passieve weerstand blijft daarbij onder de grens, al neemt de reservecapaciteit af bij lager waterpeil.

Hoewel de resultaten van de UGT-controle aantonen dat de kaaimuur in zijn huidige vorm niet voldoet aan de geldende ontwerpisen, geeft dit geen volledig beeld van de werkelijke stabiliteit. Daarom wordt in het volgende deel de GGT-controle besproken. Op basis van deze analyse kan beter worden ingeschat of de kaaimuur in de praktijk nog als voldoende stabiel kan worden beschouwd. De resultaten worden in Tabel 4.7 weergegeven.

Tabel 4.7: GGT-resultaten scenario 2

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-37,2	41,27	-45,22	45,6	36,86	1,78
Verhoogd	GGT	-40,1	41,10	-46,71	52,7	39,78	1,75
Streefpeil	GGT	-44,8	40,17	-48,56	56,2	44,55	1,69
Verlaagd	GGT	-59,5	42,29	-55,01	61,7	47,85	1,64
Absoluut minimum	GGT	Numeriek onstabiel					1,57

Bij het scenario met absoluut minimaal kanaalpeil treedt numerieke instabiliteit op in het rekenmodel, wat wijst op het bereiken van een faalmechanisme. De kaaimuur wordt in dat geval niet langer als stabiel beschouwd volgens de GGT-controle.

In de overige scenario's voldoet de kaaimuur wél aan de eisen voor globale stabiliteit, met stabiliteitsfactoren die ruim boven de norm liggen. De horizontale verplaatsing neemt toe bij

dalend waterpeil en overschrijdt bij het verlaagd kanaalpeil de grenswaarde. Interne krachten blijven onder de toelaatbare limieten, terwijl ankerkrachten en passieve weerstand een stijgende trend vertonen. Hoewel de passieve weerstand onder de maximale waarde blijft, wijst de toename op een afnemende reservecapaciteit bij lagere waterstanden.

Tot slot worden in het kader van de GGT-controle ook de ankers afzonderlijk beoordeeld op hun sterkte en Kranz. Deze beoordeling garandeert dat de ankers niet bezwijken en dat de verplaatsingen binnen toelaatbare grenzen blijven. De resultaten van deze ankercontrole worden weergegeven in Tabel 4.8

Tabel 4.8: Ankercontroles scenario 2

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	36,86	302,252	392,4	279,375	0,77	5,05
Verhoogd	39,78	326,196	392,4	278,626	0,83	4,67
Streefpeil	44,55	365,310	392,4	277,386	0,93	4,15
Verlaagd	47,85	392,307	392,4	276,078	1,00	3,85
Absoluut minimum	Numeriek onstabiel					

Uit de resultaten blijkt dat de Kranz capaciteit in alle gevallen ruim boven de vereiste waarde van 1,5 ligt. De laagste waarde van deze verhouding bedraagt 3,85 in het scenario “Verlaagd”, en loopt op tot 5,05 bij het “Absoluut maximum” scenario.

Uit de uitgevoerde controles blijkt dat de kaaimuur bij geen enkel kanaalpeil volledig voldoet aan de huidige ontwerpnormen. Zowel de UGT- als GGT-controles tonen aan dat de stabiliteit en vervormingseisen op meerdere punten worden overschreden. In het scenario met absoluut minimum kanaalpeil faalt het rekenmodel volledig door numerieke instabiliteit, wat wijst op een structureel faalmechanisme. De constructie kan in dat geval niet langer als stabiel worden beschouwd.

4.2.2 Gewijzigd grondwaterpeil

In de oorspronkelijke berekeningen werd uitgegaan van een constant grondwaterpeil van 10,20 m TAW, ook bij een dalend kanaalpeil. In werkelijkheid volgt het grondwaterpeil deze daling echter gedeeltelijk. Volgens SB 260 wordt daarom aangenomen dat het grondwaterpeil maximaal 0,50 m boven het kanaalpeil ligt. Op basis hiervan worden twee aanvullende analyses uitgevoerd: één met een verlaagd grondwaterpeil van 10,02 m TAW bij het verlaagd kanaalpeil, en één met een grondwaterpeil van 9,70 m TAW bij het absoluut minimum kanaalpeil. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4.9

Tabel 4.9: Resultaten bij aangepast grondwaterpeil scenario 2

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Verlaagd	ANB set 1	54,94	-67,31	57,3	63,70
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			
Absoluut minimum	ANB set 1	53,61	-66,74	58,0	66,99
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm)	Dwarskracht (kN)	Passieve weerstand (%)	F _s
Verlaagd	GGT	-45,0	39,64	-48,38	56,6	1,68
Absoluut minimum	GGT	-45,2	38,67	-47,98	57,3	1,66

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Verlaagd	44,75	366,95	392,4	283,426	0,94	4,22
Absoluut minimum	44,97	368,754	392,4	294,271	0,94	4,36

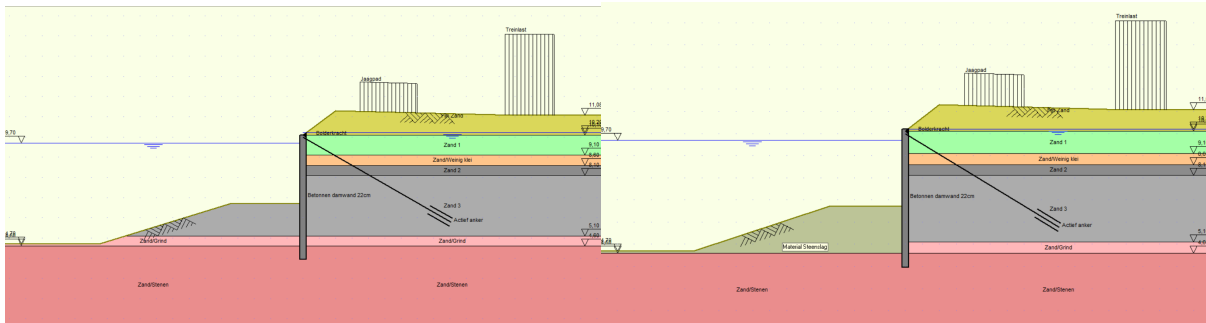
De resultaten tonen aan dat de GGT-controle voor het scenario met absoluut minimum kanaalpeil bij verlaagd grondwaterpeil nu wel een stabiel rekenresultaat oplevert. De interne krachten, stabiliteitsfactor, wandverplaatsingen en passieve weerstand blijven binnen de toelaatbare limieten. Vergeleken met het scenario met ongewijzigd grondwaterpeil zijn de spanningen en verplaatsingen duidelijk gunstiger. Toch voldoet de kaaimuur nog steeds niet aan de huidige ontwerpnormen, aangezien de UGT-controle met ANB set 2 nog steeds faalt door numerieke instabiliteit.

Uit de uitgevoerde controles blijkt dat de kaaimuur, zelfs na verlaging van het grondwaterpeil, nog steeds niet voldoet aan de huidige ontwerpnormen. Hoewel de GGT-controle voor het scenario met absoluut minimum kanaalpeil nu wel een stabiel resultaat oplevert, faalt de UGT-controle met ANB set 2 nog steeds door een overschrijding van de passieve weerstand. Dit wijst op een fundamenteel tekort in de structurele weerstand. De constructie kan daardoor formeel nog steeds niet als volledig conform de ontwerpisen worden beschouwd maar wel als stabiel.

4.2.3 Advies

Aangezien de kaaimuur bij geen enkel kanaalpeil voldoet aan de huidige ontwerpnormen, wordt een herontwerp opgesteld. De oorspronkelijke constructie faalt voornamelijk door een tekort aan passieve weerstand. Om dit op te vangen, wordt gekozen om de passieve weerstand te vergroten door het grondpakket voor de kaaimuur te verzwaren. Een verhoging van de kanaalbodem is niet mogelijk, aangezien dit ten koste zou gaan van de vereiste vaardiepte voor aanmerende schepen. Daarom wordt gezocht naar een zo economisch mogelijke oplossing binnen de bestaande geometrie, waarbij een zwaarder ophoogmateriaal wordt toegepast aan de voet van de kaaimuur. De aangepaste doorsnede is gegeven in bijlage H.11. De weergave van het oorspronkelijke scenario en het nieuwe is weergegeven in Figuur 4.1. Er wordt gekozen om het oorspronkelijke grondprofiel van de kanaalzijde te vervangen door steenslag met de volgende eigenschappen:

- $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$ [42],
- $\gamma_v = 21 \text{ kN/m}^3$ [42],
- $\varphi' = 44^\circ$ [43],
- $c' = 0 \text{ kPa}$ [43].



Figuur 4.1: Doorsnedes scenario 2: (a) oorspronkelijk, (b) advies

Bij het herontwerp van de kaaimuur wordt, in tegenstelling tot de eerdere aannames uitgegaan van een grondwaterpeil dat mee fluctueert met het kanaalpeil. Enkel in de situaties met verhoogd kanaalpeil en bij het absoluut minimumpeil blijft het grondwaterpeil constant verondersteld (10,20 m TAW), om te vermijden dat er een stroming van het grondwater over de kesp richting het kanaal ontstaat. In Tabel 4.10 worden de rekenresultaten voor de UGT-controle weergegeven.

Tabel 4.10: UGT-resultaten herontwerp scenario 2

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	60,58	-45,77	36,6	46,08
	ANB set 2	33,20	33,80	60,9	46,57
Verhoogd	ANB set 1	62,94	-48,09	38,5	48,71
	ANB set 2	37,97	36,66	65,5	47,85
Streefpeil	ANB set 1	66,23	-51,61	41,7	52,87
	ANB set 2	53,04	-46,15	77,0	47,85
Verlaagd	ANB set 1	65,71	-51,57	42,1	42,10
	ANB set 2	53,81	-46,99	78,4	78,40
Absoluut minimum	ANB set 1	64,57	52,22	42,7	52,92
	ANB set 2	54,53	-47,91	80,5	47,85

Uit de resultaten blijkt dat alle UGT-controles voor het herontwerp wél voldoen aan de huidige ontwerpisen. Zowel ANB set 1 als ANB set 2 leveren in elk scenario fysisch realistische en stabiele oplossingen op. Opvallend is dat de gemobiliseerde passieve weerstand bij ANB set 1 in alle gevallen aanzienlijk lager ligt dan bij het oorspronkelijke ontwerp met het ongewijzigde grondprofiel. Ook de interne momenten, dwarskrachten en ankerkrachten blijven beter beheerst. Aangezien de oorspronkelijke constructie faalde door overschrijding van de passieve weerstand, bevestigt dit dat het aangepaste grondpakket effectief bijdraagt aan een stabielere en conformere kaaimuur.

Op basis van de uitgevoerde berekeningen voldoet de kaaimuur in dit herontwerp aan de huidige ontwerpnormen voor zowel de UGT- als GGT-controle (zie bijlage I.10). Het ontwerp houdt echter geen rekening met tijdelijke situaties of faseringen die tijdens de uitvoering van de werken kunnen optreden, zoals gedeeltelijke ontgravingen of asymmetrische belastingen. De voorgestelde configuratie moet daarom worden beschouwd als een conceptuele oplossing die de haalbaarheid van een stabiele en conforme kaaimuur aantoont, maar die nog verder moet worden uitgewerkt en getoetst aan uitvoeringsomstandigheden.

4.3 Scenario 7

4.3.1 Ongewijzigd grondwaterpeil

Voor de metalen damwand van het type AZ-18 (S355) bedraagt het maximaal toelaatbare elastische buigend moment 639,00 kNm/m. De te keren hoogte van de damwand is vastgesteld op 5,6 m, wat overeenkomt met een maximaal toegestane horizontale verplaatsing van 56 mm. Als eerste stap in de beoordeling is de sterkte van de damwand gecontroleerd via de toets “Verify Sheet Piling”, die overeenkomt met een UGT-controle volgens de geldende normen. De belangrijkste resultaten van deze berekening worden weergegeven in Tabel 4.11.

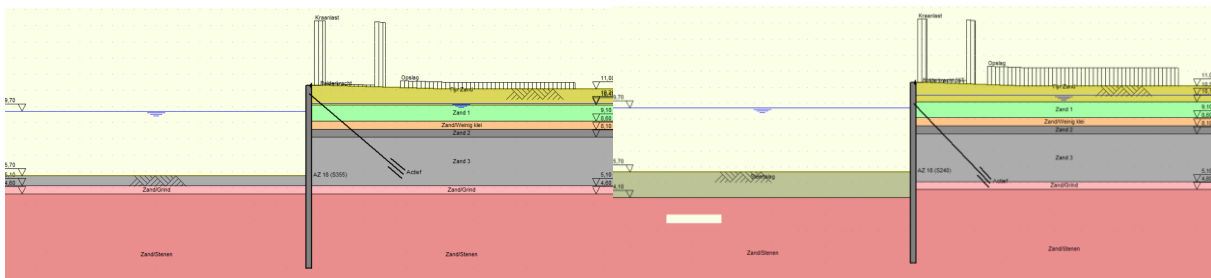
Tabel 4.11: UGT-resultaten scenario 7

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	261,16	-137,19	18,3	208,76
	ANB set 2	436,33	-253,33	63,0	155,71
Verhoogd	ANB set 1	280,16	-139,38	19,2	210,21
	ANB set 2	464,08	-290,53	67,9	155,71
Streefpeil	ANB set 1	324,08	-155,81	20,9	210,21
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			
Verlaagd	ANB set 1	362,32	-170,11	22,5	210,21
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			
Absoluut minimum	ANB set 1	426,59	-195,35	25,3	210,21
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			

Uit de resultaten blijkt dat deze kaaimuur niet voldoet aan de hedendaagse ontwerpnormen. De UGT-controle faalt vanaf het streefpeil in ANB set 2 door een tekort aan passieve weerstand, wat betekent dat de vereiste veiligheid niet wordt gehaald. Om te bepalen of de constructie toch nog stabiel is, moet naar de GGT-resultaten worden gekeken (bijlage I.6). Daaruit blijkt dat de kaaimuur globaal wel als stabiel kan worden beschouwd, maar dat de vervormingen de toegestane limieten overschrijden. Omdat de constructie al bij het streefpeil faalt is een aanpassing van het grondwaterpeil overbodig omdat dit niet mogelijk is volgens de richtlijnen van het SB 260 en er dus geen gunstiger effect bereikt kan worden. Daarom wordt voor deze kaaimuur een herontwerp uitgewerkt.

4.3.2 Advies

Net zoals bij het herontwerp in scenario 2 wordt ook in dit scenario het oorspronkelijke grondprofiel afgegraven en vervangen door steenslag. De kanaalbodem wordt verdiept tot een niveau van 4,20 m TAW en vervolgens weer aangevuld met steenslag tot het oorspronkelijke niveau op 5,70 m TAW. In tegenstelling tot scenario 2 wordt in dit ontwerp het grondwater voor elk kanaalpeil aangepast conform SB 260 ongeacht de hoogte van het kanaalpeil. Dit is mogelijk omdat de kaaimuur hier doorloopt tot aan de bovenkant van het maaiveld en er geen mogelijkheid is dat het grondwater over de kesp in het kanaal stroomt. De aangepaste doorsnede is terug te vinden in bijlage H.12. De vergelijking tussen het oorspronkelijke scenario en het herontwerp is weergegeven in Figuur 4.2.



Figuur 4.2: Doorsnedes scenario 7: (a) oorspronkelijk, (b) advies

De resultaten van de UGT-controles voor dit ontwerp zijn weergegeven in Tabel 4.12.

Tabel 4.12: UGT-resultaten herontwerp scenario 7

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	377,28	-153,01	23,3	204,29
	ANB set 2	440,18	-217,28	63,4	155,71
Verhoogd	ANB set 1	377,19	-152,76	23,4	204,38
	ANB set 2	441,17	-218,60	63,8	155,71
Streefpeil	ANB set 1	376,95	-152,34	23,6	204,48
	ANB set 2	442,44	-220,87	64,6	155,71
Verlaagd	ANB set 1	376,63	-151,96	23,8	204,52
	ANB set 2	443,22	-223,85	65,4	155,71
Absoluut minimum	ANB set 1	375,78	-151,36	24,1	204,53
	ANB set 2	443,97	-228,45	66,6	155,71

Uit de resultaten blijkt dat de kaaimuur in dit scenario voldoet aan de huidige ontwerpnormen voor de UGT-controle. Zowel ANB set 1 als set 2 leveren in alle waterstandsituaties stabiele resultaten op. De interne krachten bij ANB set 1 blijven relatief constant en lager dan bij set 2. Bij dit herontwerp is er een efficiëntere benutting van de passieve weerstand en overschrijdt deze niet zijn grenswaarde. Aangezien de oorspronkelijke kaaimuur faalde op dat punt, bevestigt dit de meerwaarde van het aangepaste grondpakket. Dit herontwerp houdt echter geen rekening met uitvoeringsfaseringen en geldt dus als een conceptuele oplossing die nog verder verfijnd moet worden.

4.4 Scenario 9

Het maximaal opneembare moment voor de betonnen kaaimuur met een dikte van 25 cm in dit scenario bedraagt 208,33 kNm/m. De te keren hoogte is vastgesteld op 3,1m, wat resulteert in een maximale horizontale verplaatsing van 31 mm. De eerste uitgevoerde controle betreft de toetsing "Verify Sheet Piling", wat overeenkomt met een toetsing volgens UGT. Hieronder volgt in Tabel 4.13 een samenvatting van de belangrijkste outputwaarden voor dit scenario.

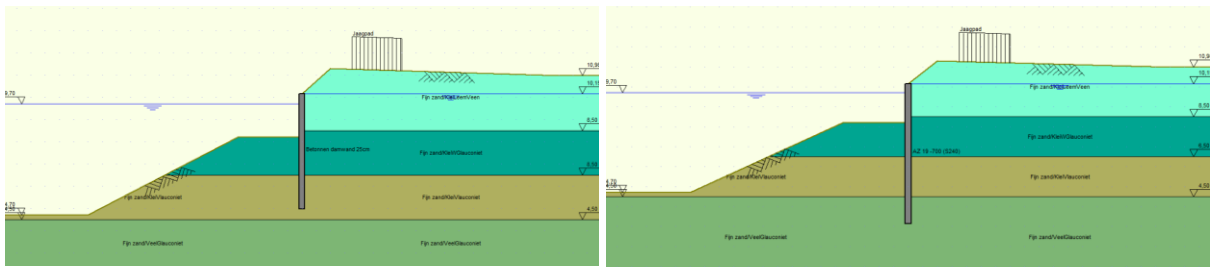
Tabel 4.13:UGT-resultaten herontwerp scenario 9

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)
Absoluut maximum	ANB set 1	35,52	-36,21	51,9
	ANB set 2	Numeriek onstabiel		
Verhoogd	ANB set 1	55,80	-58,31	58,0
	ANB set 2	Numeriek onstabiel		
Streefpeil	ANB set 1	68,74	-76,96	69,4
	ANB set 2	Numeriek onstabiel		
Verlaagd	ANB set 1	Numeriek onstabiel		
	ANB set 2			
Absoluut minimum	ANB set 1	Numeriek onstabiel		
	ANB set 2			

Uit de UGT-analyse blijkt dat de huidige kaaimuur niet voldoet aan de stabiliteitseisen: voor alle kanaalpeilen faalt ANB set 2 structureel vanwege een tekort aan passieve weerstand. Hoewel de GGT-resultaten (bijlage I.8) aantonen dat de constructie bij het streefpeil en bij lagere kanaalpeilen mits het grondwaterpeil wordt aangepast stabiel blijft, blijft de situatie kritiek. De reden hiervoor is dat de vervormingen de toelaatbare grens overschrijden en de passieve weerstand de veiligheidslimiet van 66,7% overstijgt. Aangezien er zelfs bij het streefpeil geen formele veiligheid wordt bereikt, is een herontwerp noodzakelijk om te kunnen voldoen aan zowel de UGT- als GGT-criteria.

4.4.1 Advies

Voor het herontwerp is gekozen om een nieuwe stalen damwand van het type AZ19-700 (S235) met een lengte 7,0 meter voor de bestaande betonnen constructie te plaatsen zonder de toevoeging van ankers. Deze keuze is gemaakt omdat zowel in de UGT-analyse (ANB set 1) als in de GGT-berekening de benodigde passieve weerstand zeer hoog is. Bij het streefpeil bevindt de GGT-berekening zich al binnen het veiligheidsinterval. Daarnaast zou het realiseren van voldoende passieve weerstand door middel van grondverbetering een aanzienlijke ingreep vereisen, waaronder grootschalige ontgraving en vervanging van materiaal, wat technisch moeilijk uitvoerbaar is en gepaard gaat met hoge kosten en risico's. Door het plaatsen van een nieuwe damwand wordt de stabiliteit structureel verbeterd zonder noodzaak tot ingrijpende baggerwerken. Het ontwerp van de nieuwe kaaimuur is weergegeven in bijlage H.13. De vergelijking tussen de oorspronkelijke kaaimuur en het herontwerp is weergegeven in Figuur 4.3.



Figuur 4.3: Doorsnedes scenario 9: (a) oorspronkelijk, (b) advies

Bij het herontwerp van de kaaimuur wordt net zoals bij scenario 2 het grondwaterpeil aangepast. Ook hier worden in de situaties met verhoogd kanaalpeil en bij het absoluut minimumpeil het grondwaterpeil constant verondersteld, om te vermijden dat er een stroming van het grondwater over de kesp richting het kanaal ontstaat. Een samenvatting van de resultaten is weergegeven in Tabel 4.14.

Tabel 4.14: UGT-resultaten herontwerp scenario 9

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)
Absoluut maximum	ANB set 1	56,08	-28,08	27,4
	ANB set 2	69,17	-39,14	50,7
Verhoogd	ANB set 1	64,23	-35,52	29,0
	ANB set 2	77,27	-45,12	54,4
Streefpeil	ANB set 1	77,43	-39,82	32,0
	ANB set 2	92,07	-59,35	62,0
Verlaagd	ANB set 1	80,43	-41,64	33,0
	ANB set 2	96,92	-65,49	65,3
Absoluut minimum	ANB set 1	79,59	-41,46	33,7
	ANB set 2	98,56	-69,31	67,8

Op basis van de resultaten van het herontwerp met een volledig nieuwe stalen damwand zonder wijziging van het grondprofiel, blijkt dat alle UGT-controles voldoen aan de huidige ontwerpeisen. Zowel voor falingsmechanisme ANB set 1 als set 2 worden in alle scenario's fysisch realistische en stabiele resultaten verkregen. De gemobiliseerde passieve weerstand blijft in dit ontwerp aanmerkelijk lager dan in het oorspronkelijke ontwerp. Ook de interne momenten en dwarskrachten blijven goed beheersbaar, wat duidt op een structureel evenwichtige configuratie.

De oorspronkelijke constructie faalde door een te hoge vraag aan passieve weerstand. Door de vervanging van de betonnen kaaimuur door een stalen damwand (AZ19-700, lengte 7,0 m) is de structurele stabiliteit aanzienlijk verbeterd, zonder noodzaak tot grondverbetering of baggerwerken. Het ontwerp voldoet daarmee aan de hedendaagse eisen voor zowel UGT- als GGT-controle. Maar moet in een volgende fase nog getoetst worden aan tijdelijke uitvoeringsfaseringen, zoals gedeeltelijke ontgravingen of asymmetrische belastingen.

Het ontwerp is echter opgesteld als een eindsituatie en houdt geen rekening met de fasering van de werken, zoals tijdelijke ontgravingen, verankering of asymmetrische belastingen die tijdens de uitvoering kunnen optreden. Daarnaast zijn eventuele bijkomende eisen, zoals het

verwijderen of afgraven van het relatief hoge onderwatertalud aan de damwand, niet meegenomen in de berekening. De voorgestelde damwandconfiguratie toont aan dat een stabiele en conforme eindoplossing haalbaar is, maar dient nog verder te worden uitgewerkt en getoetst op uitvoerbaarheid binnen de praktijkomstandigheden.

4.5 Discussie

4.5.1 Invloed kanaalpeil

Wanneer het grondwaterpeil aan de landzijde constant blijft, maar het kanaalpeil aan de waterzijde daalt, vertonen de resultaten een duidelijke trend: de buigende momenten, dwarskrachten, ankerkrachten, wandverplaatsingen en passieve weerstand aan de voet van de wand nemen toe.

Het kanaalpeil bepaalt de hydrostatische waterdruk die rechtstreeks op de voorzijde van de kaaimuur werkt. Bij een daling van dit peil neemt deze horizontale waterdruk af, waardoor de steun van het water aan de waterzijde vermindert. Hierdoor ontstaat een asymmetrie in de drukverdeling, waarbij het grondlichaam aan de landzijde de overhand krijgt in het belasten van de wand. Als reactie op het wegvallen van waterdruk beweegt de wand in de richting van het kanaal. Deze verplaatsing betekent dat aan de landzijde een zogenaamde actieve toestand optreedt: de grond achter de wand zet uit en de actieve gronddruk neemt af.

Aan de waterzijde, voornamelijk onder de kanaalbodem, moet er echter meer passieve weerstand worden gemobiliseerd om het verlies aan waterdruk te compenseren. Deze passieve weerstand is noodzakelijk om de wand op zijn plaats te houden en te voorkomen dat deze verder omplooit richting het kanaal.

De toegenomen passieve gronddruk onderaan de wand gaat gepaard met een grotere belasting op de constructie, wat resulteert in hogere buigende momenten en dwarskrachten. Deze structurele krachten moeten worden opgevangen door de wand en het ankersysteem. De ankerkrachten nemen toe om de horizontale verplaatsing van de wand te beperken en de stabiliteit te waarborgen. Ten slotte leidt dit alles tot vergrote wandverplaatsingen in voorwaartse richting.

4.5.2 Invloed grondwater

Bij een daling van het grondwaterpeil aan de landzijde neemt de horizontale waterdruk achter de kaaimuur af, doordat het lagere grondwaterniveau minder hydrostatische druk uitoefent op de wand. Deze afname van de hydraulische belasting vermindert de totale drukkrachten op de wand, waardoor de constructie minder sterk naar de kanaalzijde wordt gedrukt.

Hoewel de effectieve spanningen in het grondlichaam toenemen door de daling van de poriënwaterdruk blijkt uit de resultaten en de literatuurstudie dat de totale interne krachten in de kaaimuur zoals buigende momenten, dwarskrachten en ankerkrachten juist afnemen. Dit komt doordat het verlies aan waterdruk achter de wand een sterker verlichtend effect heeft dan de hogere effectieve spanningen wordt gegenereerd.

Met andere woorden: de constructie wordt minder belast, ondanks dat de grond in theorie “sterker” wordt. De wand hoeft minder weerstand te bieden tegen uitgeoefende krachten, waardoor de structurele belasting afneemt. Dit vertaalt zich in lagere ankerkrachten en kleinere verplaatsingen. Dit wijst op een gunstig effect van een verlaagd grondwaterpeil op de stabiliteit van de kaaimuur.

4.5.3 Combinatie van kanaalpeil en grondwater

Wanneer zowel het kanaalpeil aan de waterzijde als het grondwaterpeil aan de landzijde in gelijke mate verlaagd worden, tonen de resultaten aan dat de meeste structurele parameters, zoals buigende momenten, dwarskrachten, ankerkrachten en wandverplaatsingen, nauwelijks veranderen ten opzichte van het streefpeil of andere kanaalpeilen. Enkel de passieve weerstand aan de voet van de wand vertoont een lichte toename.

Deze observatie is logisch te verklaren op basis van de symmetrie van het drukverschil: als zowel het water aan de voorzijde als aan de achterzijde van de wand in gelijke mate daalt, blijven de hydrostatische drukken aan weerszijden van de wand nagenoeg in balans. Er ontstaat dus geen netto verandering in waterbelasting op de wand, waardoor de totale externe drukverdeling grotendeels behouden blijft.

Toch valt de lichte toename van de passieve weerstand op. Deze wordt verklaard door de toestand van de grond onder de kanaalbodem: hoewel het totaalgewicht van de grondlagen niet verandert, daalt bij het zakken van het waterpeil ook de poriënwaterdruk in het verzadigde grondlichaam. Hierdoor stijgt de effectieve spanning in de grond onderaan de wand, wat de schuifsterkte en dus het vermogen tot het leveren van passieve weerstand verhoogt.

Met andere woorden: de wand wordt weliswaar niet extra belast doordat het drukverschil gelijk blijft, maar de weerstand van de grond aan de waterzijde neemt licht toe door stijgende effectieve spanningen. Dit resulteert in een stabielere grondmechanisch gedrag bij gelijkblijvende structurele krachten.

Deze situatie benadrukt het belang van relatieve verschillen tussen het kanaalpeil en de grondwaterstand eerder dan absolute fluctuaties. Zolang de verhouding tussen kanaalpeil en grondwaterpeil constant blijft, blijven ook de structurele krachten grotendeels ongewijzigd. Pas wanneer deze verhouding verandert (bijvoorbeeld wanneer enkel het kanaalpeil daalt), ontstaan asymmetrische belastingstoestanden die de stabiliteit van de wand aanzienlijk beïnvloeden.

5 Conclusie

5.1 Invloed waterstanden

De invloed van fluctuaties in het kanaal- en grondwaterpeil op de stabiliteit van kaaimuren kan sterk variëren afhankelijk van de onderlinge verhouding tussen beide waterstanden.

Een verlaging van het kanaalpeil (bij constant grondwaterpeil) vermindert de waterdruk aan de waterzijde van de kaaimuur. Dit leidt tot een asymmetrische drukverdeling: meer belasting vanuit de landzijde, hogere buigende momenten, dwarskrachten en ankerkrachten, grotere wandverplaatsing richting kanaal en verhoogde passieve weerstand onderaan de wand.

Een verlaging van het grondwaterpeil (bij constant kanaalpeil) vermindert de waterdruk aan de landzijde, wat resulteert in een afname van de totale belastingen op de kaaimuur. Ondanks stijgende effectieve spanningen neemt de structurele belasting af, wat gunstig is voor stabiliteit: lagere krachten en kleinere verplaatsingen.

Bij een gelijke daling aan beide zijden blijven de hydrostatische drukken in balans, waardoor structurele krachten nauwelijks veranderen. Alleen de passieve weerstand onderaan de wand stijgt licht door hogere effectieve spanningen. Belangrijkste inzicht: niet de absolute peilen, maar het relatieve verschil tussen kanaal- en grondwaterpeil bepaalt de structurele belasting en stabiliteit van de kaaimuur.

5.2 Adviezen

Fluctuaties in kanaalpeilen beïnvloeden in significante mate de structurele stabiliteit en integriteit van de kaaimuren binnen het kanaalpand tussen Olen en Wijnegem.

Zeven van de tien representatieve scenario's voldoen aan de hedendaagse ontwerp- en gebruiksvereisten voor al de getoetste kanaalpeilen. Twee scenario's voldoen niet voor alle eisen bij (extreem) verlaagde kanaalpeilen door overschrijding van de beschikbare passieve weerstand, maar kunnen wel nog als stabiel beschouwd worden. Deze kunnen geoptimaliseerd worden door het verhogen van deze weerstand via grondvervanging met een zwaardere grondsoort, zoals steenslag. Eén scenario blijkt zeer kritisch bij lagere kanaalpeilen en kan niet volledig als stabiel beschouwd worden bij het normale kanaalpeil. Dit kan niet worden opgelost met grondvervanging alleen; hiervoor wordt een structurele vervanging van de bestaande kaaimuur aanbevolen.

Belangrijk is dat de voorgestelde maatregelen en beoordelingen betrekking hebben op de eindsituatie. Bij de opgestelde adviezen is geen rekening gehouden met de uitvoeringsfasering, tijdelijke belastingen of bijkomende eisen zoals het afgraven van onderwatertaluds. Verdere technische uitwerking en opvolging zijn noodzakelijk om de voorgestelde oplossingen te concretiseren en af te stemmen op de werkelijke uitvoeringsomstandigheden.

Referentielijst

- [1] M. Grauls, *75 jaar Albertkanaal. Sluipader voor economie en ecologie*. Hasselt, België: nv De Scheepvaart, 2014.
- [2] De Vlaamse Waterweg nv. "De Vlaamse Waterweg nv." Vlaanderen.be. <https://www.vlaanderen.be/organisaties/administratieve-diensten-van-de-vlaamse-overheid/beleidsdomein-mobiliteit-en-openbare-werken/de-vlaamse-waterweg-nv> (Geraadpleegd 5 mei, 2025).
- [3] De Vlaamse Waterweg nv, "Basispresentatie," ed. Vlaanderen: De Vlaamse Waterweg nv.
- [4] De Vlaamse Waterweg nv. "Werkingsgebied." De Vlaamse Waterweg nv. <https://www.vlaanderen.be/organisaties/administratieve-diensten-van-de-vlaamse-overheid/beleidsdomein-mobiliteit-en-openbare-werken/de-vlaamse-waterweg-nv> (Geraadpleegd 23 februari, 2025).
- [5] Wikipedia. "Albertkanaal – Sluizen." Wikipedia, De vrije encyclopedie. <https://nl.wikipedia.org/wiki/Albertkanaal#Sluizen> (Geraadpleegd 5 mei, 2025).
- [6] "Kaaimuur Ham – Schaft." Herbosch-Kiere. <https://herbosch-kiere.be/referenties/2241/> (Geraadpleegd 5 mei, 2025).
- [7] De Vlaamse Waterweg nv, "Oude plannen Albertkanaal," De Vlaamse Waterweg nv, Hasselt, België, Intern rapport 2010.
- [8] EURIS Portal. "CEMT-kaart – Classificatie van de waterwegen." EURIS Portal. <https://www.eurisportal.eu/waterweg/cemtkaart> (Geraadpleegd 5 mei, 2025).
- [9] Rijkswaterstaat, "Richtlijnen Vaarwegen 2020 – 2e gewijzigde uitgave," Rijkswaterstaat, 2020. Geraadpleegd: 2 mei 2025. [Online]. Beschikbaar: <https://open.rijkswaterstaat.nl/@198385/richtlijnen-vaarwegen-2020-2e-gewijzigde>
- [10] Binnenvaartkrant. "Ruim baan voor 4-laags containervaart op Albertkanaal." Binnenvaartkrant. <https://binnenvaartkrant.nl/ruim-baan-voor-4-laags-containervaart-op-albertkanaal> (Geraadpleegd 26 maart, 2025).
- [11] P. Willems, "Sanitaire Bouwwerken," KU Leuven, Leuven, België, Cursus Hydraulica 2020.
- [12] *D-Sheet Piling*. Deltares. Geraadpleegd: 19 april 2025. [Online]. Beschikbaar: <https://www.deltares.nl/en/software-and-data/products/d-sheet-piling>
- [13] Prof. dr. ir. F. De Smedt, *Grondmechanica: cursusnota*. Brussel, België: Vrije Universiteit Brussel, 2013.
- [14] *Waterlopendviewer: intern beschikbaar gestelde webapplicatie*. (2024-2025). De Vlaamse Waterweg nv.
- [15] J. Maertens, *VIK Cursus Bouwputten*. VIK, 1995.
- [16] Handboek Tunnelbouw. "Aanbrengen van damwanden." COB (Centrum Ondergronds Bouwen). <https://www.handboektunnelbouw.nl/2017-1/uitvoering/damwanden-en-combiwanden/methoden-aanbrengen-en-trekken/aanbrengen-van-damwanden/> (Geraadpleegd 30 mei, 2025).
- [17] Shanghai Engineering Machinery Co. Ltd. "Wat is de hydraulische hamerstapmethode?" SEMW. <https://www.semw.com/nl/news/what-is-hydraulic-hammer-piling-method/> (Geraadpleegd 30 mei, 2025).
- [18] Franki Grondtechnieken. "Diepwand (slibwand)." Franki Grondtechnieken. <https://www.franki-grondtechnieken.nl/nl/techniques/wanden/diepwanden/diepwand-slibwand> (Geraadpleegd 7 april, 2025).
- [19] Waterinfo Vlaanderen. "Overstroming – actueel." Waterinfo Vlaanderen. <https://waterinfo.vlaanderen.be/Themas#item=overstroming/actueel> (Geraadpleegd 4 april, 2025).
- [20] M. Janssens, "Scheepvaartanalyse voor duurzaam beheer van waterschaarste in Vlaanderen," Master of Science in de ingenieurswetenschappen: bouwkunde, optie

- Civiele techniek, KU Leuven, Leuven, België, 2020-2021. [Online]. Beschikbaar: https://repository-teneo-libis-be.kuleuven.e-bronnen.be/delivery/DeliveryManagerServlet?dps_pid=IE15950846&
- [21] Departement Mobiliteit en Openbare Werken, "Standaardbestek 260 versie 2.0 – Hoofdstuk H21," Departement Mobiliteit en Openbare Werken, Brussel, België, Standaardbestek 2021.
 - [22] NBN, "Eurocode – Grondslagen van het ontwerp van constructies," NBN, Brussel, België, NBN EN 1990 2002.
 - [23] NBN, "Eurocode 7 – Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels – Nationale Bijlage (ANB)," NBN, Brussel, België, NBN EN 1997-1 ANB 2022.
 - [24] B. Schrijvers, "Onderzoek naar falingsmechanismen, renovatietechnieken en vernieuwingsmogelijkheden voor oeverconstructies langs het Albertkanaal," KU Leuven - UHasselt, 2014-2015. [Online]. Beschikbaar: https://repository-teneo-libis-be.kuleuven.e-bronnen.be/delivery/DeliveryManagerServlet?dps_pid=IE9900727&
 - [25] Databank Ondergrond Vlaanderen (DOV), "Boorrapport – boring 2009-092141," Databank Ondergrond Vlaanderen, Technisch rapport 2009. Geraadpleegd: 7 april 2025. [Online]. Beschikbaar: <https://www.dov.vlaanderen.be/zoeken-ocdov/proxy-boring/boorstaat/2009-092141/rapport/rapportboringstandaard>
 - [26] Databank Ondergrond Vlaanderen (DOV), "Sondeerrapport – sondering 2008-057647," Databank Ondergrond Vlaanderen, Vlaanderen, België, Technisch rapport 2008. Geraadpleegd: 7 april 2025. [Online]. Beschikbaar: <https://www.dov.vlaanderen.be/zoeken-ocdov/proxy-sondering/sondering/2008-057647/rapport/identifygrafiek>
 - [27] Buildwise, "Beschoeiingen – Praktische toepassing van Eurocode 7," Buildwise, Brussel, België, Praktijkgids 2022. Geraadpleegd: 7 april 2025. [Online]. Beschikbaar: <https://www.buildwise.be/media/srahyb00/na-ec-7-beschoeiingen-2022-final-nl.pdf>
 - [28] J. Maertens, "Funderingstechnieken," KU Leuven, Leuven, België, Cursusnota 2004.
 - [29] Afdeling Geotechniek Departement Mobiliteit en Openbare Werken, "Intern rapport," Departement Mobiliteit en Openbare Werken, Brussel, België, Intern rapport 2024.
 - [30] G. Vanderhoydonk en T. Kurvers, "Handleiding D-Sheet Piling voor de berekening van een damwand," De Vlaamse Waterweg nv, Hasselt, België, Handleiding.
 - [31] CROW-CUR, *Handboek 166: Damwandconstructies, delen 1 en 2*. Ede, Nederland: CROW-CUR, 2016.
 - [32] M. de Koning, "Verticaal evenwicht van damwandconstructies," TU Delft, Delft, Nederland, 2006.
 - [33] Geoengineer.org. "Rankine Theory (1857)."
<https://www.geoengineer.org/education/online-lecture-notes-on-soil-mechanics/71-rankine-theory-1857> (Geraadpleegd 7 april, 2025).
 - [34] A. Verruijt, *Grondmechanica*, Delft, Nederland, 2012. [Online]. Beschikbaar: <https://ocw.tudelft.nl/wp-content/uploads/GrondMechBoek.pdf>. Geraadpleegd on: 7 april 2025.
 - [35] B. Vanhoute en F. Verstrynge, "Ontwerpmethodes voor damwandconstructies," Katholieke Hogeschool Brugge Oostende, Brugge, België, 2007.
 - [36] King Saud University, "Slope Stability (Chapter 15)," King Saud University, Saudi-Arabië. Geraadpleegd: 20 april 2025. [Online]. Beschikbaar: https://faculty.ksu.edu.sa/sites/default/files/ce_481_slope_stability_ch_15_0.pdf
 - [37] KIVI, "Geotechniek voor het HBO," Koninklijk Instituut van Ingenieurs, Den Haag, Nederland. Geraadpleegd: 5 april 2025. [Online]. Beschikbaar: <https://kivi.nl/Resources/Persistent/6/8/a/e/68aeb91675496925881415274b0545b4651f0983/Reader%20Geotechniek%20voor%20het%20HBO.pdf>
 - [38] J. Maertens, "Afschuiving langs een diep gelegen recht glijvlak (Methode van Kranz)," in *KVIV Permanente Vorming*: KVIV, 2004, pp. 56–58.

- [39] Google. "Google Maps." Google. <https://www.google.com/maps> (Geraadpleegd 7 juni, 2025).
- [40] ArcelorMittal. "AZ 18." <https://palplanches.arcelormittal.com/products/az-182/> (Geraadpleegd 30 april, 2025).
- [41] ArcelorMittal. "AZ 18-700." <https://palplanches.arcelormittal.com/products/az-18-700/> (Geraadpleegd 1 mei, 2025).
- [42] Joost Devree. "Volumieke massa, dichtheid." Joostdevree.nl. https://www.joostdevree.nl/bouwkunde2/volumieke_massa.htm (Geraadpleegd 30 mei, 2025).
- [43] Rijkswaterstaat. "Materiaaleigenschappen steenslag en kiezelslag." Bodemrichtlijn. https://www.joostdevree.nl/bouwkunde2/jpgs/steenslag_3_materiaaleigenschappen_ww_bodemrichtlijn_nl.pdf (Geraadpleegd 30 mei, 2025).

Bijlagen

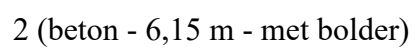
Bijlage A.1: Locaties scenario's	100
Bijlage B.1: Boorrapport scenario 1, 2, 6 en 7	105
Bijlage B.2: Sondering scenario 1, 2, 6 en 7	106
Bijlage B.3: Grondinterpretatie scenario 1, 2, 6 en 7	107
Bijlage B.4: Boorrapport scenario 3, 4 en 5	108
Bijlage B.5: Sondering scenario 3, 4 en 5	109
Bijlage B.6: Grondinterpretatie scenario 3, 4 en 5	110
Bijlage B.7: boorrapport en sondering scenario 8	111
Bijlage B.8: Boorrapport scenario 9	112
Bijlage B.9: Sondering scenario 9	114
Bijlage B.10: Grondinterpretatie scenario 9	115
Bijlage B.11: Boorrapport scenario 10	116
Bijlage B.12: Sondering scenario 10	118
Bijlage B.13: Grondinterpretatie scenario 10	119
Bijlage C.1: ARBED catalogus; breedte en hoogte	120
Bijlage C.2: ARBED catalogus; I en W	121
Bijlage C.3: ARBED catalogus; max buigmomenten	122
Bijlage C.4: ARBED BZ 17	123
Bijlage D.1: Beton 22 cm	124
Bijlage E.1: Ankers	126

Scenario	Anker	Passief/actief	Tussenafstand ankers (m)	Cross section (m ² /m)	Wall height (Kranz) (m)	Length (m)	Angle (°)	Design yield force (kN/m)
1	40 T	Actief	8,2	5,31x10 ⁻⁵	0	10	25	47,854
2	40 T	Actief	8,2	5,31x10 ⁻⁵	0	10	25	47,854
3	40 T	Actief	4,85	8,97x10 ⁻⁵	0	10	25	80,907
3	12 T	Actief	1	1,30x10 ⁻⁴	0	10	25	129,79
4	40 T	Actief	4,85	8,97x10 ⁻⁵	0	10	25	80,907
5	40 T	Actief	2,58	1,69x10 ⁻⁴	0	10	30	152,093
6	40 T	Actief	8,2	5,31x10 ⁻⁵	0	10	25	47,854
7	40 T	Actief	2,52	1,73x10 ⁻⁴	0	10	30	155,714
8	5T15.7	Actief	2,8	2,68x10 ⁻⁴	0	15,5	30	498,214
9	/	/	/	/	/	/	/	/
10	46 T	Actief	3,5	1,43x10 ⁻⁴	0	10	35	128,931

.....	126
Bijlage F.1: Gegevens grondankers Freyssinet	127
Bijlage H.1: Scenario 1	129

Bijlage H.2: Scenario 2	130
Bijlage H.3: Scenario 3	131
Bijlage H.4: Scenario 4	132
Bijlage H.5: Scenario 5	133
Bijlage H.6: Scenario 6	134
Bijlage H.7: Scenario 7	135
Bijlage H.8: Scenario 8	136
Bijlage H.9: Scenario 9	137
Bijlage H.10: Scenario 10	138
Bijlage H.11: Advies scenario 2	139
Bijlage H.12: Advies scenario 7	140
Bijlage H.13: Advies scenario 9	141
Bijlage I.1: Resultaten scenario 2	142
Bijlage I.2: Resultaten scenario 3	143
Bijlage I.3: Resultaten scenario 4	144
Bijlage I.4: Resultaten scenario 5	145
Bijlage I.5: Resultaten scenario 6	146
Bijlage I.6: Resultaten scenario 7	148
Bijlage I.7: Resultaten scenario 8	149
Bijlage I.8: Resultaten scenario 9	150
Bijlage I.9: Resultaten scenario 10	151
Bijlage I.10: Resultaten advies scenario 2	152
Bijlage I.11: Resultaten advies scenario 7	153
Bijlage I.12: Resultaten advies scenario 9	154

1 (beton - 6,15 m - zonder bolder)



3 (beton - 7,5 m - met bolder) & 4 (beton - 7,5 m - zonder bolder)

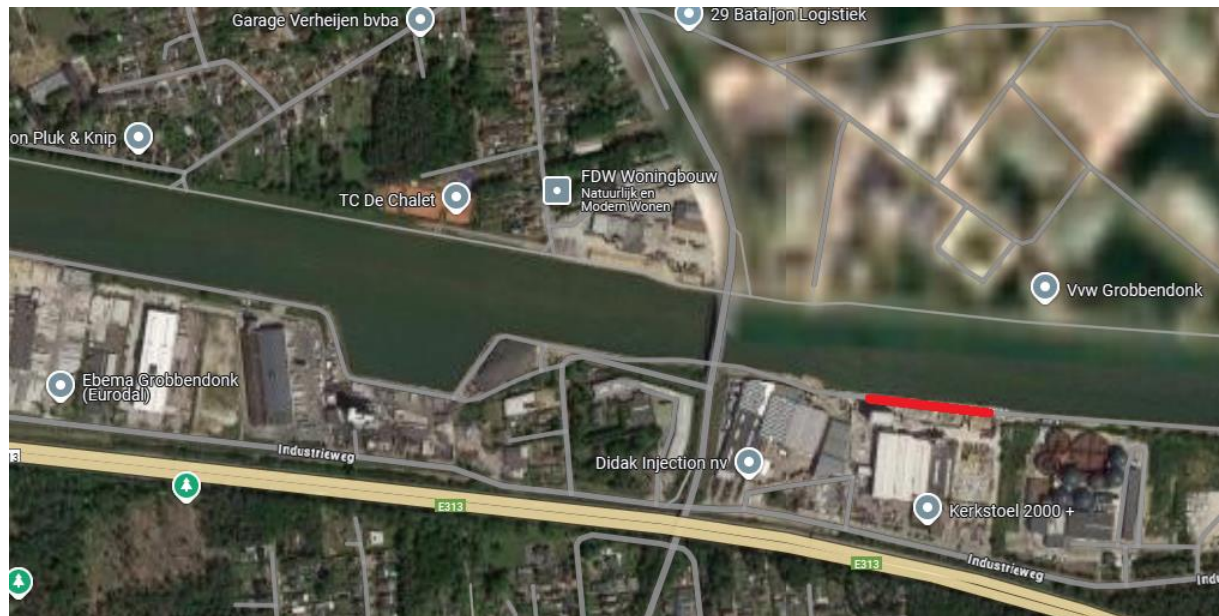


5 (AZ18 - Van der Sluijs - met bolder)

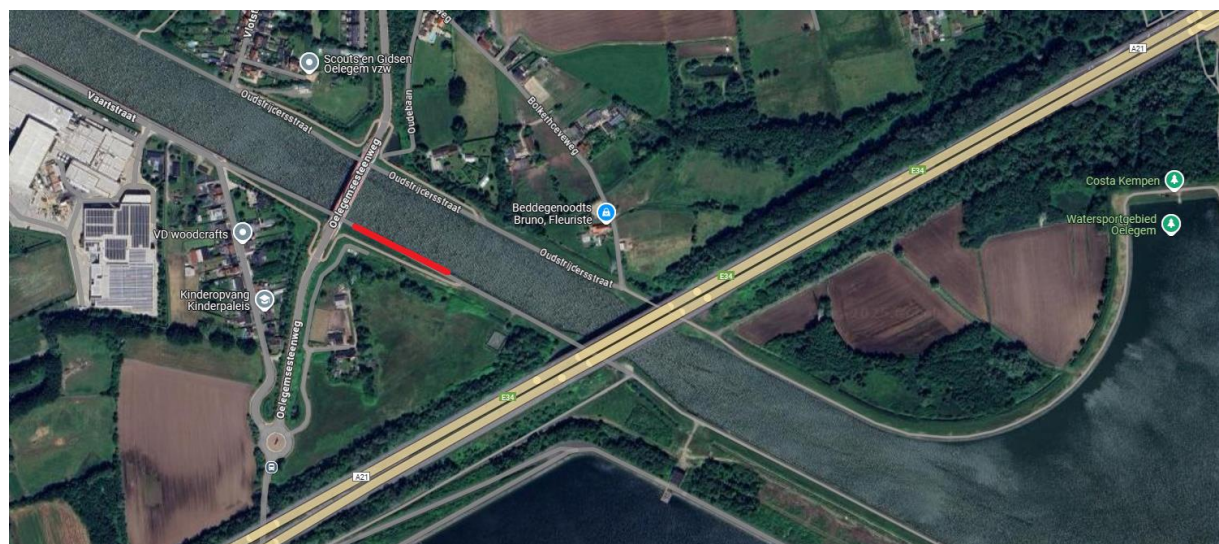


A satellite map of the Herentals-Lier area. The N13 highway runs diagonally from the top left to the bottom right. A red line segment is marked on the N13, with a label 'Centerbeton Plant 2' and a blue circle icon. Other labels on the map include 'Spoorbrug bij Herentals-Lier', 'Kanaalbrug Herentals: Lierseweg', 'Creative Cooling Group', 'VDAB Opleidingscentrum', 'De Peuter', 'Sun Eco BV', 'GAMMA Herentals', 'Orthodontie Degroote', 'Meiboschlein', 'Kanaalstraat', 'Heirenbroek', 'Rietbroek', 'Langegeer', 'De Beukelaer-Pareinlaan', 'Hemelkolk', 'Koolers', 'Beyond', and '© 2025 Google'.

8 (AZ18-700 – 10,30 m - kaaimuur kerkstoel)



9 (beton – 5 m)



10 (BZ17 - 10,5 m)



Bijlage B.1: Boorrapport scenario 1, 2, 6 en 7



DOV Boorrapport

Boring

Proefnummer: GEO-72/006-b2bis
X (mLambert): 181170.0 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)
Y (mLambert): 206945.0 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)
Z (mTAW): 11.16 (Z_topografisch ingemeten)
Gemeente:
Uitvoerder: Rijksinstituut voor Grondmechanica
Stalen bewaard: Neen

Aanvangsdatum: 23/03/1972
Uitvoeringsmethode: Meerdere technieken
Diepte (m): 0.00 - 12.00
Water op (m): 1.50 (9.66 mTAW)

Lithologische beschrijving - 01/06/1972

Auteur(s): Lambrechts, Gustaaf (Rijksinstituut voor Grondmechanica (RIG))
Kwaliteit:
Score: matig

Betrouwbaarheid: goed
Boormethode score: Gemengd

Van(m)	Tot(m)	M	Beschrijving
0.00	1.00		groengrijs fijn zand, glauconiethoudend, kalkloos
1.00	1.50		groengrijs zand, glauconiethoudend
1.50	2.00		idem, weinig kleihoudend
2.00	2.50		idem
2.50	5.50		donkergroengrijs zand, sterk glauconiethoudend
5.50	7.00		idem, met anneliedengangen
7.00	12.00	✓	donkergroengrijs zand, sterk glauconiethoudend

Geotechnische codering - 08/05/2014

Auteur(s): Vergauwen, Ilse (VO - Afdeling Geotechniek)
Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Kleur	Hoofdgrondsoort	Bijmenging
0.00	0.75	grijs	fijn zand	
0.75	1.75	groengrijs	zand	
1.75	2.25	groengrijs	zand	weinig klei
2.25	2.75	groengrijs	zand	
2.75	5.75	zwartgrijs	zand	
5.75	6.25	zwartgrijs	zand	grind
6.25	12.00	zwartgrijs	zand	stenen

Bijlage B.2: Sondering scenario 1, 2, 6 en 7



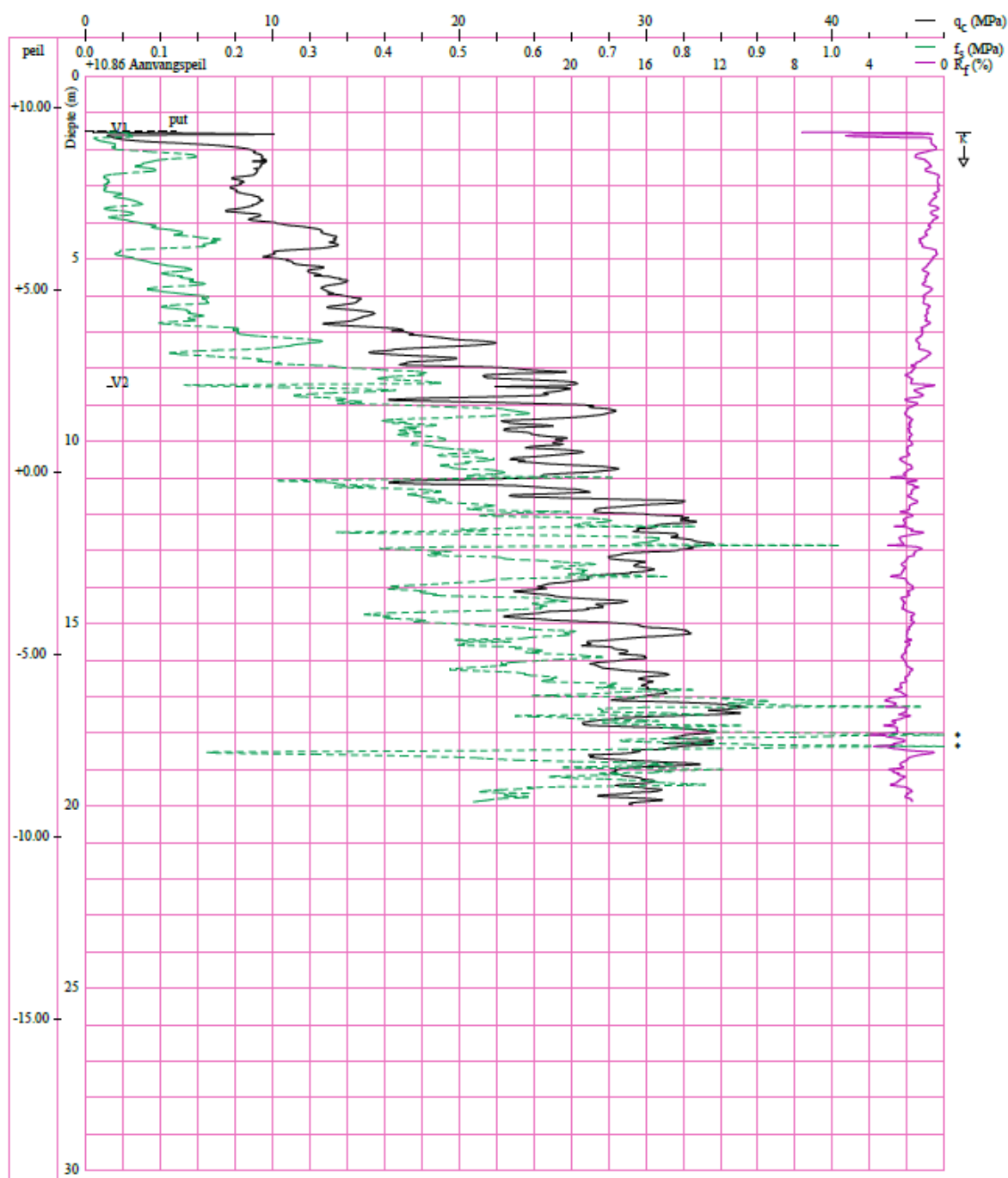
Vlaanderen
is ondergrond

Sondering

Proefnummer: GEO-10/146-S4
X(Lambert): 181034.30
Y(Lambert): 206978.30
Z (mTAW): +10.86
Gemeente:
Uitvoerder: VO - Afdeling Geotechniek

Aanvangsdatum: 14/01/2011
Sondeerapparaat: 200 kN - TRACK-TRUCK
Conus: E
Lengte (m): 1.52 tot 20.02
Water op (m): 0.90 m (peil +9.96)

Norm: NBN EN ISO 22476-1:2012
Toepassingsklasse: -
Uitvoeringsmethode: continu elektrisch (TEI/CPTE)



Bijlage B.3: Grondinterpretatie scenario 1, 2, 6 en 7

Diepte (m)	Hoofdgrondsoort	Bijmenging	qc (sondering)	yd (kN/m³)	yv (kN/m³)	φ'k (°)	c'k (kPa)	kh (kN/m³)
0,00 – 0,75	Fijn zand	Geen	/	16	18	27	0	2750
0,75 – 1,75	Zand 1	Geen	2-4	16	18	27	0	2750
1,75 – 2,25	Zand	Weinig klei	4-10	17	19	27	0	15000
2,25 – 2,75	Zand 2	Geen	4-10	17	19	30	0	15000
2,75 – 5,75	Zand 3	Geen	10-15	18	20	32	0	22500
5,75 – 6,25	Zand	Grind	10-15	18	20	32	0	22500
6,25 – 12,00	Zand	Stenen	15-	18	20	35	0	37500

DOV Boorrapport**Boring**

Proefnummer: GEO-08/159-B2
X (mLambert): 184267.1 (XY_topografisch ingemeten)
Y (mLambert): 205541.1 (XY_topografisch ingemeten)
Z (mTAW): 11.13 (Z_topografisch ingemeten)
Gemeente:
Uitvoerder: VO - Afdeling Geotechniek
Stalen bewaard: Neen

Aanvangsdatum: 05/03/2009
Uitvoeringsmethode: Meerdere technieken
Diepte (m): 0.00 - 8.50
Water op (m): 1.40 (9.73 mTAW)

Lithologische beschrijving - 08/04/2009

Auteur(s): Duser, Michiel (Belgische Geologische Dienst (BGD))
Kwaliteit:
Score: zeer goed

Betrouwbaarheid: goed
Boormethode score: Gemengd

Van(m)	Tot(m)	M	Beschrijving
0.00	0.50		lichtbruin groen heterogeen tot zeer grof, sterk gespikkeld (glauconiet > 1/3) los zand, met gelige kleifilm rond de kwartskorrels
0.50	1.00		zelfde zand met kleine ronde zandsteenbrokjes
1.00	1.50		zelfde zand maar groener, blijft grof maar minder zeer grove korrels, blijft zeer licht kleihoudend (geeft lichte kleefkracht aan de korrels maar blijft onzichtbaar)
1.50	2.00		groen heterogeen, overwegend matig grof, kleiig zand, in vaste brokken, met wat blauwzwarte fosforiet concreties
2.00	2.50	✓	groen matig grof, vet zand, licht kleihoudend door kleifilm rond de korrels, blijft vrij glauconietrijk (1/3 van de korrels)
2.50	3.50		ongeveer zelfde zand, maar grover en vrijwel kleiloos (wel nog slibhoudend)
3.50	4.00		ongeveer zelfde zand, iets fijner tot matig grof, glauconietrijk (> 1/3), zonder klei maar met slib (= mobiele klei), wordt donkergroengrijs
4.00	4.50		ongeveer idem, mogelijk iets grover
4.50	5.00		ongeveer idem, duidelijk grof zand, ook grove glauconiet, blijft kleivrij en slibhoudend
5.00	5.50		ongeveer idem, wat verfijnd
5.50	6.00		ongeveer idem, middelmatig tot matig grof, terug zeer licht kleihoudend, blijft echter los zand
6.00	7.00	✓	ongeveer idem, overwegend grof, vrijwel kleiloos
7.00	7.50		ongeveer zelfde zand, matig grof, vrijwel kleiloos, wordt wel groener, donkergrijsgroen
7.50	8.50	✓	blijft groen los glauconietrijk kleiloos, licht slibhoudend zand, maar meer grove korrels

Geotechnische codering - 18/07/2009

Auteur(s): Luyten, Marc (VO - Afdeling Geotechniek)
Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Kleur	Hoofdgrondsoort	Bijmenging
0.00	1.50	groengrijs	grof zand	plaatselijk weinig klei, glauconiet
1.50	2.20	groen	grof zand	klei, glauconiet, plaatselijk weinig stenen
2.20	3.00	groen	grof zand	plaatselijk weinig klei, glauconiet
3.00	4.00	zwartgroen	grof zand	glauconiet
4.00	5.50	zwartgroen	grof zand	glauconiet
5.50	8.50	zwartgroen	grof zand	glauconiet

Informele stratigrafie - 08/04/2009

Auteur(s): Duser, Michiel (Belgische Geologische Dienst (BGD))
Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Beschrijving
0.00	1.50	Verstoord (Zand van Diest, top verweerd)
1.50	8.50	Tertiair Formatie van Diest (mogelijk zijn de eerste meters verstoord)

Bijlage B.5: Sondering scenario 3, 4 en 5



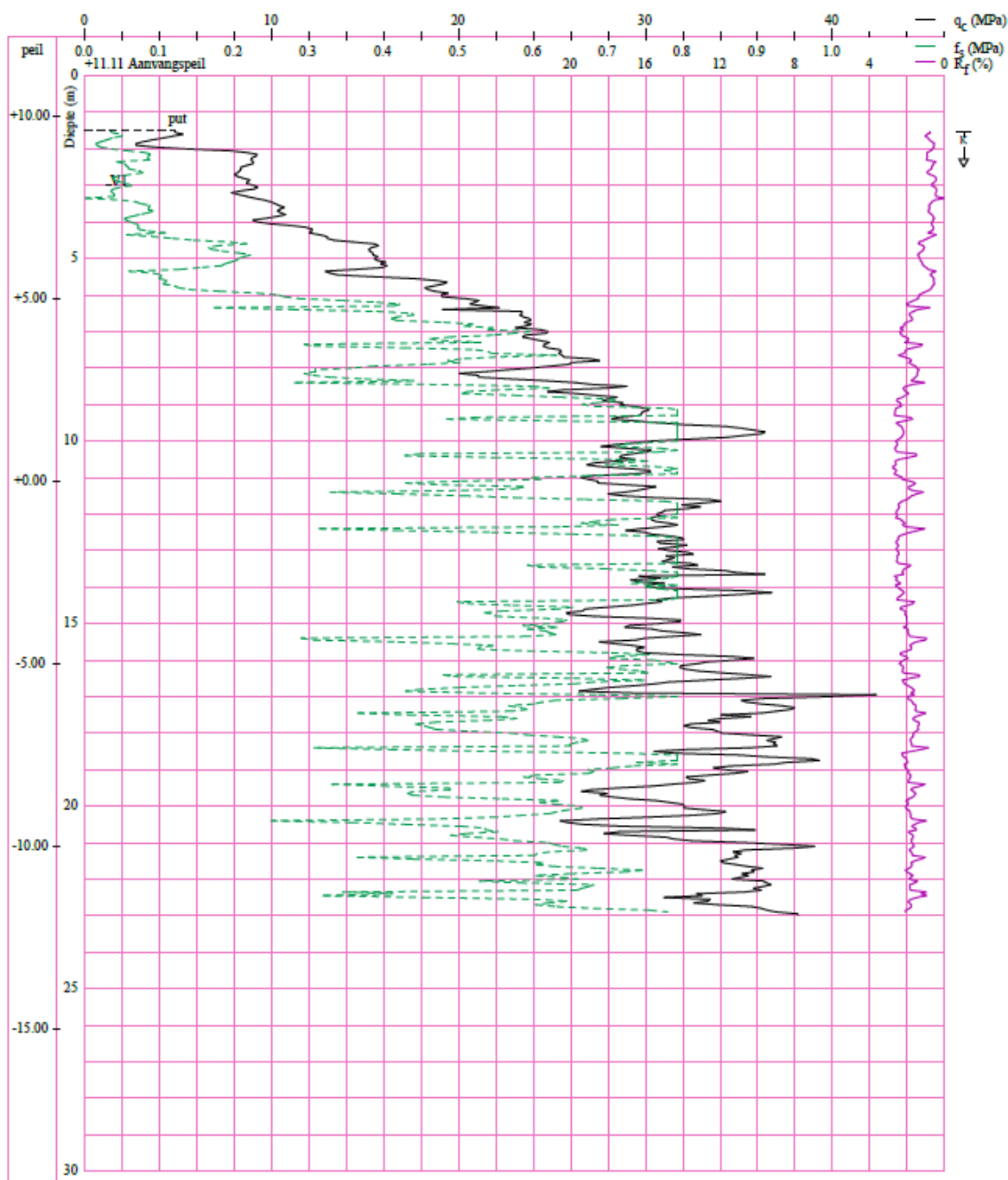
Vlaanderen
is ondergrond

Sondering

Proefnummer: GEO-08/158-S2
X(Lambert): 184264.33
Y(Lambert): 205541.98
Z (mTAW): +11.11
Gemeente:
Uitvoerder: VO - Afdeling Geotechniek

Aanvangsdatum: 07/11/2008
Sondeerapparaat: 200 kN - MAN2
Conus: E
Lengte (m): 1.55 tot 23.00
Sondeergat dicht op: 3.30 m (peil +7.81)

Norm:
Uitvoeringsmethode: continu elektrisch



Bijlage B.6: Grondinterpretatie scenario 3, 4 en 5

Diepte (m)	Hoofdgrondsoort	Bijmenging	qc (sondering)	yd (kN/m³)	yv (kN/m³)	ϕ'k (°)	c'k (kPa)	kh (kN/m³)
0-1,5	grof zand	plaatselijk weinig klei, glaucaniet	2-4	16	18	25	0	2750
1,5- 2,2	grof zand	klei, glaucaniet, plaatselijk weinig stenen	4-10	17	19	27	0	15000
2,2-3	grof zand	plaatselijk weinig klei, glaucaniet	4-10	17	19	27	0	15000
3-4	grof zand	glaucaniet	4-10	17	19	27	0	15000
4-5,5	grof zand	glaucaniet	10-15	18	20	30	0	42000
5,5- 8,5	grof zand	glaucaniet	15	19	20	32	0	35250

Bijlage B.7: boorrapport en sondering scenario 8

Op basis van sondering GEO-06/22-S2 nemen we de volgende laagindeling:

- Van maaiveld +11,25 mTAW tot +7,95 mTAW: Laag A Los à matig gepakt zand, leem-
en kleihoudend
- Van +7,95 mTAW tot +3,65 mTAW: Laag B Matig tot dichtgepakt zand
- Van +3,65 mTAW tot ... mTAW Laag C Dichtgepakt kleihoudend zand

Grondsoort	Volumegewicht		Internewrijvingshoek (ϕ)		Cohesie (c)		k_h
	Droog	Nat	GGT	UGT	GGT	UGT	
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa/m]
Laag A	16	18	25	20,5	0	0	4500
Laag B	17	19	30	24,8	0	0	12000
Laag C	18	20	35	29,3	0	0	40000

Bijlage B.8: Boorrapport scenario 9



DOV Boorrapport

Boring

Proefnummer:	GEO-99/101-B58-L	Aanvangsdatum:	29/09/1999
X (mLambert):	165821.7 (XY_topografisch ingemeten)	Uitvoeringsmethode:	Meerdere technieken
Y (mLambert):	210909.5 (XY_topografisch ingemeten)	Diepte (m):	0.00 - 10.00
Z (mTAW):	10.99 (Z_topografisch ingemeten)	Water op (m):	2.08 (8.91 mTAW)
Gemeente:			
Uitvoerder:	MVG - Afdeling Geotechniek		
Stalen bewaard:	Neen		

Lithologische beschrijving - 20/10/1999

Auteur(s):	Van der Sluys, Jan (Belgische Geologische Dienst (BGD))	Betrouwbaarheid:	goed
Kwaliteit:			
Score:	zeer goed	Boormethode score:	Gemengd

Van(m)	Tot(m)	M	Beschrijving
0.00	0.50		bruinrijfs fijn zand, licht leemhoudend, weinig houtresten
0.50	1.00		bruinrijfs fijn zand, weinig leemhoudend
1.00	1.50		idem, met brokjes donkerrijfs, sterk humushoudend fijn zand
1.50	2.00		donker grijsbruin fijn zand, sterk humus- of veenhoudend
2.00	2.50		bleek grijsgroen fijn zand, leemhoudend, met donkerbruine vlekken
2.50	3.00	✓	grijsbruin fijn zand, leemhoudend
3.00	3.50		bleek bruinrijfs fijn zand, kleihoudend, veel schelpengruis
3.50	4.00	✓	groenrijfs sterk kleihoudend fijn zand, glauconiet, fijn schelpengruis
4.00	5.00	✓	idem, minder kleihoudend
5.00	5.50	✓	zelfde zand, sterk kleihoudend, zeer veel schelpengruis
5.50	6.00		groen matig fijn zand, weinig kleihoudend, minder en fijn schelpengruis, veel glauconiet
6.00	6.50	✓	zelfde zand, kleihoudend, minder schelpengruis
6.50	7.00		groen matig fijn glauconietzand, weinig kleihoudend, weinig en fijn schelpengruis
7.00	10.00		groen matig fijn glauconietzand, sporadisch fijn schelpengruis, enkele grove kwartskorrels

Geotechnische codering - 29/04/2014

Auteur(s):	Vergauwen, Ilse (VO - Afdeling Geotechniek)	Betrouwbaarheid:	goed
------------	---	------------------	------

Van(m)	Tot(m)	Kleur	Hoofdgrondsoort	Bijmenging
0.00	0.50	bruin	fijn zand	leem, houtresten
0.50	1.00	bruin	fijn zand	leem
1.00	1.50	bruinzwart	fijn zand	klei, leem, veen
1.50	2.00	bruin	fijn zand	klei, leem, veen
2.00	3.00	bruinrijfs	fijn zand	klei, leem
3.00	3.50	groen	fijn zand	klei, weinig glauconiet, schelpengruis
3.50	4.50	groenrijfs	fijn zand	klei, weinig glauconiet, schelpengruis
4.50	6.00	grijsgroen	fijn zand	klei, weinig glauconiet, schelpengruis
6.00	6.50	grijsgroen	fijn zand	klei, veel glauconiet, plaatselijk weinig schelpengruis
6.50	7.00	groen	fijn zand	klei, veel glauconiet, plaatselijk weinig schelpengruis
7.00	10.00	groen	fijn zand	veel glauconiet, plaatselijk weinig schelpengruis

Informele stratigrafie - 20/10/1999

Auteur(s):	Van der Sluys, Jan (Belgische Geologische Dienst (BGD))	Betrouwbaarheid:	goed
------------	---	------------------	------

Van(m)	Tot(m)	Beschrijving
0.00	1.00	Aanvulling
1.00	3.00	Quartair (mogelijk aanvulling dieper dan 1m)
3.00	6.00	Formatie van Lillo
6.00	10.00	Formatie van Diest

Bijlage B.9: Sondering scenario 9



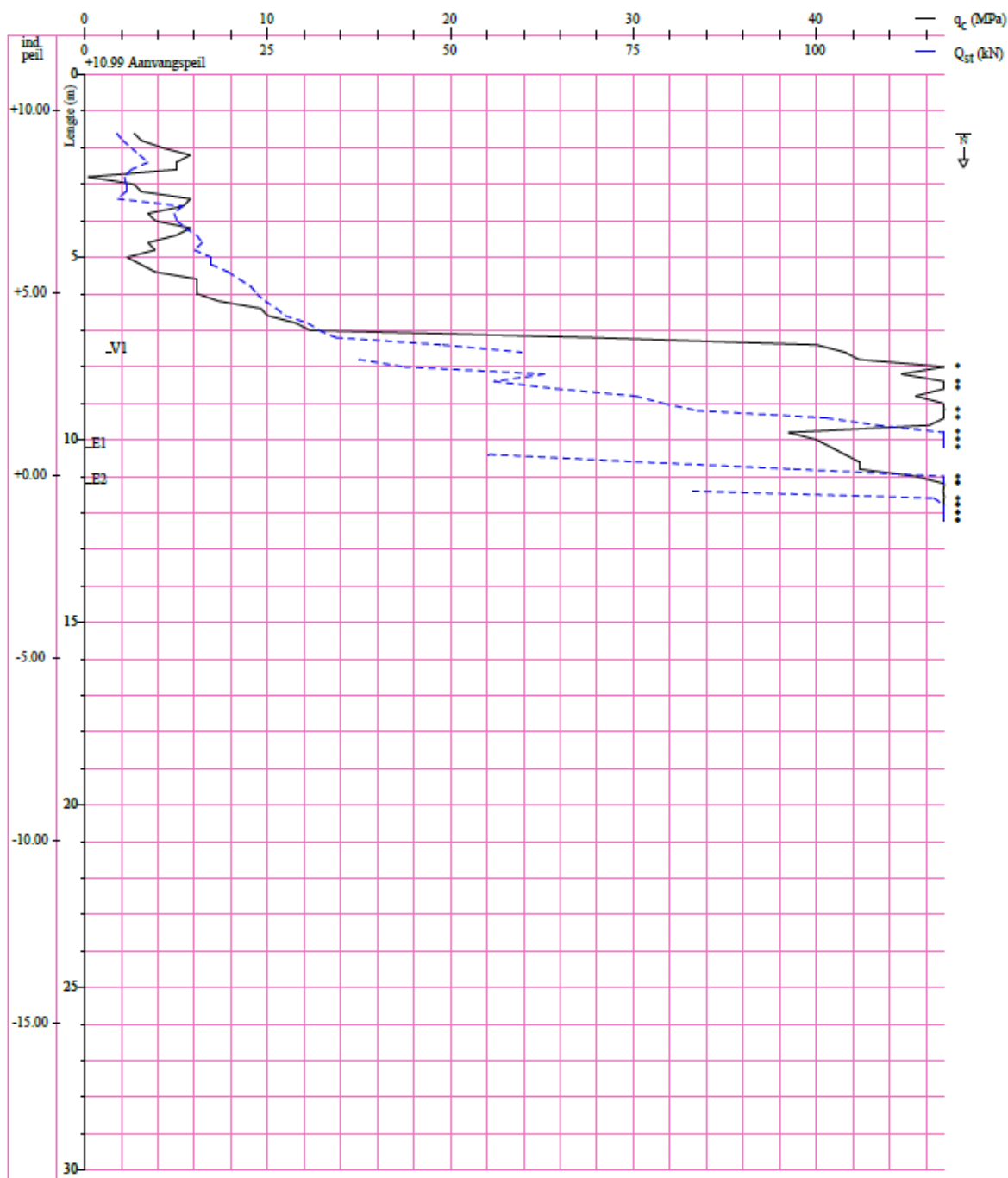
Vlaanderen
is ondergrond

Sondering

Proefnummer: GEO-99/100-S58-L
X(Lambert): 165817.20
Y(Lambert): 210912.40
Z (mTAW): +10.99
Gemeente: Ranst (Oelegem)
Uitvoerder: MVG - Afdeling Geotechniek
Grondsoort aan de conus: groen kleihoudend zand

Aanvangsdatum: 06/08/1999
Sondeerapparaat: 200 kN
Conus: M4
Lengte (m): 1.60 tot 12.20
Water op (m): 1.96 m (peil +9.03)

Norm:
Uitvoeringsmethode: discontinu mechanisch



Bijlage B.10: Grondinterpretatie scenario 9

Diepte (m)	Hoofdgrondsoort	Bijmenging	qc (sondering)	yd (kN/m³)	yv (kN/m³)	ϕ'k (°)	c'k (kPa)	kh (kN/m³)
0-3	fijn zand	klei, leem, veen	2-4	16	18	25	0	2750
3-5	fijn zand	klei, weinig glauconiet, schelpgruis	4-10	17	19	27	0	15000
5-7	fijn zand	klei, veel glauconiet, plaatselijk weinig schelpgruis	10-15	18	20	30	0	42000
7-10	fijn zand	veel glauconiet, plaatselijk weinig schelpgruis	>15	19	20	32	0	35250

Bijlage B.11: Boorrapport scenario 10



DOV Boorrapport

Boring

Proefnummer:	GEO-99/101-B2-R	Aanvangsdatum:	25/06/1999
X (mLambert):	162949.6 (XY_topografisch ingemeten)	Uitvoeringsmethode:	Meerdere technieken
Y (mLambert):	212485.9 (XY_topografisch ingemeten)	Diepte (m):	0.00 - 16.00
Z (mTAW):	10.50 (Z_topografisch ingemeten)	Water op (m):	3.38 (7.12 mTAW)
Gemeente:			
Uitvoerder:	MVG - Afdeling Geotechniek		
Stalen bewaard:	Neen		

Lithologische beschrijving - 18/08/1999

Auteur(s):	Van der Sluys, Jan (Belgische Geologische Dienst (BGD))	Betrouwbaarheid:	goed
Kwaliteit:			
Score:	zeer goed	Boormethode score:	Gemengd

Van(m)	Tot(m)	M	Beschrijving
0.00	0.50		bruinrijks-bruin-roestkleurig fijn zand, leemhoudend, weinig humushoudend
0.50	1.00		donker bruinrijks fijn zand, leemhoudend, enkele keitjes en baksteenfragmenten
1.00	1.50		donker groenrijks fijn zand, glauconiethoudend, enkele schelpenresten, plantenresten
1.50	2.00	✓	groen fijn glauconietzand, wat schelpengruis, enkele keitjes en sporadisch baksteengruis, grote houtresten
2.00	2.50	✓	zelfde zand, met meer leemhoudende brokjes, enkele baksteenfragmenten en plantenresten
2.50	3.00		bruinrijks-groen fijn zand, sterker leemhoudend, glauconiet, schelpengruis, enkele baksteenfragmenten
3.00	3.50		blauwgroen-bruin heterogeen fijn zand, kleioudend, glauconiet en schelpengruis, met bruine vlekken (humus of veenachtig)
3.50	4.00		donkergroen fijn zand, kleioudend, glauconiet en fijn schelpengruis, weinig fijn verdeeld organisch materiaal
4.00	4.50		idem, met bruine oxidatievlekken; donkere vlekken rijk aan organisch materiaal
4.50	5.00	✓	groenrijks fijn zand, kleioudend; geen schelpengruis, licht glauconiethoudend
5.00	5.50	✓	donkerbruine-zwarte kleioudende leem, veenhoudend
5.50	6.00		grijsgroen fijn zand, glauconiethoudend, met intercalaties van donkerbruine, veenhoudende leem; wat fijn schelpengruis
6.00	6.50		groen-blauwgroen, fijn-middelmatig zand, met glauconiet en fijn schelpengruis, donkerbruine veenhoudende leemvlekken
6.50	7.00		blauwrijks-groen fijn zeer fijn zand, met sterk lemige vlekken, enkele donkerbruine veenhoudende leemvlekken; glauconiet en schelpengruis
7.00	8.00	✓	groenrijks fijn zand, kleioudend met overvloedig schelpengruis, glauconiet
8.00	8.50		groenrijks-groen fijn zand, sterk kleioudend, minder schelpengruis; glauconiet
8.50	9.00		groen fijn zand, veel minder kleioudend, weinig of geen schelpengruis; grote fosfaatconcreties
9.00	10.00		groen fijn glauconietzand (grover glauconiet) met blauwgroene kleiige zones; nauwelijks schelpengruis
10.00	11.50		grijsgroen kleioudend zand, glauconiet- en licht schelpengruishoudend
11.50	15.00		groen fijn zand, weinig kleioudend, glauconiet, weinig schelpengruis
15.00	15.50		zelfde zand, geen schelpengruis, groot zandsteenfragment (10cm)
15.50	16.00		idem, kleine zandsteenfragmentjes

Geotechnische codering - 29/04/2014

Auteur(s):	Vergauwen, Ilse (VO - Afdeling Geotechniek)	Betrouwbaarheid:	goed
------------	---	------------------	------

Van(m)	Tot(m)	Kleur	Hoofdgrondsoort	Bijmenging
0.00	0.50	bruin	fijn zand	klei, leem, humus
0.50	1.00	zwart	fijn zand	klei, leem, plaatselijk plantenresten
1.00	1.50	grijsgroen	fijn zand	klei, leem, plaatselijk plantenresten
1.50	3.00	groenbruin	fijn zand	klei, leem, plaatselijk plantenresten

DOV Boorrapport

Van(m)	Tot(m)	Kleur	Hoofdgrondsoort	Bijmenging
3.00	4.50	groenbruin	fijn zand	klei, leem, humus
4.50	5.00	zwartgroen	fijn zand	klei, leem, plaatselijk schelpgruis
5.00	5.50	zwartgroen	fijn zand	klei, leem, veen
5.50	7.00	grijsgroen	fijn zand	klei, leem, veen
7.00	9.00	grijs	fijn zand	klei, glauconiet, schelpgruis
9.00	15.00	grijsgroen	fijn zand	plaatselijk klei, veel glauconiet, plaatselijk weinig schelpgruis
15.00	16.00	grijsgroen	fijn zand	plaatselijk klei, veel glauconiet, zandsteen

Informele stratigrafie - 18/08/1999

Auteur(s): Van der Shuys, Jan (Belgische Geologische Dienst (BGD))

Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Beschrijving
0.00	5.00	Aanvulling
5.00	7.00	Quartair
7.00	9.00	Formatie van Lillo
9.00	16.00	Formatie van Diest - Zand van Deurne (of Formatie van Kattendijk ?)

Bijlage B.12: Sondering scenario 10



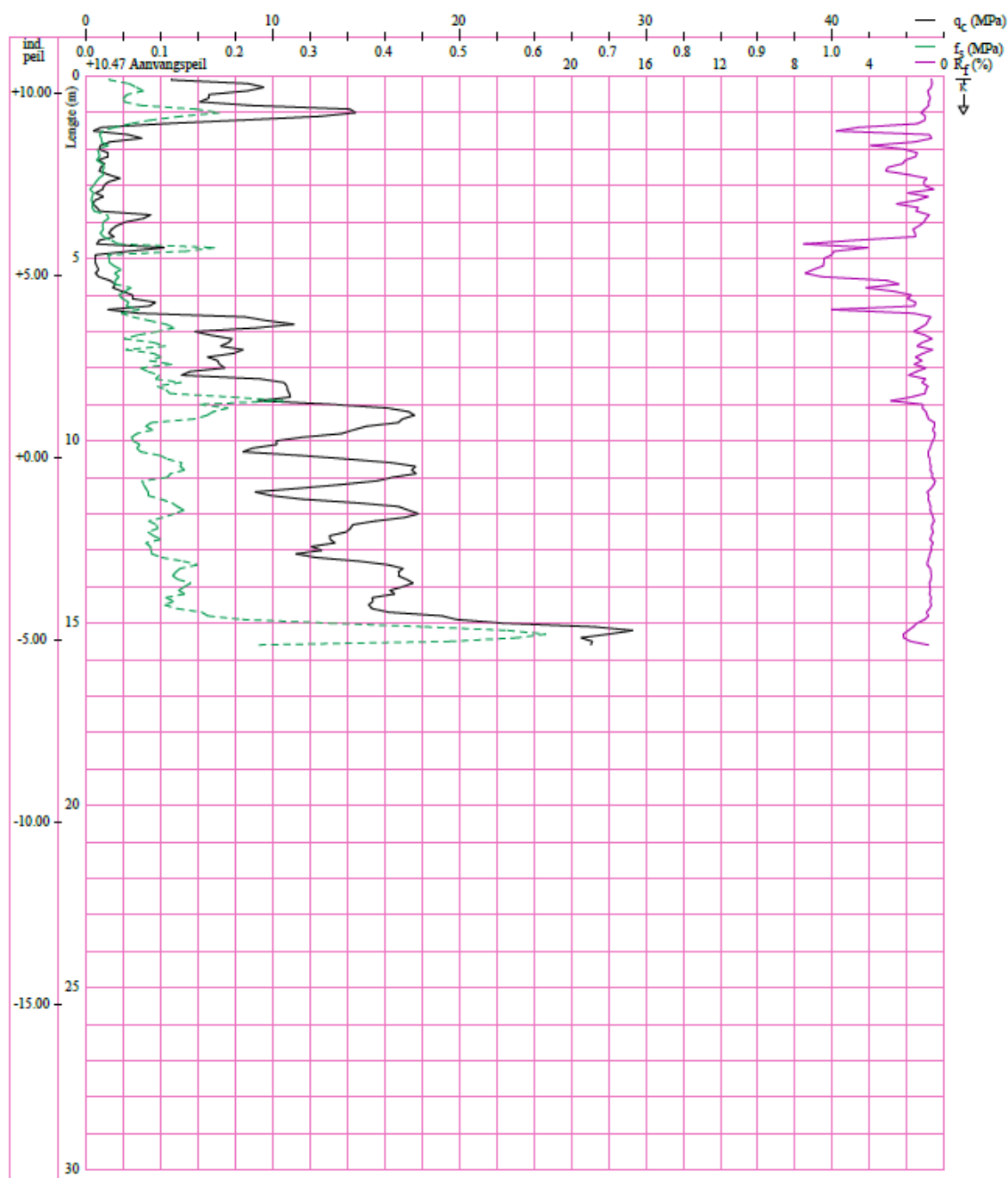
Vlaanderen
is ondergrond

Sondering

Proefnummer: GEO-99/100-S2-R
X(Lambert): 162947.80
Y(Lambert): 212487.90
Z (mTAW): +10.47
Gemeente: Schilde
Uitvoerder: MVG - Afdeling Geotechniek

Aanvangsdatum: 10/06/1999
Sondeerapparaat: 200 kN
Conus: E
Lengte (m): 0.10 tot 15.60
Geen opmeting waterpeil.

Norm:
Uitvoeringsmethode: continu elektrisch



Bijlage B.13: Grondinterpretatie scenario 10

Diepte (m)	Hoofdgrondsoort	Bijmenging	qc (sondering)	yd (kN/m³)	yv (kN/m³)	ϕ'k (°)	c'k (kPa)	kh (kN/m³)
0-1,5	fijn zand	klei, leem	10-15	18	20	30	0	42000
1,5-5	fijn zand	klei, leem	2-4	16	18	25	0	2750
5-7	fijn zand	klei, veen	4-10	17	19	27	0	15000
7-16	fijn zand	klei, glauconiet	>15	19	20	32	0	35250

ARBED Esch-Belval

TABLEAU DES PROFILS

TABLE OF SECTIONS

BZ

PROFIL-TABEL

PROFIL-TABELLE

Profil Profil Section Profil	Largeur Breedte Width Breite		Hauteur Hoogte Height Höhe		Epaisseurs Dikten Thicknesses Dicken				Périmètre Omvang Perimeter Umfang		Section d'acier Staaldoorsnede Steel section Stahlquerschnitt	
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in	cm/m	in/ft	cm ² /m	in ² /ft
BZ O	500	19.68	135	5.32	9,5	0.375	9,5	0.375	220	26.40	132,5	6.26
BZ OR	500	19.68	135	5.32	12,7	0.500	12,7	0.500	220	26.40	159,9	7.55
BZ IN	420	16.54	165	6.50	8,0	0.315	8,0	0.315	253	30.36	127,4	6.02
BZ IRA	420	16.54	167	6.57	9,5	0.375	9,5	0.375	253	30.36	150,3	7.10
BZ IR	420	16.54	167	6.57	10,0	0.394	10,0	0.394	253	30.36	155,4	7.34
BZ 250	500	19.68	240	9.45	8,5	0.335	8,5	0.335	275	33.00	142,9	6.75
BZ IIN	450	17.72	220	8.66	9,5	0.375	8,5	0.335	277	33.24	155,4	7.34
BZ IIR	450	17.72	222	8.74	11,0	0.433	10,0	0.394	277	33.24	178,3	8.42
BZ IIIB	450	17.72	260	10.24	10,5	0.413	9,5	0.375	293	35.16	180,5	8.53
BZ IIIA	450	17.72	260	10.24	11,0	0.433	9,0	0.354	293	35.16	180,9	8.55
BZ 350	500	19.68	295	11.62	9,5	0.375	9,5	0.375	290	34.80	166,4	7.86
BZ IIIN	450	17.72	260	10.24	12,5	0.492	10,0	0.394	293	35.16	197,4	9.33
BZ IVN-50	500	19.68	290	11.42	14,0	0.551	10,0	0.394	282	33.84	202,5	9.57
BZ IIIR	450	17.72	263	10.35	15,0	0.590	12,0	0.472	293	35.16	235,7	11.13
BZ IVN	450	17.72	300	11.81	14,0	0.551	10,0	0.394	313	37.56	224,2	10.59
BZ IVNR	450	17.72	302	11.89	15,2	0.598	10,2	0.402	313	37.56	236,3	11.16
BZ IVR	450	17.72	304	11.97	17,5	0.689	12,5	0.492	313	37.56	273,9	12.94
BZ VN	500	19.68	350	13.78	20,0	0.787	12,0	0.472	331	39.72	301,9	14.26
BZ VR	500	19.68	354	13.94	24,0	0.945	14,0	0.551	331	39.72	346,5	16.37

COLUMETA

ARBED Esch-Belval

TABLEAU DES PROFILS

TABLE OF SECTIONS

BZ

PROFIL-TABEL

PROFIL-TABELLE

Poids
Gewicht
Weight
Gewicht

Moment d'inertie
Traagheidsmoment
Moment of inertia
Trägheitsmoment

Module de résistance
Weerstandsmoment
Section modulus
Widerstandsmoment

Rayon de giration
Traagheidsradius
Radius of gyration
Trägheitsradius

Profil
Profil
Section
Profil

g		G		I		W		r		
Kg/m	lbs/ft	Kg/m ²	lbs/ft ²	cm ⁴ /m	in ⁴ /ft	cm ³ /m	in ³ /ft	cm	in	
52,00	34.94	104,0	21.30	3 510	25.7	520	9.7	5,15	2.03	BZ O
62,75	42.16	125,5	25.70	4 120	30.2	610	11.4	5,08	2.00	BZ OR
42,00	28.22	100,0	20.48	5 940	43.5	720	13.4	6,83	2.69	BZ IN
49,56	33.30	118,0	24.17	7 100	52.0	850	15.8	6,87	2.70	BZ IRA
51,24	34.43	122,0	24.98	7 180	52.6	860	16.0	6,80	2.68	BZ IR
56,10	37.70	112,2	22.98	14 400	105.5	1 200	22.3	10,04	3.95	BZ 250
54,90	36.89	122,0	24.98	13 200	96.7	1 200	22.3	9,22	3.63	BZ IIN
63,00	42.33	140,0	28.67	15 210	111.4	1 370	25.5	9,24	3.64	BZ IIR
63,76	42.84	141,7	29.02	21 120	154.7	1 625	30.2	10,82	4.26	BZ IIIB
63,90	42.94	142,0	29.08	21 450	157.1	1 650	30.7	10,89	4.29	BZ IIIA
65,30	43.88	130,6	26.75	24 630	180.4	1 670	31.1	12,17	4.79	BZ 350
69,75	46.87	155,0	31.74	23 270	170.4	1 790	33.3	10,86	4.28	BZ IIIN
79,50	53.42	159,0	32.56	29 720	217.6	2 050	38.1	12,11	4.77	BZ IVN-50
83,25	55.94	185,0	37.89	27 750	203.2	2 110	39.3	10,85	4.27	BZ IIIR
79,20	53.22	176,0	36.04	35 400	259.2	2 360	43.9	12,57	4.95	BZ IVN
83,47	56.09	185,5	37.99	37 980	278.1	2 515	46.8	12,68	4.99	BZ IVNR
96,75	65.01	215,0	44.03	43 470	318.3	2 860	53.2	12,60	4.96	BZ IVR
118,50	79.63	237,0	48.54	65 100	476.7	3 720	69.2	14,68	5.78	BZ VN
136,00	91.39	272,0	55.71	74 690	547.0	4 220	78.5	14,68	5.78	BZ VR

COLUMETA

ARBED Esch-Belval

MOMENTS FLÉCHISSANTS MAX.

BZ

MAX. BENDING MOMENTS

MAX. BUIGMOMENTEN

MAX. BIEGEMOMENTE

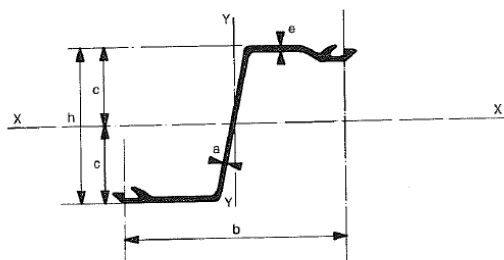
Profil Profiel Section Profil	Nuance d'acier Staalkwaliteit		Steel quality Stahlgüte							
	40/47		44/52		50/60		Belcor		AB 55	
	tm/m	lbsft/ft	tm/m	lbsft/ft	tm/m	lbsft/ft	tm/m	lbsft/ft	tm/m	lbsft/ft
BZ O	7,7	17 000	8,3	18 300	9,4	20 700	10,9	24 200	12,0	26 400
BZ OR	9,0	19 900	9,8	21 600	11,0	24 300	12,8	28 400	14,0	31 100
BZ IN	10,6	23 500	11,5	25 300	13,0	28 600	15,1	33 400	16,6	36 500
BZ IRA	12,5	27 700	13,6	29 900	15,3	33 700	17,8	39 400	19,6	43 100
BZ IR	12,7	28 000	13,8	30 300	15,5	34 100	18,1	39 900	19,8	43 600
BZ 250	17,7	39 000	19,2	42 200	21,6	47 600	25,2	55 500	27,6	60 700
BZ IIN	17,7	39 000	19,2	42 200	21,6	47 600	25,2	55 500	27,6	60 700
BZ IIR	20,2	44 600	21,9	48 200	24,7	54 400	28,8	63 500	31,5	69 500
BZ IIIB	24,0	52 900	26,0	57 100	29,2	64 400	34,1	75 300	37,4	82 300
BZ IIIA	24,3	53 700	26,4	58 100	29,7	65 500	34,6	76 500	37,9	83 600
BZ 350	24,6	54 400	26,7	58 800	30,1	66 300	35,1	77 500	38,4	84 700
BZ IIIN	26,4	58 300	28,6	63 000	32,2	71 000	37,6	83 000	41,2	90 700
BZ IVN-50	30,2	66 700	32,8	72 100	36,9	81 300	43,1	94 900	47,2	103 800
BZ IIIR	31,1	68 800	33,8	74 300	38,0	83 800	44,3	97 900	48,5	107 100
BZ IVN	34,8	76 800	37,8	83 000	42,5	93 600	49,6	109 400	54,3	119 600
BZ IVN-R	37,1	81 900	40,2	88 500	45,3	99 800	52,8	116 600	57,8	127 500
BZ IVR	42,2	93 100	45,8	100 600	51,5	113 500	60,1	132 500	65,8	144 900
BZ VN	54,9	121 100	59,5	130 900	67,0	147 600	78,1	172 400	85,6	188 600
BZ VR	62,2	137 400	67,5	148 500	76,0	167 500	88,6	195 600	97,1	213 900

COLUMETA

Bijlage C.4: ARBED BZ 17

BZ Sections

Properties of a single pile



Section	Dimensions					Properties of a single pile						Coating area of 2 inter-locked sections ¹⁾
						Sectional area	Mass per m of single pile	Moment of inertia		Perimeter	Coating area ¹⁾	
	b	h	e	a	c	f	g	I _{x'}	I _{y'}	U	m ² /m	m ² /m
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm	m ² /m	m ² /m
BZ 5	500	135	9,5	9,5	67,5	66,3	52,0	1 755	18 520	130	1,18	2,28
BZ 6	500	135	12,7	12,7	67,5	80,0	62,8	2 060	20 050	130	1,18	2,28
BZ 7	550	190	8,0	8,0	95,0	65,2	51,2	3 920	20 625	152	1,40	2,70
BZ 12	500	243	8,5	8,5	121,5	71,5	56,1	7 260	16 925	158	1,44	2,80
BZ 17	500	300	10,0	9,5	150,0	83,2	65,3	12 520	18 365	166	1,52	2,94
BZ 20	500	290	14,0	10,0	145,0	101,3	79,5	14 860	23 180	163	1,50	2,91
BZ 26	500	350	13,2	10,0	175,0	108,3	85,0	22 785	23 380	180	1,66	3,23
BZ 32	500	352	19,0	11,5	176,0	132,5	104,0	28 200	26 830	179	1,65	3,21
BZ 37	500	350	20,0	12,0	175,0	151,0	118,5	32 550	30 470	187	1,72	3,38
BZ 42	500	354	24,0	14,0	177,0	173,3	136,0	37 345	33 980	187	1,72	3,38

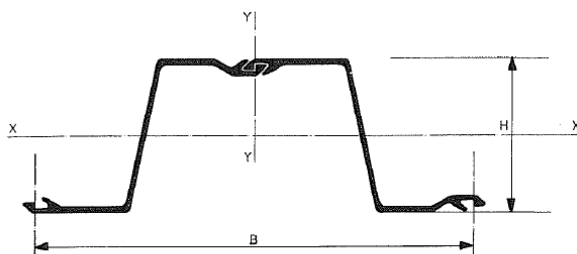
On request all sections can be rolled up or down by a maximum of 0,5 mm.

1) Excludes chamber of interlocks.

4

BZ Sections

Properties of a continuous wall



Section	Dimensions		Properties per m of wall					
			Sectional area	Mass per sq.m of wall	Moment of inertia	Section Modulus	Radius of gyration	Perimeter ¹⁾
	B	H	F	G	I _x	W _x	i _x	U
	mm	mm	cm ² /m	kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm	m/m
BZ 5	1 000	135	132	104	3 510	520	5,15	2,20
BZ 6	1 000	135	160	126	4 120	610	5,08	2,20
BZ 7	1 100	190	119	93	7 125	750	7,75	2,36
BZ 12	1 000	243	143	112	14 520	1 200	10,08	2,72
BZ 17	1 000	300	166	131	25 040	1 670	12,27	2,84
BZ 20	1 000	290	203	159	29 720	2 050	12,11	2,82
BZ 26	1 000	350	217	170	45 570	2 600	14,51	3,13
BZ 32	1 000	352	265	208	56 400	3 200	14,59	3,12
BZ 37	1 000	350	302	237	65 100	3 720	14,68	3,31
BZ 42	1 000	354	346	272	74 690	4 220	14,68	3,31

1) Excludes inside of interlocks.

5

Bijlage D.1: Beton 22 cm

Invoer			Input in D-Sheet		
E	29961,95	N/mm ²	Elastic stiffness EI	26586,24	kNm ² /m
Breedte	22	cm	Acting width	1	m
Lengte	100	cm	M _{el}	161,33	kNm/m
I	88733,33	cm ⁴	Height	220	mm
v	11	cm	Section Area	22	cm ² /m
W	8066,67	cm ³			
f _{ck}	20	N/mm ²			

Bijlage D.2: Beton 25 cm

Invoer			Input in D-Sheet		
E	29961,95	N/mm ²	Elastic stiffness EI	39012,96	kNm ² /m
Breedte	25	cm	Acting width	1	m
Lengte	100	cm	M _{el}	208,33	kNm/m
I	130208,33	cm ⁴	Height	250	mm
v	12,5	cm	Section Area	25	cm ² /m
W	10416,67	cm ³			
f _{ck}	20	N/mm ²			

Bijlage D.3: BZ 17

Invoer			Input in D-Sheet		
E	210000	N/mm ²	Stiffnes EI	52584	kNm ² /m
I	25040	cm ⁴ /m	Acting width	1	m
W	1670	cm ³ /m	M _{el}	402,59	kNm/m
Hoogte	300	mm	Height	300	mm
Breedte	500	mm	Section Area	166	cm ² /m

f_{yk}	241,07	N/mm ²			
----------	--------	-------------------	--	--	--

Bijlage E.1: Ankers

Scenario	Anker	Passief/actief	Tussenafstand ankers (m)	Cross section (m ² /m)	Wall height (Kranz) (m)	Length (m)	Angle (°)	Design yield force (kN/m)
1	40 T	Actief	8,2	5,31x10 ⁻⁵	0	10	25	47,854
2	40 T	Actief	8,2	5,31x10 ⁻⁵	0	10	25	47,854
3	40 T	Actief	4,85	8,97x10 ⁻⁵	0	10	25	80,907
3	12 T	Actief	1	1,30x10 ⁻⁴	0	10	25	129,79
4	40 T	Actief	4,85	8,97x10 ⁻⁵	0	10	25	80,907
5	40 T	Actief	2,58	1,69x10 ⁻⁴	0	10	30	152,093
6	40 T	Actief	8,2	5,31x10 ⁻⁵	0	10	25	47,854
7	40 T	Actief	2,52	1,73x10 ⁻⁴	0	10	30	155,714
8	5T15.7	Actief	2,8	2,68x10 ⁻⁴	0	15,5	30	498,214
9	/	/	/	/	/	/	/	/
10	46 T	Actief	3,5	1,43x10 ⁻⁴	0	10	35	128,931

**Keuze van het type grondanker**

Basis : dienstlast = $0,65 \times$ rekgrenslast voor voorlopige ankers
 = $0,55 \times$ rekgrenslast voor definitieve ankers

Tabel 1 : strengenanker : met strengen diameter 15,2 mm en treksterkte 1860 N/mm² *per streng 135 mm²*

Type	Staal- doorsnede mm ²	Breuklast kN	0,2 % rek- grenslast kN	Dienstlast voorlopig kN	Dienstlast definitief kN	PEHD* omhulling mm	Geribde* omhulling mm
2 T 15	278	517	456	296	251	44,2/50	50/57
3 T 15	417	776	684	445	376	44,2/50	50/57
4 T 15	556 $\sim 135/d_{st}$	1034	912	593	502	44,2/50	50/57
5 T 15	695	1293	1140	741	627	58,0/63	60/67
6 T 15	834	1551	1368	889	752	69,2/75	75/82
7 T 15	973	1810	1596	1037	878	69,2/75	75/82

Tabel 2 : staafanker : met Macalloy staven treksterkte 1030 N/mm²

Diameter mm	Staal- doorsnede mm ²	Breuklast kN	0,1 % rek- grenslast kN	Dienstlast voorlopig kN	Dienstlast definitief kN	PEHD* omhulling mm	Geribde* omhulling mm
25	490,9	505	410	266	225	58,0/63	60/67
26,5	551,5	568	461	300	254	58,0/63	60/67
32	804,3	830	672	437	370	58,0/63	60/67
36	1017,9	1048	850	552	467	69,2/75	75/82
40	1256,6	1300	1049	682	577	69,2/75	75/82
50	1963,5	1960	1640	1066	902	83,0/90	90/97

* de waarden voor de omhullingen zijn minimale waarden.

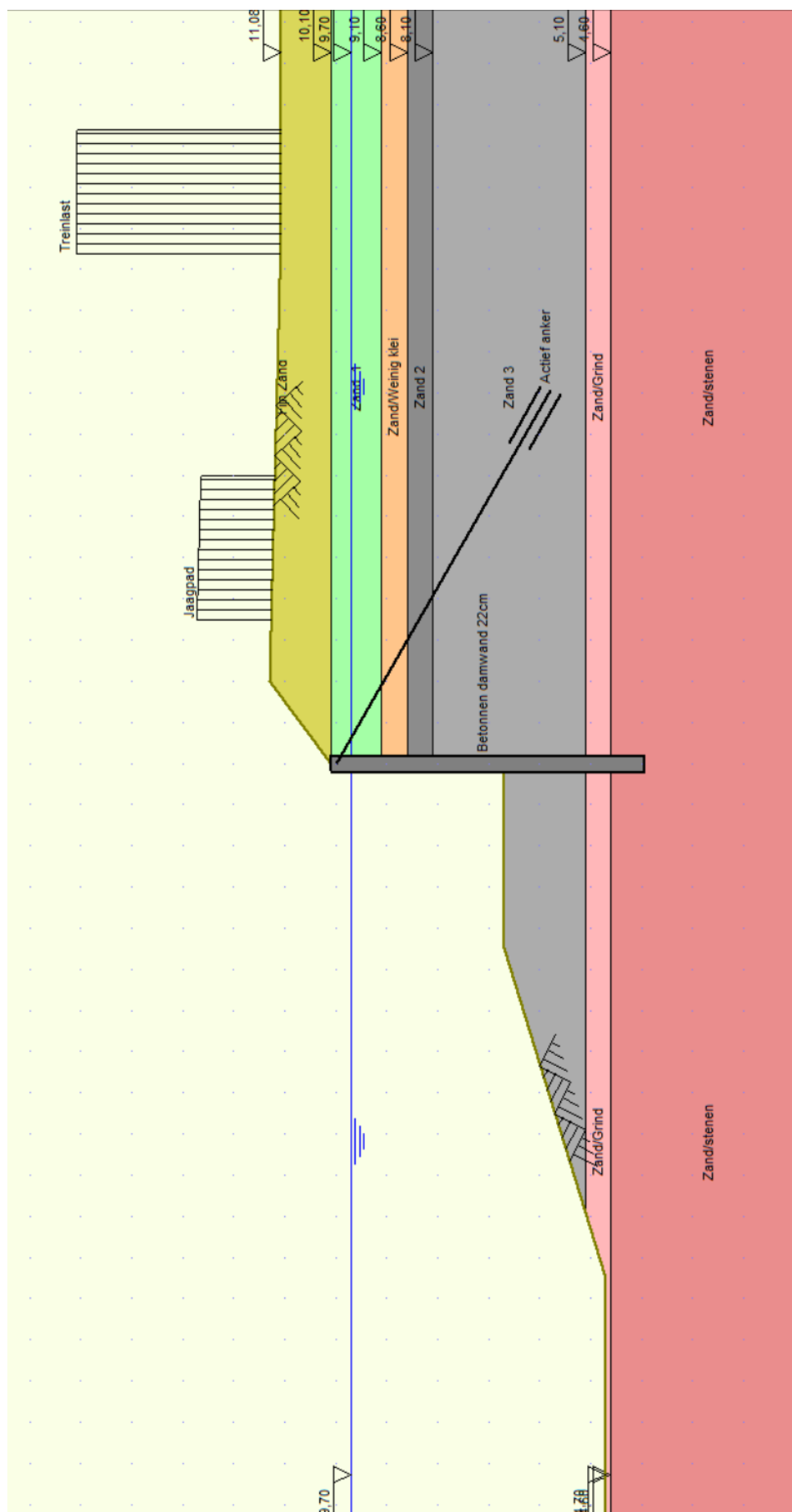
Bijlage G.1: Samenvatting scenario's

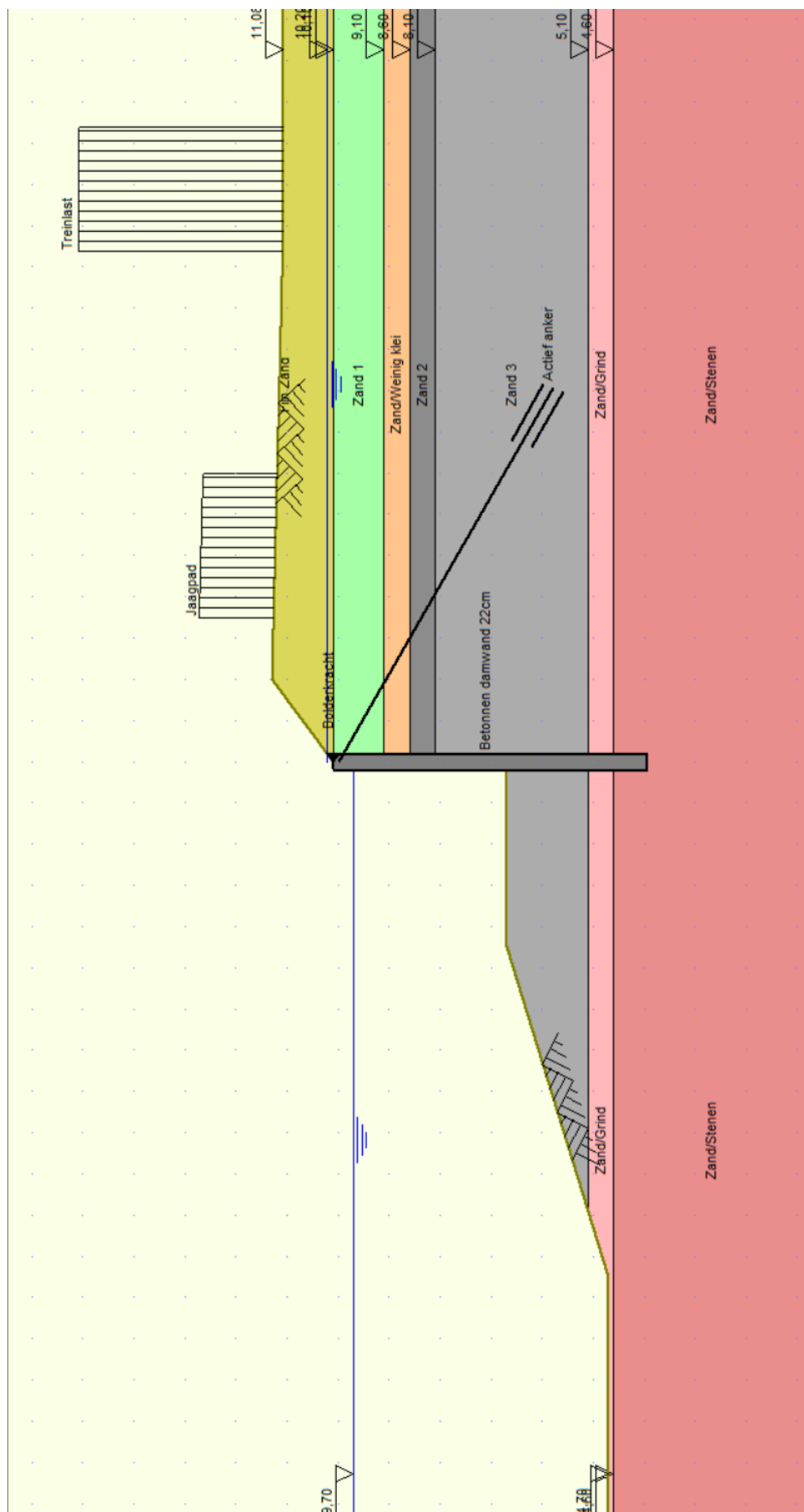
Scenario	Damwand	Lengte damwand (m)	Grondparameters	Waterniveaus	Jaagpad	Treinlast	Kraanlast	Opslag	Bolderkracht	Anker
1	Beton 22 cm	6,15	Bijlage B.1-3	Paragraaf 3.4	Ja, 20 kN/m ²	Ja, 55 kN/m ²	/	/	/	Bijlage E.1
2	Beton 22 cm	6,15	Bijlage B.1-3	Paragraaf 3.4	Ja, 20 kN/m ²	Ja, 55 kN/m ²	/	/	Ja, 21,43 kN/m	Bijlage E.1
3	Beton 22 cm	7,50	Bijlage B.4-6	Paragraaf 3.4	Ja, 20 kN/m ²	Ja, 55 kN/m ²	/	/	Ja, 21,43 kN/m	Bijlage E.1
4	Beton 22 cm	7,50	Bijlage B.4-6	Paragraaf 3.4	Ja, 20 kN/m ²	Ja, 55 kN/m ²	/	/	/	Bijlage E.1
5	AZ18	10,10	Bijlage B.4-6	Paragraaf 3.4	Ja, 20 kN/m ²	Ja, 55 kN/m ²	/	/	Ja, 18,07 kN/m	Bijlage E.1
6	BZ IIR	9,00	Bijlage B.1-3	Paragraaf 3.4	Ja, 20 kN/m ²	/	/	/	/	Bijlage E.1
7	AZ 18	10,00	Bijlage B.1-3	Paragraaf 3.4	/	/	*(1)	Ja, 20 kN/m ²	Ja, 27,75 kN/m	Bijlage E.1
8	AZ 18-700	10,30	Bijlage B.7	Paragraaf 3.4	/	/	/	*(2)	Ja, 21,50 kN/m	Bijlage E.1
9	Beton 25 cm	5,00	Bijlage B.8-10	Paragraaf 3.4	Ja, 20 kN/m ²	/	/	/	/	Bijlage E.1
10	BZ 17	10,15	Bijlage B.11-13	Paragraaf 3.4	Ja, 20 kN/m ²	/	/	/	Ja, 21,43 kN/m	Bijlage E.1

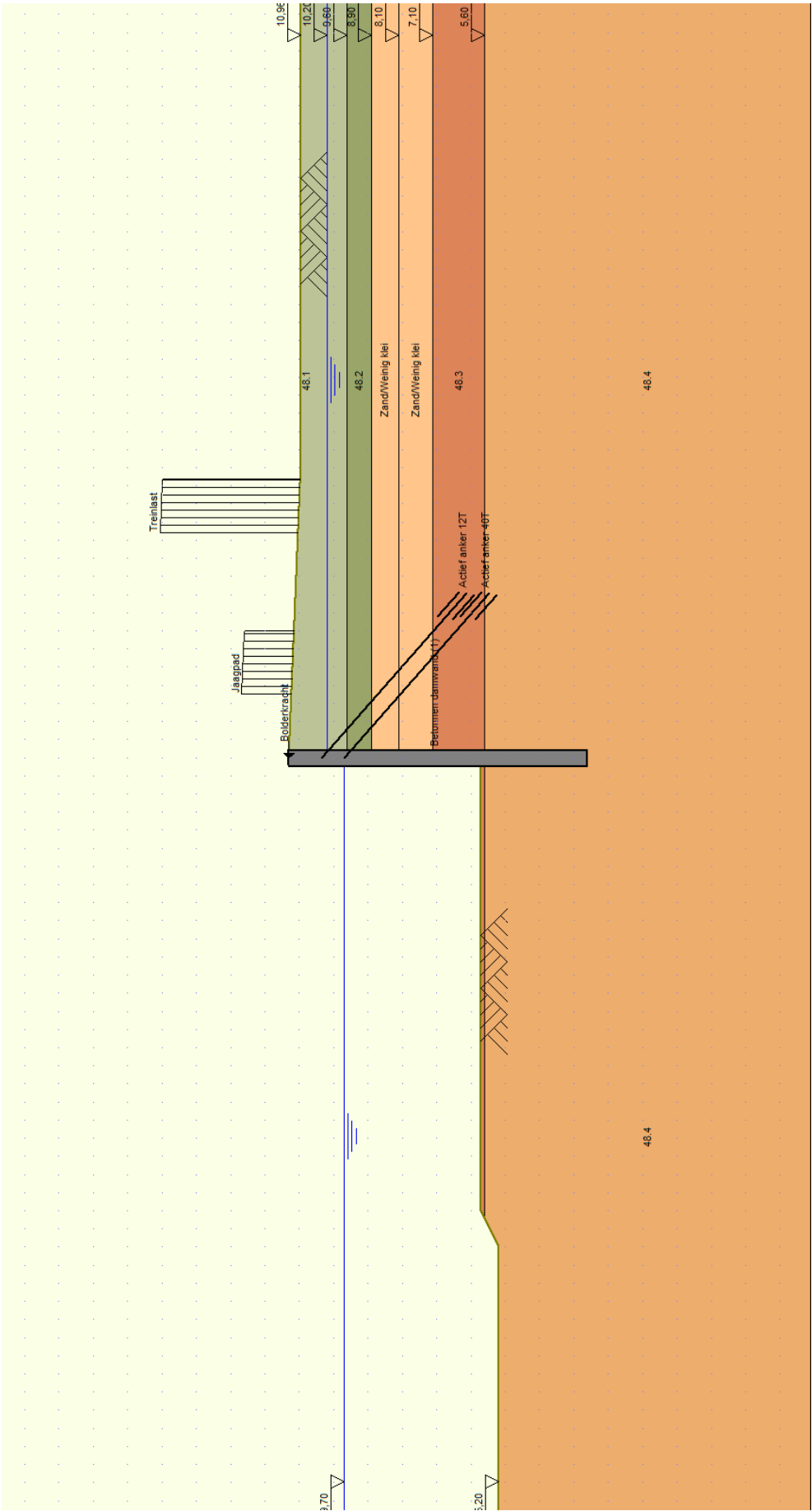
*(1) Ja, 2x190 kN/m² over 1 m en 10 kN/m² over 4,5 m

*(2) Ja, van 0,80-1,32 m en 5,85-6,38 m van 296,60 kN/m² en 6,38-7,80 m van 20 kN/m² en 7,80-15,30 m van 120 kN/m²

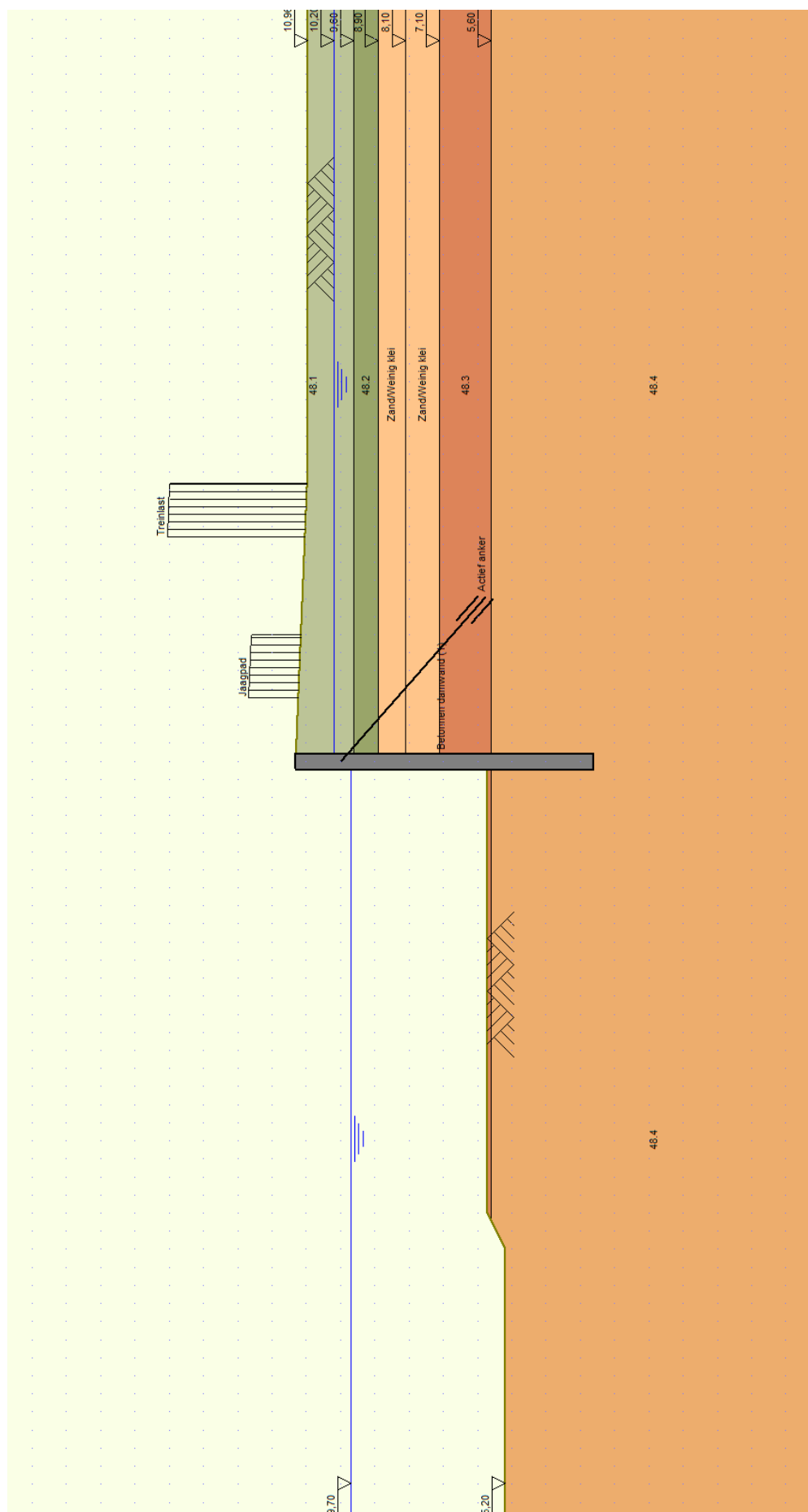
Bijlage H.1: Scenario 1

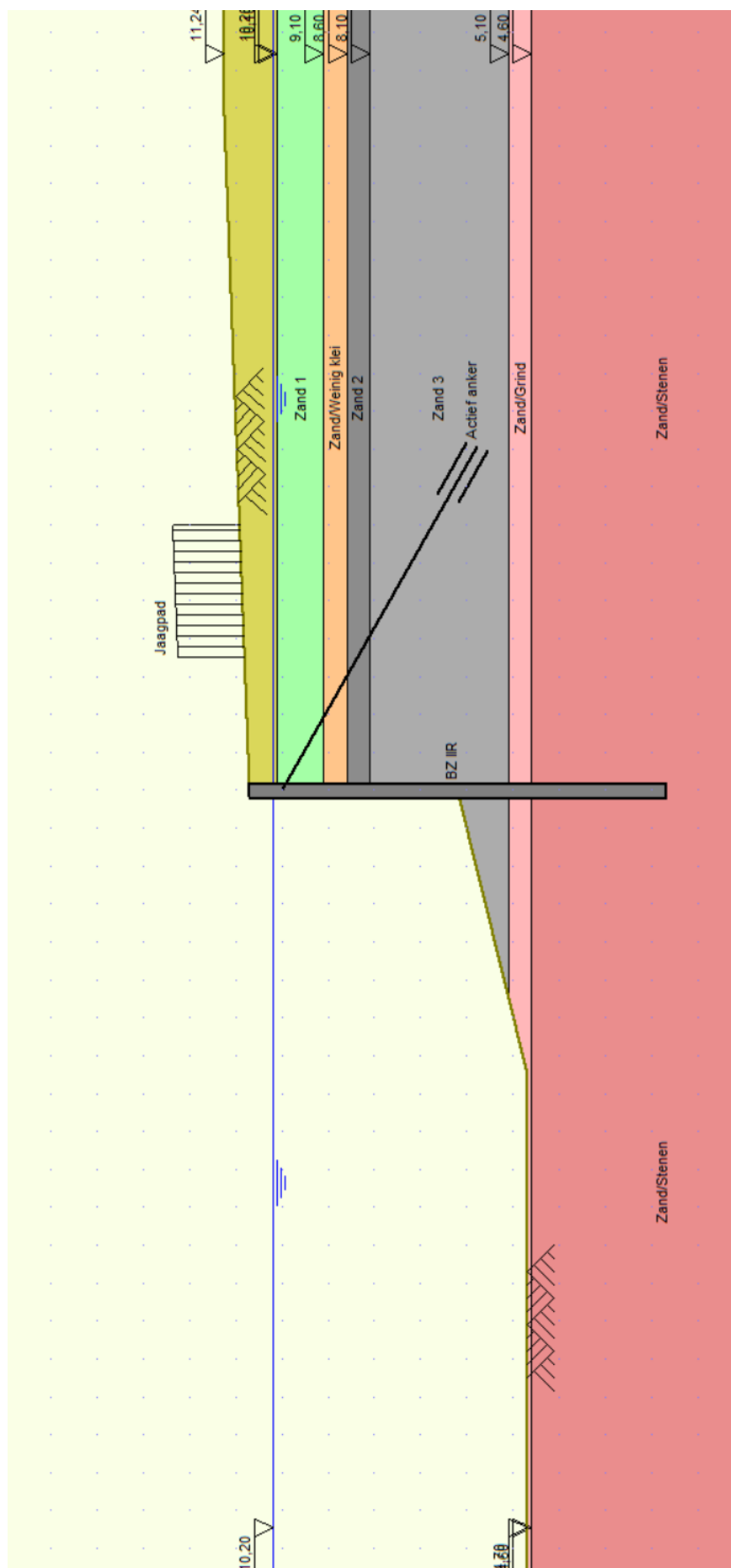


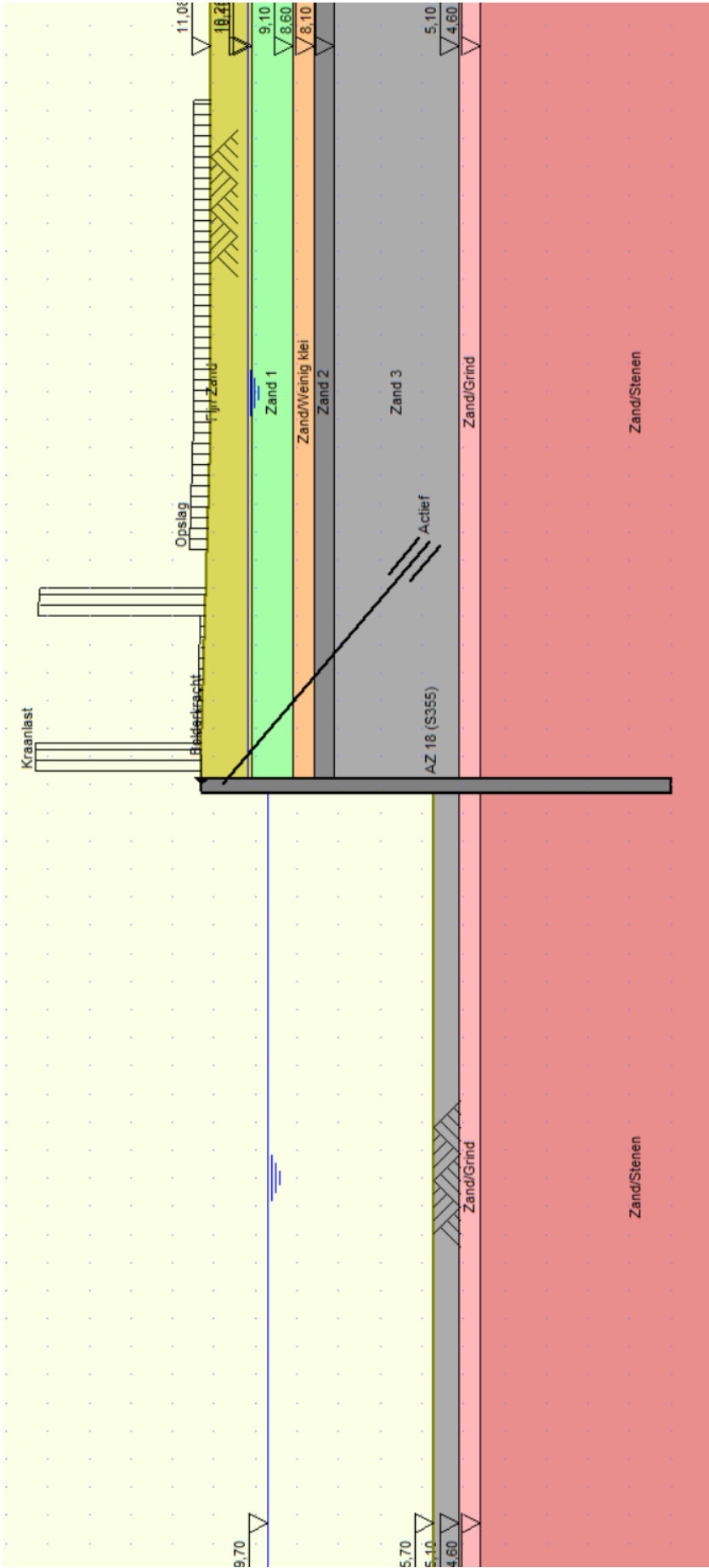


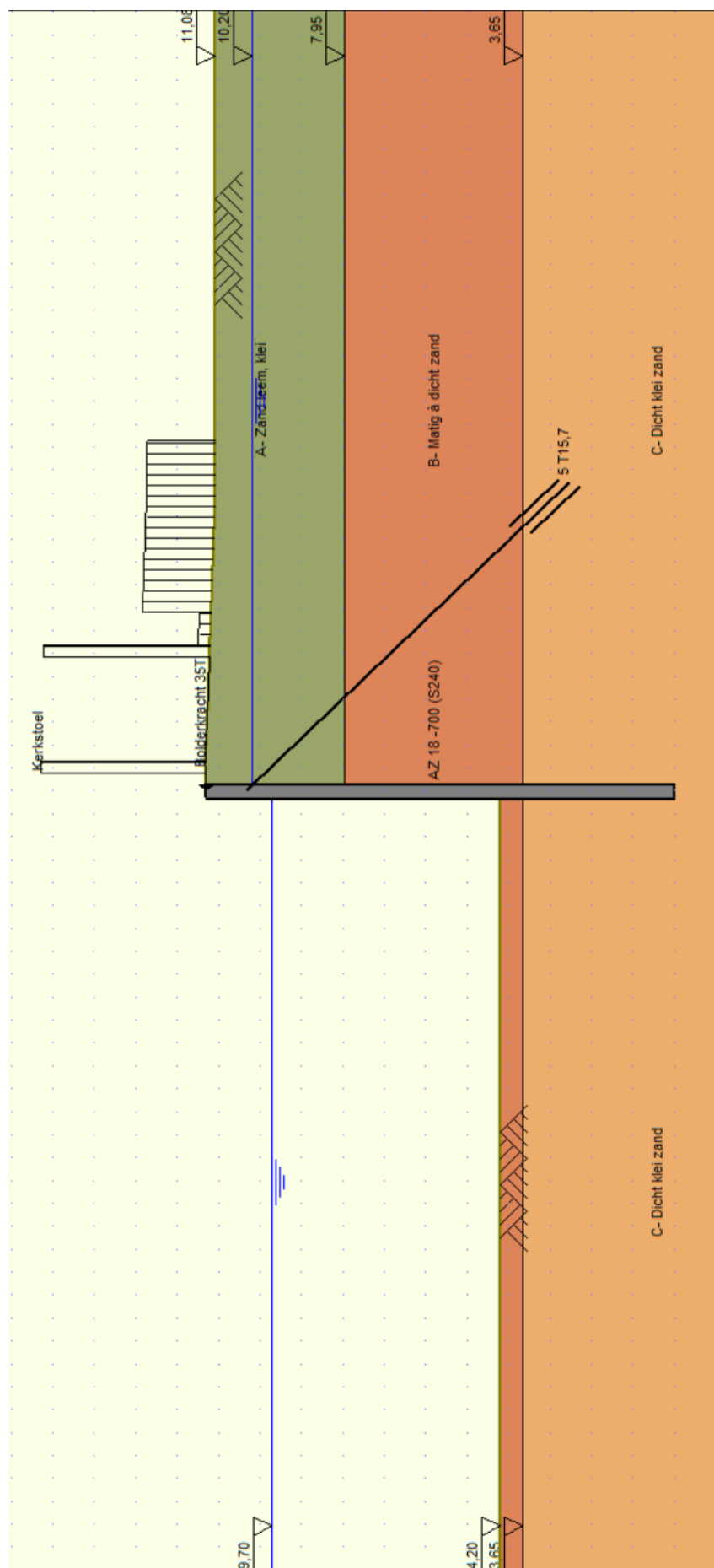


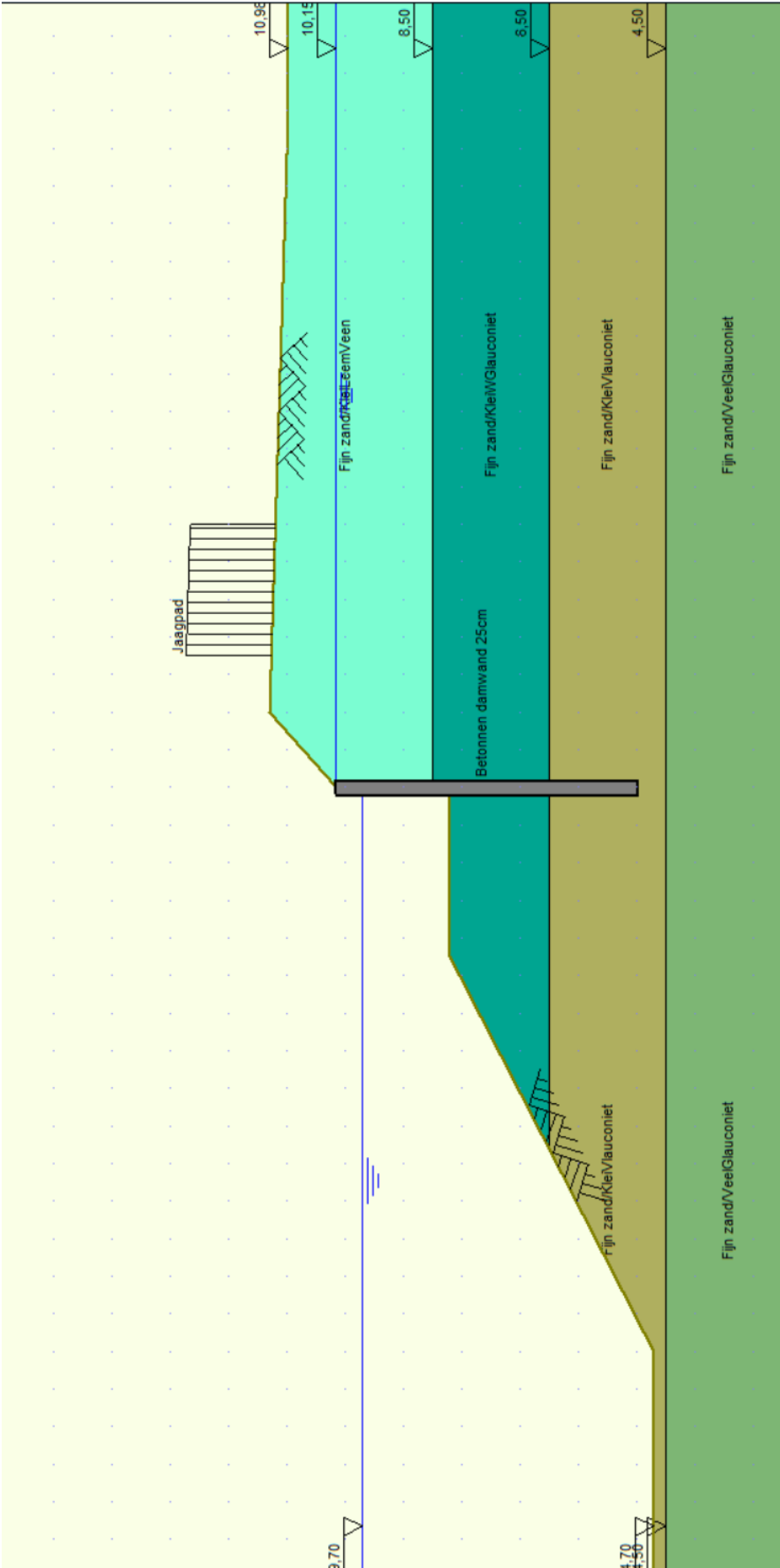
Bijlage H.4: Scenario 4

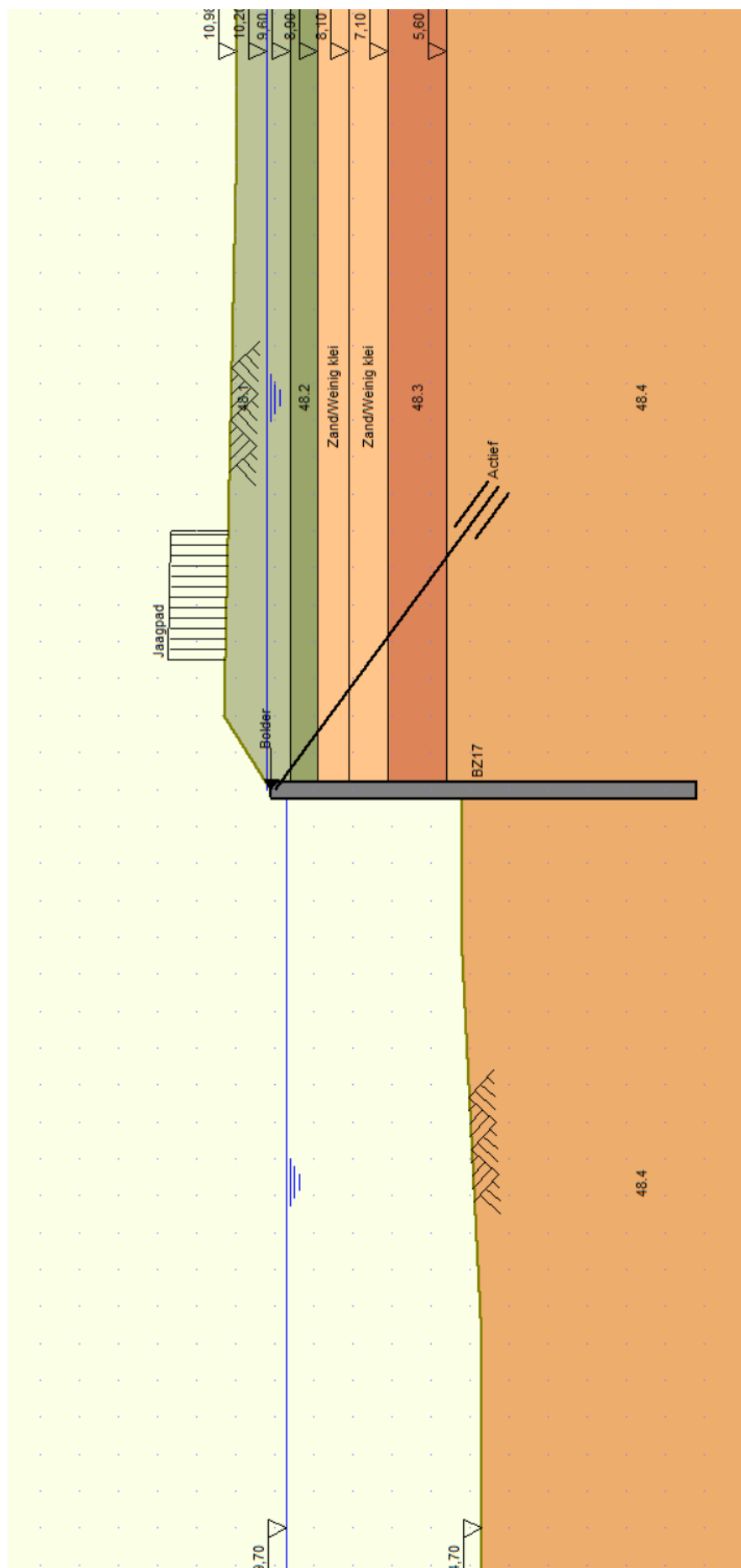


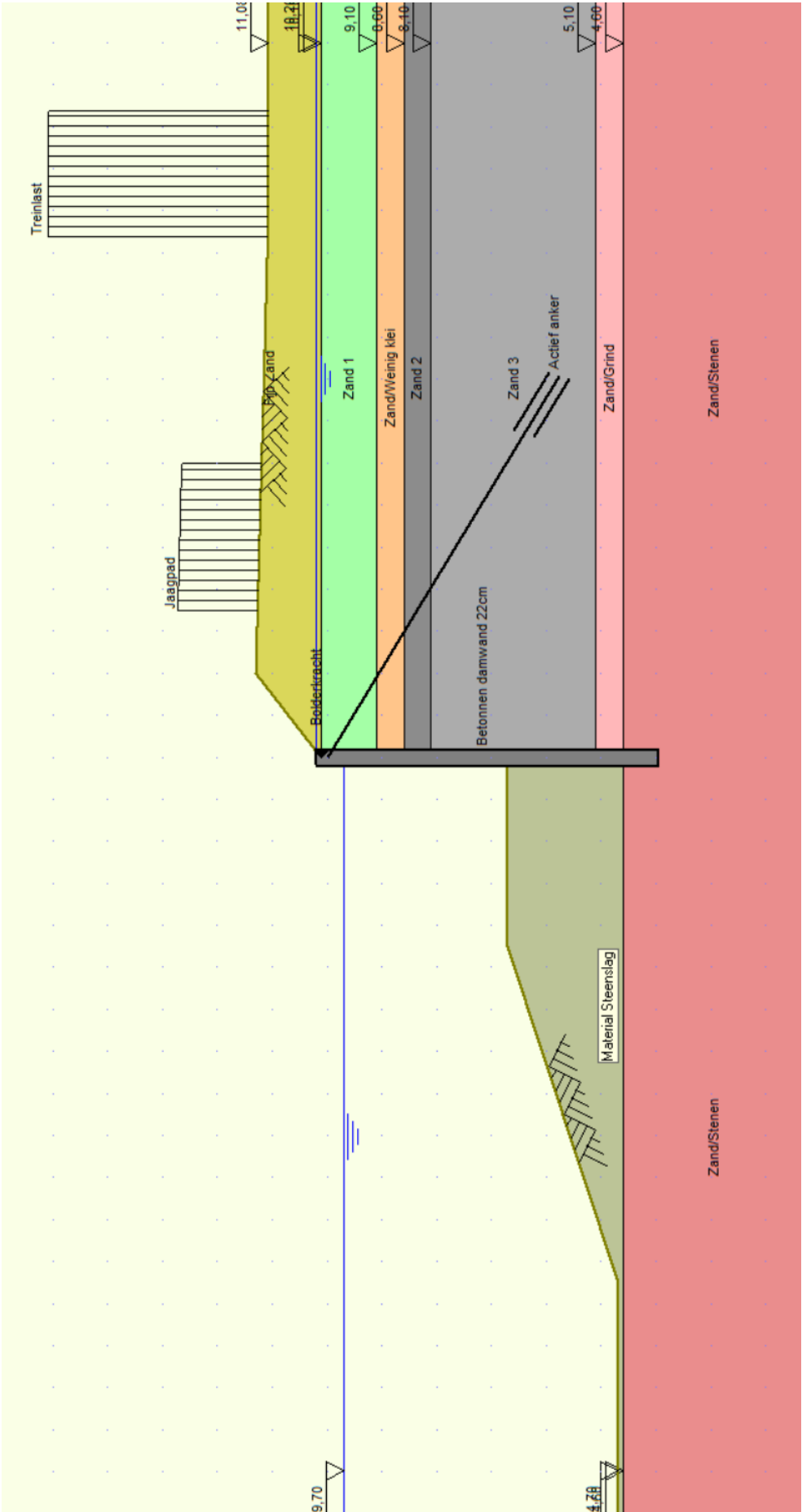


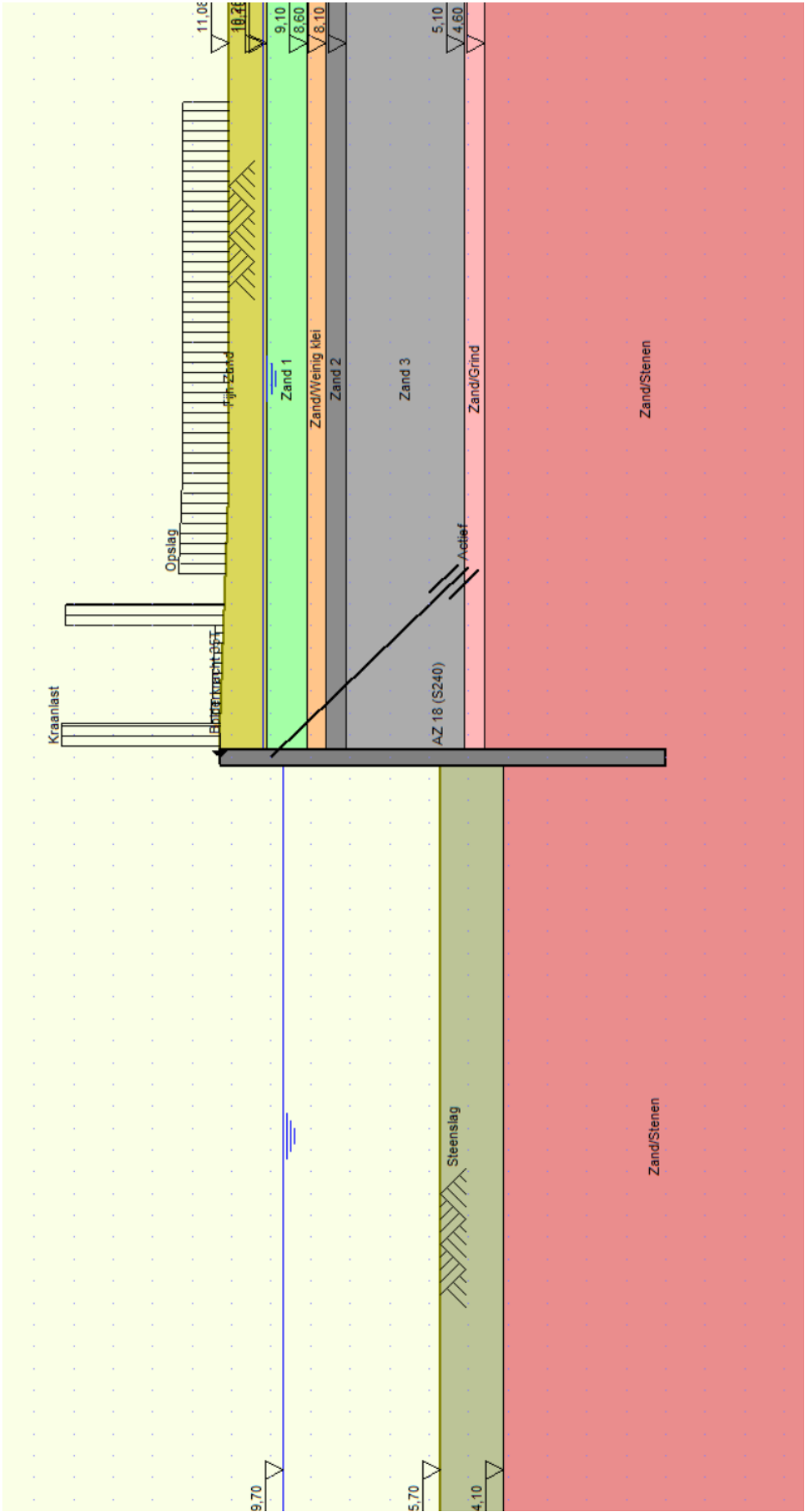


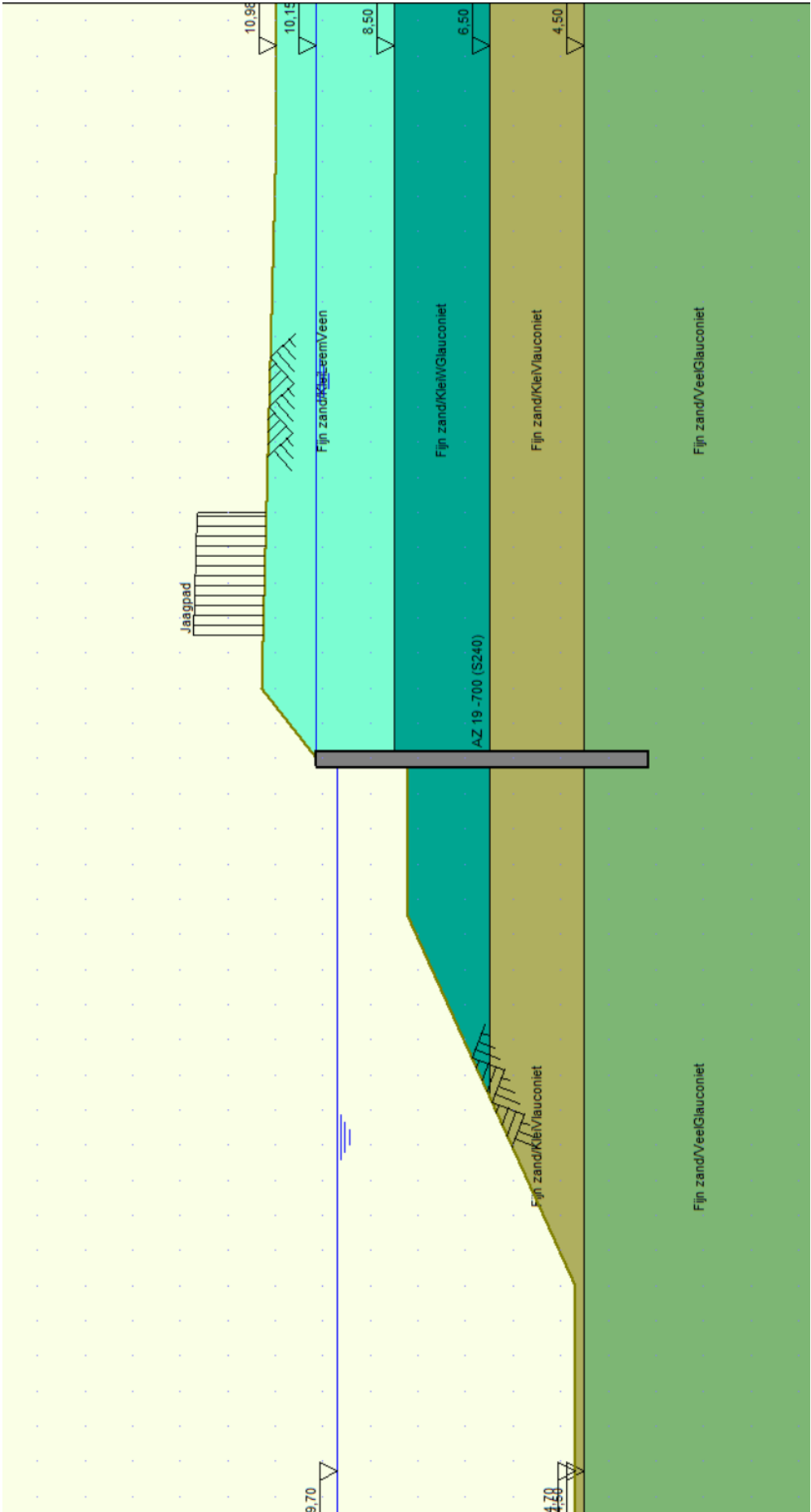












Bijlage I.1: Resultaten scenario 2

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Ankerkracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-37,2	41,27	-45,22	45,6	36,86	1,78
Verhoogd	GGT	-40,1	41,1	-46,71	52,7	39,78	1,75
Streefpeil	GGT	-44,8	40,17	-48,56	56,2	44,55	1,69
Verlaagd	GGT	-59,5	42,29	-55,01	61,7	47,85	1,64
Absoluut minimum	GGT	Numeriek onstabiel					1,57

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	36,86	302,252	392,4	279,375	0,77	5,05
Verhoogd	39,78	326,196	392,4	278,626	0,83	4,67
Streefpeil	44,55	365,31	392,4	277,386	0,93	4,15
Verlaagd	47,85	392,37	392,4	276,078	1,00	3,85
Absoluut minimum	Numeriek onstabiel					

Aangepast grondwaterstand

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)	
Verlaagd	ANB set 1	54,94	-67,31	57,3	63,7	
	ANB set 2	Numeriek onstabiel				
Absoluut minimum	ANB set 1	53,61	-66,74	58,0	66,99	
	ANB set 2	Numeriek onstabiel				
Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	F _s
Verlaagd	GGT	-45	39,64	-48,38	56,6	1,68
Absoluut minimum	GGT	-45,2	38,67	-47,98	57,3	1,66
Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Verlaagd	44,75	366,95	392,4	283,426	0,94	4,22
Absoluut minimum	44,97	368,754	392,4	294,271	0,94	4,36

Bijlage I.2: Resultaten scenario 3

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker- kracht 40T (kN/m)	Anker- kracht 12T (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	44,15	47,41	46,6	37,42	57,52
	ANB set 2	-71,33	-49,98	76,6	38,20	52,55
Verhoogd	ANB set 1	-45,84	50,42	49,0	39,63	60,14
	ANB set 2	-78,50	-53,71	78,4	40,37	54,87
Streefpeil	ANB set 1	-56,99	55,38	52,8	43,27	64,30
	ANB set 2	-91,61	-60,00	81,1	43,89	58,51
Verlaagd	ANB set 1	-67,63	-60,92	56,1	46,51	67,88
	ANB set 2	-101,66	-65,59	83,3	46,95	61,61
Absoluut minimum	ANB set 1	-87,64	-71,46	61,2	52,15	73,87
	ANB set 2	-121,45	-74,92	87,1	52,17	66,69

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker- kracht 40T (kN/m)	Anker- kracht 12T (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-18,0	32,39	35,53	46,7	26,68	40,57	1,45
Verhoogd	GGT	-18,5	-35,55	37,76	49,1	28,32	42,50	1,43
Streefpeil	GGT	-19,2	-43,82	41,43	52,9	31,02	64,30	1,38
Verlaagd	GGT	-19,8	-51,70	-44,72	56,2	33,42	48,25	1,34
Absoluut minimum	GGT	-23,2	-66,51	-52,53	61,3	37,60	52,68	1,28

Bijlage I.3: Resultaten scenario 4

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	58,16	-58,33	44,2	48,87
	ANB set 2	-75,95	-46,43	74,7	57,50
Verhoogd	ANB set 1	60,11	-61,87	46,6	53,43
	ANB set 2	-82,72	-50,43	76,5	61,92
Streefpeil	ANB set 1	-63,39	-67,57	50,5	60,89
	ANB set 2	-94,37	-56,91	79,0	69,07
Verlaagd	ANB set 1	-72,95	-71,23	53,7	67,45
	ANB set 2	-105,00	-62,48	81,3	75,21
Absoluut minimum	ANB set 1	-91,14	-76,38	58,8	78,69
	ANB set 2	-124,07	-71,76	84,4	85,45

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-22,6	43,08	-43,21	44,2	36,2	1,58
Verhoogd	GGT	-24,5	43,53	-45,83	46,6	39,58	1,55
Streefpeil	GGT	-27,6	-46,96	-50,05	50,5	45,1	1,50
Verlaagd	GGT	-30,2	-54,04	-52,76	53,7	49,96	1,45
Absoluut minimum	GGT	-34,4	-67,51	-56,58	58,8	58,29	1,38

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	36,2	175,57	392,4	252,423	0,45	4,65
Verhoogd	39,58	191,963	392,4	251,561	0,49	4,24
Streefpeil	45,1	218,735	392,4	250,144	0,56	3,70
Verlaagd	49,96	242,306	392,4	248,860	0,62	3,32
Absoluut minimum	58,29	282,707	392,4	246,601	0,72	2,82

Bijlage I.4: Resultaten scenario 5

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	-80,01	63,58	27,0	107,8
	ANB set 2	-99,69	-61,13	51,1	99,63
Verhoogd	ANB set 1	-87,40	67,79	28,1	113,34
	ANB set 2	-107,67	-65,42	53,0	104,59
Streefpeil	ANB set 1	-100,07	74,67	30,0	122,23
	ANB set 2	-121,46	-72,48	56,1	112,95
Verlaagd	ANB set 1	-111,81	80,72	31,7	129,87
	ANB set 2	-134,49	-78,71	58,8	120,45
Absoluut minimum	ANB set 1	-133,36	91,46	34,9	142,67
	ANB set 2	-158,87	-89,49	63,2	133,69

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-5,4	-60,39	47,52	27,1	77,05	1,73
Verhoogd	GGT	-5,9	-65,86	50,63	28,1	81,16	1,70
Streefpeil	GGT	-6,7	-75,27	55,72	30,1	87,75	1,66
Verlaagd	GGT	-7,5	-83,98	60,2	31,8	93,41	1,62
Absoluut minimum	GGT	-9,1	-99,97	68,15	34,9	102,9	1,56

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	77,05	198,789	392,4	247,920	0,51	2,15
Verhoogd	81,16	209,393	392,4	246,699	0,53	2,03
Streefpeil	87,75	226,395	392,4	244,822	0,58	1,86
Verlaagd	93,41	240,998	392,4	243,178	0,61	1,74
Absoluut minimum	102,9	265,482	392,4	240,424	0,68	1,56

Bijlage I.5: Resultaten scenario 6

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	45,3	39,08	25,9	23,64
	ANB set 2	55,54	-44,46	54,4	28,24
Verhoogd	ANB set 1	68,37	42,94	27,5	26,96
	ANB set 2	58,15	-48,7	57,5	31,79
Streefpeil	ANB set 1	79,58	-49,46	25,5	32,35
	ANB set 2	60,51	-54,67	62,4	37,84
Verlaagd	ANB set 1	-51,18	46,88	29,5	45,58
	ANB set 2	-64,15	44,4	58,5	47,18
Absoluut minimum	ANB set 1	102,75	-59,48	37,5	45,04
	ANB set 2	Numeriek onstabiel			

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-18,9	45,3	28,95	25,9	17,51	1,77
Verhoogd	GGT	-21,5	50,64	31,81	27,5	19,97	1,73
Streefpeil	GGT	-25,8	58,95	-36,64	30	23,96	1,68
Verlaagd	GGT	-29,4	65,72	-42,06	32,6	27,45	1,63
Absoluut minimum	GGT	-35,5	76,11	-51,47	37,5	33,36	1,56

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	17,51	143,582	392,4	259,199	0,37	9,87
Verhoogd	19,97	163,754	392,4	258,966	0,42	8,65
Streefpeil	23,96	196,472	392,4	258,441	0,50	7,19
Verlaagd	27,45	225,09	392,4	257,876	0,57	6,26
Absoluut minimum	33,36	273,552	392,4	256,756	0,70	5,13

Aangepaste grondwaterstand

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)	
Absoluut minimum	ANB set 1	81,65	51,37	31,2	32,94	
	ANB set 2	59,88	-56,6	64,8	39,94	
Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	F _s
Absoluut minimum	GGT	-26,1	60,48	38,05	31,2	2,05
Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut minimum	22,4	183,68	392,4	272,294	0,47	8,10

Bijlage I.6: Resultaten scenario 7

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Ankerkracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-50,8	191,44	-101,73	18,3	151,71	2,13
Verhoogd	GGT	-51,7	195,4	-104,19	18,9	154,55	2,1
Streefpeil	GGT	-62,1	220,88	-107,97	20,4	155,71	2,06
Verlaagd	GGT	-74,2	249,06	-118,22	21,9	155,71	2,02
Absoluut minimum	GGT	-95,6	296,28	-136,58	24,6	155,71	1,96

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	151,71	382,309	392,4	477,812	0,97	2,10
Verhoogd	154,55	389,466	392,4	476,000	0,99	2,05
Streefpeil	155,71	392,389	392,4	472,418	1,00	2,02
Verlaagd	155,71	392,389	392,4	468,977	1,00	2,01
Absoluut minimum	155,71	392,389	392,4	463,012	1,00	1,98

Bijlage I.7: Resultaten scenario 8

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	236,57	-156,15	37,0	235,91
	ANB set 2	-187,88	158,04	74,8	133,51
Verhoogd	ANB set 1	241,8	-160,97	38,3	241,47
	ANB set 2	-200,24	-163,04	75,9	239,29
Streefpeil	ANB set 1	248,10	-169,68	40,7	250,74
	ANB set 2	-221,86	-171,33	77,8	248,86
Verlaagd	ANB set 1	253,35	-176,93	42,8	258,76
	ANB set 2	-241,54	-178,53	79,0	257,17
Absoluut minimum	ANB set 1	258,66	-189,11	46,6	272,76
	ANB set 2	-277,75	-190,94	81,6	271,50

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker- kracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-57,3	174,07	-115,61	36,9	171,92	1,60
Verhoogd	GGT	-58,5	177,97	-119,17	38,2	176,04	1,59
Streefpeil	GGT	-60,5	182,68	-169,68	40,6	182,90	1,56
Verlaagd	GGT	-62,2	186,64	-130,37	42,7	188,83	1,54
Absoluut minimum	GGT	-65,1	190,64	-139,41	46,5	199,19	1,51

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	171,92	481,376	1230	1090,070	0,39	4,23
Verhoogd	176,04	492,912	1230	1088,428	0,40	4,12
Streefpeil	182,9	512,12	1230	1082,860	0,42	3,95
Verlaagd	188,83	528,724	1230	1078,132	0,43	3,81
Absoluut minimum	199,19	557,732	1230	1069,615	0,45	3,58

Bijlage I.8: Resultaten scenario 9

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-15,4	35,52	36,21	51,9	1,40
Verhoogd	GGT	-20,5	41,33	-43,19	58,0	1,36
Streefpeil	GGT	-36,0	50,92	-57,01	69,4	1,32
Verlaagd	GGT	Numeriek onstabiel				
Absoluut minimum	GGT	Numeriek onstabiel				

Aangepast grondwaterstand

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm)	Dwarskracht (kN)	Passieve weerstand (%)
Verlaagd	GGT	-31,2	46,51	-40,07	58,9
Absoluut minimum	GGT	-44,1	50,85	-45,90	65,3

Bijlage I.9: Resultaten scenario 10

Waterstand	Falingstype	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)
Absoluut maximum	ANB set 1	117,39	72,63	22,6	84,63
	ANB set 2	105,13	63,67	40,1	81,25
Verhoogd	ANB set 1	123,86	76,70	23,4	89,57
	ANB set 2	110,16	66,55	41,3	85,56
Streefpeil	ANB set 1	134,26	83,44	24,7	97,50
	ANB set 2	118,33	71,28	43,3	92,55
Verlaagd	ANB set 1	143,31	89,32	25,9	104,31
	ANB set 2	125,35	75,49	45,1	98,64
Absoluut minimum	ANB set 1	158,66	99,55	27,9	115,68
	ANB set 2	136,98	82,71	48,5	109,00

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Anker-kracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-24,7	84,94	53,51	22,5	60,14	2,85
Verhoogd	GGT	-26,2	89,75	56,53	23,3	63,79	2,79
Streefpeil	GGT	-28,6	97,49	61,53	24,6	69,66	2,71
Verlaagd	GGT	-30,6	104,24	65,90	25,8	74,69	2,64
Absoluut minimum	GGT	-34,0	115,67	73,49	27,0	83,09	2,53

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	60,14	210,49	451,26	322,593	0,47	3,58
Verhoogd	63,79	223,265	451,26	321,383	0,49	3,36
Streefpeil	69,66	243,810	451,26	319,370	0,54	3,06
Verlaagd	74,69	261,415	451,26	317,567	0,58	2,83
Absoluut minimum	83,09	290,815	451,26	314,396	0,64	2,52

Bijlage I.10: Resultaten advies scenario 2

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Ankerkracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-32,6	42,04	-32,16	35,8	32,28	1,83
Verhoogd	GGT	-34,5	43,83	-33,89	37,8	34,21	1,8
Streefpeil	GGT	-37,6	46,34	37,15	41,1	37,27	1,74
Verlaagd	GGT	-37,6	45,99	37,53	41,5	37,31	1,73
Absoluut minimum	GGT	-37,6	45,23	38,05	42,1	37,28	1,71

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienstlast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	32,28	264,696	392,4	289,964	0,67	5,99
Verhoogd	34,21	280,522	392,4	289,680	0,71	5,65
Streefpeil	37,27	305,614	392,4	289,216	0,78	5,17
Verlaagd	37,31	305,942	392,4	295,993	0,78	5,29
Absoluut minimum	37,28	305,696	392,4	308,137	0,78	5,51

Bijlage I.11: Resultaten advies scenario 7

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	Ankerkracht (kN/m)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-45,1	273,89	-111,67	23,2	148,26	2,18
Verhoogd	GGT	-45,6	273,82	-111,48	23,3	148,33	2,16
Streefpeil	GGT	-46,5	273,64	-111,80	23,5	148,40	2,14
Verlaagd	GGT	-47,4	273,41	-110,90	23,7	148,43	2,12
Absoluut minimum	GGT	-47,9	272,77	-110,47	24,0	148,44	2,11

Waterstand	Ankerkracht (kN/m)	Ankerkracht (kN)	Dienslast (kN)	Kranz Ankersterkte (kN/m)	Ankerkracht x 1,5 (kN/m)	Capaciteit ankerkrachten (-)	Capaciteit Kranz (-)
Absoluut maximum	148,26	373,6152	392,4	528,998	222,39	0,95	2,38
Verhoogd	148,33	373,7916	392,4	532,488	222,495	0,95	2,39
Streefpeil	148,4	373,968	392,4	538,339	222,6	0,95	2,42
Verlaagd	148,43	374,0436	392,4	543,633	222,645	0,95	2,44
Absoluut minimum	148,44	374,0688	392,4	553,222	222,66	0,95	2,48

Bijlage I.12: Resultaten advies scenario 9

Waterstand	Falingstype	Verplaatsing (mm)	Moment (kNm/m)	Dwarskracht (kN/m)	Passieve weerstand (%)	F _s
Absoluut maximum	GGT	-6,0	41,54	-20,80	27,4	1,87
Verhoogd	GGT	-7,1	47,58	-24,09	29,2	1,84
Streefpeil	GGT	-8,9	57,35	-29,49	32,0	1,78
Verlaagd	GGT	-9,3	59,58	-30,84	33,0	1,76
Absoluut minimum	GGT	-9,3	58,96	-30,71	33,7	1,73