

2014•2015
FACULTEIT INDUSTRIËLE INGENIEURSWETENSCHAPPEN
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

Onderzoek naar falingsmechanismen, renovatietechnieken en vernieuwingsmogelijkheden voor oeverconstructies langs het Albertkanaal

Promotor :
Prof. ir. Bart VAN ZEGBROECK

Promotor :
ing. DIRK VERHOEVEN

Brecht Schrijvers

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

Gezamenlijke opleiding Universiteit Hasselt en KU Leuven

2014•2015
Faculteit Industriële
ingenieurswetenschappen
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

Onderzoek naar falingsmechanismen, renovatietechnieken
en vernieuwingsmogelijkheden voor oeverconstructies
langsheen het Albertkanaal

Promotor :
Prof. ir. Bart VAN ZEGBROECK

Promotor :
ing. DIRK VERHOEVEN

Brecht Schrijvers

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

Voorwoord

Graag betuig ik mijn dank aan de verschillende personen die mij geholpen hebben bij het tot stand brengen van deze masterproef.

In de eerste plaats bedank ik ing. D. Verhoeven voor de goede begeleiding als externe promotor. Daarnaast wil ik nog enkele andere personen van nv De Scheepvaart bedanken, in het bijzonder ir. T. Kurvers voor de uitleg van het rekenprogramma *D-Sheet piling*, alsook G. Schreurs en B. Leus voor het bereidwillig aanleveren van de nodige documentatie.

Eveneens bedank ik mijn interne promotor, Prof. ir. lic. B. Van Zegbroeck, voor de feedback en adviezen die geleid hebben tot een vlotte en goede afwerking van deze masterproef.

Tot slot bedank ik mijn vriendin, C. Aegten, en zus, E. Schrijvers, voor het nalezen en verbeteren van deze masterproef.

Inhoud

Voorwoord	1
Lijst met tabellen.....	7
Lijst met figuren.....	9
Lijst van afkorting en symbolen	11
Abstract Nederlands	15
Abstract English.....	17
1. Inleiding	19
1.1 De scheepvaart in België algemeen	19
1.2 Nv De Scheepvaart.....	19
1.3 De geschiedenis van het Albertkanaal	20
1.4 Probleemstelling en relevantie van het onderzoek.....	23
1.5. Schadegevallen	24
1.5.1 Verschuiven van de damwand door gronduitspoeling voor de damwand	24
1.5.2 Inzakken betonnen taludplaten door gronduitspoeling achter de damwand	26
1.6 Doelstellingen	28
2. Literatuurstudie	29
2.1 Keerstructuren	29
2.1.1 Gewichtsmuren	29
2.1.2 Console of cantilever muren.....	29
2.1.3 Damwand met of zonder verankering.....	29
2.2. Types oeververdediging langs het Albertkanaal	30
2.2.1 Kaaimuur	30
2.2.2 Damplank met kopbalk en taludplaat	31
2.2.3 In de grond gevormde damwand.....	32
2.3. Constructie en ondergrond	33
2.3.1 Constructie oeververdediging.....	33
2.3.2 Ondergrond	36
2.4 Bezwijkmechanismen	42
2.4.1 Algehele stabiliteit van een damwand.....	42
2.4.2 Afschuiven volgens glijvlak, methode van Bishop.....	51
2.4.3 Bezwijken van grondankers volgens stabiliteitsmethode van Kranz.....	53
2.5. Grenstoestanden.....	58

2.5.1 Uiterste grenstoestanden	58
2.5.2 Partiële belastingfactoren	60
2.5.3 Materiaalfactoren.....	60
2.5.4 Bruikbaarheidsgrenstoestand	60
2.6. D-Sheet Piling	61
2.6.1 Berekeningsmethoden D-Sheet Piling	62
3. Berekeningen.....	63
3.1. Case studies.....	63
3.1.1 Berekeningswijze	69
3.1.2 Aannames	69
3.1.3 Rekenoptie D-Sheet volgens EC7 B	70
3.2. Case 1	71
3.2.1 Eigenschappen damplank	71
3.2.2 Grondeigenschappen	71
3.2.3 Oorspronkelijk grondniveau in fase 2.....	71
3.2.4 Instabiliteit volgens DA 1.2 in fase 7.....	73
3.2.5 Instabiliteit volgens DA 1.1 in fase 20	75
3.3. Case 2	77
3.3.1 Eigenschappen damplank	77
3.3.2 Grondeigenschappen	77
3.3.3 Oorspronkelijk grondprofiel in fase 2.....	78
3.3.4 Grondniveau daling van 0,5 meter bij fase 12.....	79
3.3.5 Grondniveau daling tot 1,5 meter bij fase 32	80
3.4. Case 3	83
3.4.1 Eigenschappen damplank	83
3.4.2 Grondeigenschappen	83
3.4.3 Oorspronkelijk grondprofiel tevens faling volgens DA 1.2 in fase 2.....	84
3.4.4 Fase 8: Instabiliteit volgens DA 1.1.....	85
3.5. Case 4.....	87
3.5.1 Eigenschappen damplank	87
3.5.2 Grondeigenschappen	87
3.5.3 Oorspronkelijk grondprofiel in fase 2.....	87
3.5.4 Instabiliteit volgens DA 1.2 in fase 8.....	89
3.5.5 Instabiliteit volgens DA 1.1 in fase 27	91

3.6. Case 5.....	93
3.6.1 Eigenschappen damplank	93
3.6.2 Grondeigenschappen	93
3.6.3 Oorspronkelijk grondprofiel tevens faling volgens DA 1.2 in fase 2.....	94
3.6.4 Instabiliteit volgens DA 1.1 in fase 13	95
3.7. Case 6.....	97
3.7.1 Eigenschappen damplank	97
3.7.2 Grondeigenschappen	97
3.7.3 Oorspronkelijk grondprofiel in fase 2.....	97
3.7.4 Instabiliteit volgens DA 1.2 in fase 9	99
3.7.5 Instabiliteit volgens DA 1.1 in fase 23	100
4. Resultaten	103
5. Renovatie en vernieuwing van de infrastructuur	107
5.1. Renovatiemogelijkheden aan bestaande infrastructuur	107
5.1.1 Herstellingen damwand	107
5.1.2 Toepassingen om bodemerosie tegen te gaan.....	110
5.2. Vernieuwen infrastructuur	118
5.2.1 Kunststof damplanken	118
5.2.2 Grasbetontegels als taludplaat	121
6. Conclusie	123
Referenties	125

Lijst met tabellen

Tabel 1: Evolutie Belgische binnenvaartvloot voor droge ladingschepen 2004-2013.....	19
Tabel 2: Waterwegen beheert door nv De Scheepvaart	19
Tabel 3: Waardes voor de wrijvingshoek tussen de wand en grond.....	50
Tabel 4: Veiligheidscoëfficiënt bij bepaalde ankerhelling.....	56
Tabel 5: Partiële veiligheidsfactoren voor belastingen of belastingseffecten	59
Tabel 6: Partiële factoren voor grondparameters	59
Tabel 7: Rekenopties volgens Eurocode 7 Belgische nationale bijlage	70
Tabel 8: Eigenschappen damplank case 1	71
Tabel 9: Grondeigenschappen case 1	71
Tabel 10: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 1	72
Tabel 11: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.2 in fase 7 voor case 1	74
Tabel 12: Samenvattende tabel maxima per grondverlagingsniveau tot falen van case 1	76
Tabel 13: Eigenschappen damplank case 2	77
Tabel 14: Eigenschappen passieve verankering case 2.....	77
Tabel 15: Grondeigenschappen case 2	77
Tabel 16: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 2	78
Tabel 17: Maxima berekening tot 0,5 meter grondverlaging voor case 2	80
Tabel 18: Maxima berekening tot 1,5 meter grondverlaging voor case 2	82
Tabel 19: Eigenschappen damplank case 3	83
Tabel 20: Grondeigenschappen case 3	83
Tabel 21: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 3	84
Tabel 22: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.1 in fase 8 voor case 3	86
Tabel 23: Eigenschappen damplank case 4	87
Tabel 24: Grondeigenschappen case 4	87
Tabel 25: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 4	88
Tabel 26: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.2 in fase 8 voor case 4	90
Tabel 27: Samenvattende tabel maxima per grondverlagingsniveau tot falen van case 4	92
Tabel 28: Eigenschappen damplank case 5	93
Tabel 29: Eigenschappen passieve verankering case 5.....	93
Tabel 30: Grondeigenschappen case 5	93
Tabel 31: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 5	94
Tabel 32: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.2 in fase 7 voor case 5	96
Tabel 33: Eigenschappen damplank case 6	97
Tabel 34: Grondeigenschappen case 6	97
Tabel 35: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 6	98
Tabel 36: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.2 in fase 9 voor case 6	99
Tabel 37: Samenvattende tabel maxima per grondverlagingsniveau tot falen van case 6	101
Tabel 38: Samenvattende tabel cases.....	104
Tabel 39: Vergelijking tussen verschillende types van vinyl damplanken	118
Tabel 40: Vergelijking tussen de verschillende types van composiet damplanken	119
Tabel 41: Vergelijking tussen de verschillende types damplanken	120

Lijst met figuren

Figuur 1: Evolutie droge ladingschepen Belgische binnenvloot 2004-2013.....	19
Figuur 2: CEMT-klasse waterwegen België	18
Figuur 3: Dwarsprofiel Albertkanaal 1930.....	20
Figuur 4: Verbreding Albertkanaal t.o.v. oorspronkelijk dwarsprofiel 1930	21
Figuur 5: Evolutie van vervoerde tonnage en aantal schepen op het Albertkanaal.....	21
Figuur 6: Schadegevallen oeververdediging	23
Figuur 7: Bodemerosie door schepen	24
Figuur 8: Grafiek die het oud bodempeil vergelijkt met het nieuwe	25
Figuur 9: Gaten in stalen damplank door corrosie	26
Figuur 10: Corrosie aansluiting damwand met kopbalk	26
Figuur 11: Verschuiving damwanden ten opzichte van elkaar	27
Figuur 12: Wapening bloot door slecht beton	27
Figuur 13: Verschillende types keerstructuren	29
Figuur 14: Kaaimuur langs het Albertkanaal	30
Figuur 15: Opbouw oeververdediging beton en staal	31
Figuur 16: Uitvoering diepwand	32
Figuur 17: Detailtekening dwarsdoorsnede oeververdediging	33
Figuur 18: Doorsnede betonnen damplank	34
Figuur 19: Doorsnede stalen damplank Z-profiel	34
Figuur 20: Detailtekening aansluiting kopbalk met damplank en taludplaat	35
Figuur 21: Volume en het gewicht voor de verschillende bestanddelen.....	36
Figuur 22: Krachtenwerking van blokje op een helling	37
Figuur 23: Spanningen op een vlak onder een hoek α	38
Figuur 24: De cirkel van Mohr.....	40
Figuur 25: Breukcriterium Mohr-Coulomb.....	41
Figuur 26: Neutrale gronddruk bij een damwand	42
Figuur 27: (a) Bewegende damwand; (b) Grondrukken theorie volgens Rankine	43
Figuur 28: Actief spanningsdiagram damwand.....	45
Figuur 29: Passief spanningsdiagram damwand	46
Figuur 30: Actieve en passieve grensspanningstoestand.....	47
Figuur 31: Krachtendiagram voor passieve gronddruk voor een willekeurig recht glijvlak.....	48
Figuur 32: (a) Geometrische relatie; (b) Culmanns grafische voorstelling	50
Figuur 33: Verdeling glijvlak in lamellen volgens Bishop	51
Figuur 34: Ankerschot.....	54
Figuur 35: Krachtenevenwicht ankerschot	55
Figuur 36: Krachtenevenwicht groutanker	57
Figuur 37: Keuze berekeningsmethode binnen D-Sheet Piling.....	62
Figuur 38: (a) Dwarsprofiel case 1; (b) Luchtfoto case 1	63
Figuur 39: (a) Dwarsprofiel case 2; (b) Luchtfoto case 2	64
Figuur 40: (a) Dwarsprofiel case 3; (b) Luchtfoto case 3	65
Figuur 41: (a) Dwarsprofiel case 4; (b) Luchtfoto case 4	66
Figuur 42: (a) Dwarsprofiel case 5; (b) Luchtfoto case 5	67

Figuur 43: (a) Dwarsprofiel case 6; (b) Luchtfoto case 6	68
Figuur 44: Oorspronkelijk grondprofiel van case 1	72
Figuur 45: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 1.....	73
Figuur 46: Grondniveau 0,25 meter verlaagd, faalt bij DA 1.2 voor case 1	73
Figuur 47: Grondniveau 0,9 meter verlaagd, faalt bij DA 1.1 voor case 1	75
Figuur 48: Stijging passieve weerstand in functie van de grondverlaging case 1	75
Figuur 49: Oorspronkelijk grondprofiel van case 2	78
Figuur 50: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 2.....	79
Figuur 51: Grondniveau 0,5 meter verlaagd voor case 2	79
Figuur 52: Grondniveau 1,5 meter verlaagd voor case 2	81
Figuur 53: Grafiek passieve weerstand in functie van de grond verlaging voor case 2	81
Figuur 54: Oorspronkelijk grondprofiel van case 3	84
Figuur 55: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 3.....	85
Figuur 56: Grondniveau 0,3 meter verlaagd, faalt bij DA 1.1 voor case 3	85
Figuur 57: Oorspronkelijk grondprofiel van case 4	88
Figuur 58: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 4.....	88
Figuur 59: Grondniveau 0,3 meter verlaagd, faalt bij DA 1.2 voor case 4	89
Figuur 60: Grondniveau 0,3 meter verlaagd, faalt bij DA 1.2 voor case 4	91
Figuur 61: Stijging passieve weerstand per grondverlaging case 4.....	91
Figuur 62: Oorspronkelijk grondprofiel van case 5	94
Figuur 63: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 5.....	95
Figuur 64: Grondniveau 0,55 meter verlaagd, faalt bij DA 1.1 voor case 5	95
Figuur 65: Stijging passieve weerstand bij grondverlaging case 5	96
Figuur 66: Oorspronkelijk grondprofiel van case 6	98
Figuur 67: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 6.....	98
Figuur 68: Grondniveau 0,35 meter verlaagd, faalt bij DA 1.2 voor case 6	99
Figuur 69: Grondniveau 1,05 meter verlaagd, faalt bij DA 1.1 voor case 6	100
Figuur 70: Stijging van passieve weerstand ten opzichte van de grondverlaging	100
Figuur 71: DZI Cofferdam.....	107
Figuur 72: Herstelling betonnen damwand	108
Figuur 73: Herstelling stalen damwand	109
Figuur 74: <i>Geolon® PP</i>	110
Figuur 75: Plaatsing geotextiel achter de damwand.....	111
Figuur 76: <i>Teximat®</i>	112
Figuur 77: <i>Dycel®</i>	113
Figure 78: <i>Flex Mat®</i>	114
Figuur 79: Plaatsingswijze <i>Dycel</i>	114
Figuur 80: Breuksteen	115
Figuur 81: Gebruik losse en gepenetreerde breuksteen,	116
Figuur 82: (a) Asfaltmengsel in mal plaatsen; (b) Asfaltmat in kanaal plaatsen	117
Figuur 83: (a) Afmetingen grasbetontegel; (b) Legpatroon grasbetontegels op landtalud	121

Lijst van afkorting en symbolen

Afkorting	Betekenis
BRO	Basisregistratie Ondergrond
CEMT	Conférence Européenne des Ministres de Transport
CMI	Crane Materials International
CUR	Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving
DA 1.1	Designer approach 1.1
DA 1.2	Designer approach 1.2
DINO	Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond
DOV	Databank ondergrond Vlaanderen
DZI	Droogzetinstallatie
EC	Eurocode
EQU	Grenstoestand van evenwichtsverlies
FRP	Fiber reinforced polymer
GEF-formaat	Geotechnical Exchange Format
GEO	Geotechnische grenstoestanden
ing.	Ingenieur
ir.	Ingenieur
lic.	Licentiaat
MOW	Ministerie van openbare werken
Nv	Naamloze vennootschap
OCR	Over consolidatie ratio
PBV	Promotie Binnenvaart Vlaanderen
prof.	Professor
PP	Polypropyleen
STR	Constructieve grenstoestanden
TAW	Tweede algemene waterpassing
UPL	Opdrijven grenstoestand van de constructie

Grootheid	Omschrijving	Eenheid
α	Hellingshoek	°
α_0	Hoek voor de passieve weerstand	°
β	Hellingshoek	°
β_f	Buchholzfactor	---
γ	Volumegewicht	kg/m ³
γ'	Effectief volumegewicht	kg/m ³
γ^a	Partiële belastingfactor	---
γ_d	Droog volumegewicht	kg/m ³
γ_M	Partiële materiaalfactor	---
γ_{M0}	Partiële veiligheidsfactor	---
γ_{M2}	Partiële veiligheidsfactor	---
γ_v	Verzadigd volumegewicht	kg/m ³
γ_w	Volumegewicht water	kg/m ³
Δ	Relatieve massa dichtheid bodembeschermlaag	---
δ	Externe wrijvingshoek	°
θ_1	Hellingshoek t.o.v. een horizontale voor de actieve zone	°

Grootheid	Omschrijving	Eenheid
θ_2	Hellingshoek t.o.v. een horizontale voor de passieve zone	°
ρ	Specifieke watermassa	kg/m ³
ρ_s	Specifieke massa bodembeschermingsmateriaal	kg/m ³
ξ	Reductiefactor op basis van controleproeven	---
σ_α	Normaalspanning op en oppervlak met een hellingshoek α	N/mm ²
σ_a	Actieve gronddrukspanning	N/mm ²
σ_h	Horizontale spanning	N/mm ²
σ_h'	Effectieve horizontale spanning	N/mm ²
σ_p	Passieve gronddruk spanning	N/mm ²
σ_v	Verticale geostatische spanning	N/mm ²
σ_v'	Effectieve verticale geostatische spanning	N/mm ²
σ_0	Normaalspanning	N/mm ²
σ_0'	Effectieve normaalspanning	N/mm ²
σ_1	Grootste hoofdspinning	N/mm ²
σ_1'	Effectieve grootste hoofdspinning	N/mm ²
σ_2	Kleinste hoofdspinning	N/mm ²
σ_2'	Effectieve kleinste hoofdspinning	N/mm ²
τ	Schuifspanning	N/mm ²
τ'	Effectieve schuifspanning	N/mm ²
τ_f	Kritische schuifspanning	N/mm ²
φ	Wrijvingshoek grond	°
φ'	Effectieve wrijvingshoek grond	°
Ψ_{cr}	Kritische Shields-parameter	---
A_α	Oppervlak waar een normaalspanning σ_α op inwerkt	m ²
A_1	Oppervlak waar spanning op σ_1 inwerkt	m ²
A_2	Oppervlak waar spanning op σ_2 inwerkt	m ²
c	Cohesie	kPa
c'	Effectieve cohesie	kPa
C_d	Grenswaarde voor de rekenwaarde van een belastingseffect	N/mm ²
d	Laag dikte bodembescherming	m
D_n	Nominale steendiameter die voor 50% wordt overschreden	m
E	Grondkerende kracht	N
E_a	Grondreactie kracht volgens actieve gronddruk	kN
E_d	Rekenwaarde van een belastingseffect	N/mm ²
E_l	Grondreactie kracht ten gevolgen van een bovenbelasting	kN
E_p	Passieve gronddruk	N/mm ²
$F_{a,max}$	Maximale ankerkracht	kN
E_l	Grondreactie kracht ten gevolgen van een bovenbelasting	kN
E_p	Passieve gronddruk	N/mm ²
$F_{a,max}$	Maximale ankerkracht	kN
$F_{a,max,hor}$	Maximale horizontale ankerkracht	kN
F_{breuk}	Breukkracht van een ankerstaaf	kN
F_d	Rekenwaarde belasting	
F_{kranz}	Maximaal leverbare ankerkracht volgens Kranz	kN
$F_{Rd,grout}$	Rekenwaarde van de kracht dat het groutlichaam kan opnemen	kN
$F_{Rd,li}$	Rekenwaarde van de kracht dat het ankerlichaam kan opnemen	kN

Grootheid	Omschrijving	Eenheid
$F_{Rd,st}$	Rekenwaarde van de kracht die de ankerstaaf kan opnemen	kN
F_{rep}	Representatieve waarde belasting	kN
F_s	Stabiliteitsfactor	---
$F_{Sd,grout}$	Rekenwaarde van de kracht dat het groutlichaam maximaal kan opnemen	kN
$F_{Sd,li}$	Rekenwaarde van de kracht dat het ankerlichaam maximaal kan opnemen	kN
$F_{Sd,st}$	Rekenwaarde van de kracht die de ankerstaaf maximaal kan opnemen	kN
F_{vloei}	Vloeikracht van de ankerstaaf	kN
G	Gewicht van de grond	kg.m/s ²
g	Valversnelling	m/s ²
G_k	Gewicht van de korrels	kg.m/s ²
G_w	Gewicht van het water	kg.m/s ²
H	Hoogte van de damwand	m
h_1	Hoogte van het ankerschot	m
h_2	Afstand tussen het maaiveld en de onderkant van het ankerschot	m
i	Verwijst naar nummer van een lamel	---
K_a	Coëfficiënt van de actieve gronddruk	---
k_h	Factor t.b.v. de diepte	---
K_p	Coëfficiënt van de passieve gronddruk	---
k_{st}	Factor in verband met talud	---
k_t	Turbulentiefactor	---
K_0	Coëfficiënt van de neutrale gronddruk	---
$K_{0,\beta}$	Coëfficiënt van de neutrale gronddruk bij een hellingshoek β	---
L	Lengte van een recht glijvlak	m
M_{stab}	Stabiliserend moment	kNm
M_{aandr}	Aandrijvend moment	kNm
N	Normaalspanning	N/mm ²
Q_l	Grondreactiekracht werkend onder een hoek φ	kN
R	Grondreactiekracht	N
r	Straal	m
R_d	Rekenwaarde van de weerstand tegen een belasting	N/mm ²
T	Schuifspanning	N/mm ²
u	Stroomsnelheid aan de bodem	m/s
V	Totaal volume van een grond	m ³
V_k	Volume van de korrels	m ³
V_l	Volume van de lucht	m ³
V_p	Volume van de poriën	m ³
V_w	Volume van het water	m ³
X	Lengte van het landtalud	m
X_d	Rekenwaarde grondparameter	kN
X_{rep}	Representatieve waarde grondparameter	kN
z	Een bepaalde diepte	m

Abstract Nederlands

Deze thesis behandelt enerzijds de falingsmechanismen en anderzijds de renovatietechnieken en de vernieuwingsmogelijkheden voor de oeverconstructies langsheen het Albertkanaal. Hierbij wordt er gestreefd naar een onderhouds- en natuurvriendelijk alternatief voor de oeververdediging. Deze oeververdediging heeft als hoofddoel de afkalving van de landtalud te voorkomen. Schadegevallen aan de oeververdediging indiceren dat de werking niet meer optimaal is. Indien de damplanken het begeven, zal bij een kanaal in ophoging (een kanaal waarbij het waterniveau in het kanaal hoger ligt dan het achterliggend maaiveld) het achterliggend gebied overstromen en komt de exploitatie van het kanaal in gedrang.

De globale werking van deze thesis bestaat eruit een analyse te maken van de huidige opbouw van een specifiek type oeververdediging. Hierbij wordt onderzoek gedaan naar de gebruikte materialen, waarna door middel van theorieën uit de grondmechanica de stabiliteit van de constructie wordt onderzocht. De berekeningen die de effecten van gronduitspoeling voor de damplank zullen weergeven, gebeuren met het softwareprogramma *D-Sheet*.

Uit de berekeningen blijkt dat de hoeveelheid grond die uitgespoeld mag worden, beperkt moet zijn om de stabiliteit van de damwand te behouden. Bodemerosie blijkt dus een groot probleem. Hiervoor bieden flexibele erosiematten een oplossing op gebied van renovatie en zijn composiet damplanken een goed alternatief op gebied van vernieuwing van de constructie.

Abstract English

This thesis deals on the one side with the renovation techniques and on the other hand with the replacement options for the sheet pilings and slope plates along the Albertkanaal. The ambition here is to strive for a maintenance and environmentally friendly alternative to protect the bank defenses of the channel. This bank defense has the purpose to prevent the erosion of land slope. Damages along the bank defense indicate that the operation or effect is no longer optimal. If the sheet piling fails, the channel with (a channel where its watermark is higher than the landscape behind) will overflow the whole back area and the operation on the channel will get in a crowd.

The global operation consists in analyzing the current build-up of a specific type of bank protection. It covers the research of the used materials and the stability of the structure examined by theories of soil mechanics. The calculations will show the effects of the soil erosion in front of the sheet piling. These calculations will be done with the software program *D-Sheet*, which was designed especially for this purpose.

The calculations show that the amount of soil washout, must be restricted to maintain the stability of the sheet pilings. Therefore the soil erosion appears to be a major problem. A solution in terms of renovation should be the flexible erosion mats and the composite sheet piling would be the best alternative in terms of replacing the construction.

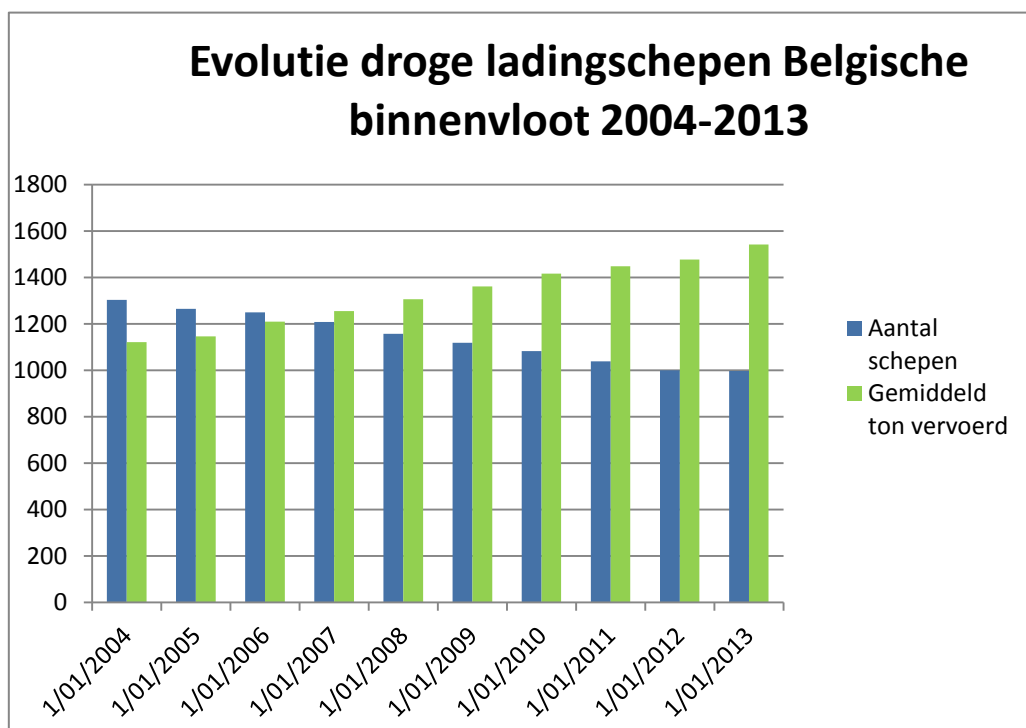
1. Inleiding

1.1 De scheepvaart in België algemeen

De waterwegen in België zijn meer en meer een zeer geëerde manier om aan goederentransport te doen. Volgens gegevens [1] van Promotie Binnenvaart Vlaanderen (PBV) blijkt dat er vanaf het jaar 2004 tot 2013 een stijging was van 37 % qua vloot van droge ladingschepen door Belgische ondernemers uitgedrukt in ton. Tevens kan uit die gegevens besloten worden dat het aantal schepen daalt binnen die tijdsperiode, wat indiceert dat de gebruikte schepen voor het transport van droge lading groter worden. In tabel 1 en figuur 1 worden de gegevens weergegeven over de evolutie van de Belgische binnenvaartvloot voor droge ladingschepen tussen 31 december 2004 tot 31 december 2013.

Tabel 1: Evolutie Belgische binnenvaartvloot voor droge ladingschepen 2004-2013

Toestand op	Aantal schepen	Gemiddeld tonnage vervoerd in miljoen
31/12/2013	997	1,542
31/12/2012	1000	1,477
31/12/2011	1038	1,449
31/12/2010	1083	1,416
31/12/2009	1119	1,362
31/12/2008	1157	1,306
31/12/2007	1208	1,255
31/12/2006	1250	1,209
31/12/2005	1265	1,146
31/12/2004	1304	1,122



Figuur 1: Evolutie droge ladingschepen Belgische binnenvloot 2004-2013

Kanalen zijn geen waterwegen die door de natuur zijn gevormd, maar die door de mens zijn aangelegd. De oeververdediging van een kanaal heeft als hoofddoel afkalving van de landtalud te voorkomen. Als het waterniveau in het kanaal hoger ligt dan het achter liggende maaiveld, dan kunnen we spreken van een kanaal in ophoging. Als het waterniveau lager ligt dan de directe omgeving, spreken we van een kanaal in uitgraving. De eerste kanalen die werden aangelegd, waren relatief klein en voorzien van jaagpaden omdat de schepen nog niet waren voorzien van een motor en werden vooruit getrokken door mensen of paarden. Later, na de Tweede Wereldoorlog, deden de binnenschepen met motoren hun intrede op de kanalen. Hierdoor werden de schepen veel groter en moesten de waterwegen op veel plaatsen verbreed worden. Niet elk schip mag en kan varen op eender welke waterweg. In 1954 is er voor de eerste keer een klassering gemaakt van alle vaarwegen in Europa. Deze klassering gebeurde in zes CEMT-klassen. In 1992 werd een laatste aanpassing van deze classificaties toegepast door de Conférence Européene des Ministres de Transport (CEMT). In figuur 2 [2] is een kaart te zien met de verschillende waterwegen volgens CEMT-klasse in Antwerpen en Limburg. Het Albertkanaal en de Schelde-Rijnverbinding hebben beiden een CEMT-klasse VI en vormen zo de twee grootste waterwegen die nv De Scheepvaart beheert.



Legende CEMT-klasse en sluizen

	Klasse I	250 - 400 T
	Klasse II	400 - 650 T
	Klasse IV	1000 - 1500 T
	Klasse V	1500 - 6000 T
	Klasse VI	3200 - 18000 T
	Verbod door te varen	
	Sluis	

Figuur 2: CEMT-klasse waterwegen België [2]

1.2 Nv De Scheepvaart

Nv De Scheepvaart is een agentschap van de Vlaamse overheid dat grotendeels de waterwegen beheert in de provincies Limburg en Antwerpen. Tot dit gebied behoort 316 kilometer aan kanalen. Tabel 2 [3] geeft een overzicht van al deze waterwegen samen met hun specificaties. Verder beheren zij ook nog een stuk van de Gemeenschappelijke Maas, alle sluizen en bruggen langsheen hun waterwegen en talrijke kaaimuren.

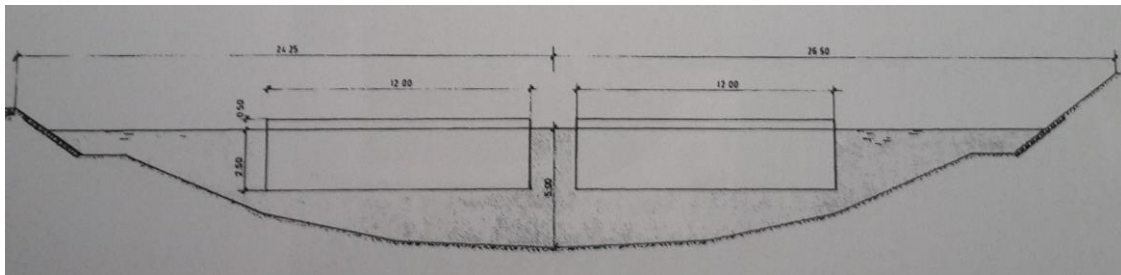
Tabel 2: Waterwegen beheert door nv De Scheepvaart [3]

Naam	Lengte [km]	Van	Naar
Albertkanaal	130	Luik	Antwerpen
Zuid-Willemsvaart	44	Maastricht	Lozen
Kanaal Bocholt-Herentals	57	Bocholt	Herentals
Kanaal Dessel-Turnhout-Schoten	64	Dessel	Schoten
Kanaal Briegden-Neerharen	5	Briegden	Neerharen
Kanaal naar Beverlo	15	Lommel	Beverlo
Kanaal Dessel-Kwaadmechelen	15,5	Dessel	Kwaadmechelen
Schelde-Rijnverbinding	5	Kanaaldok B3	Nederlandse grens
Gemeenschappelijke Maas	/	Smeermaas	Kessenich

Het bedrijf werd in 1928 opgestart onder de naam Dienst der Scheepvaart-Office de la Navigation om de scheepvaart tussen Luik en Antwerpen te verzekeren. In 1930 is men begonnen met de aanleg van het Albertkanaal dat beide steden met elkaar verbindt. Samen met de Schelde-Rijnverbinding vormen deze de belangrijkste waterwegen. In 1976 is het bedrijf opgesplitst in twee instellingen, de Dienst voor Scheepvaart gelegen in Hasselt en Office de la Navigation te Luik. In 2004 werd het bij decreet opgericht als deel van de Vlaamse overheid onder het beleidsdomein Mobiliteit en Openbare Werken (MOW) en kreeg het zo de naam nv De Scheepvaart.

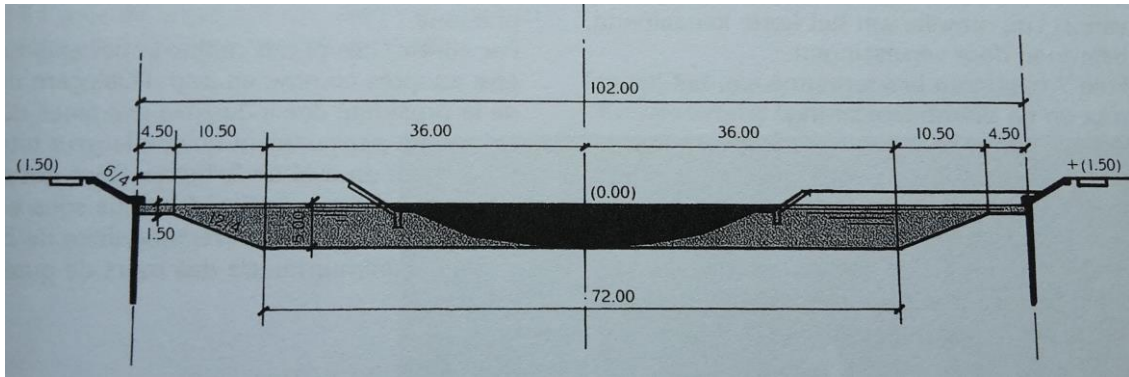
1.3 De geschiedenis van het Albertkanaal

Het Albertkanaal bestaat al 76 jaar en heeft een grote geschiedenis. Afgelopen jaar, bij het 75-jarige bestaan, is er een boek verschenen over het Albertkanaal. Dit gebeurde ook al bij het 50-jarig bestaan. Zoals eerder vermeld, is de start van de werken aan het Albertkanaal begonnen op 31 mei 1930. Het kanaal werd gebouwd om op politiek vlak minder afhankelijk te zijn van Nederland. Omdat Nederland de capaciteit van zijn waterwegen verhoogde, werd de trafiek tussen Rotterdam naar Luik veel interessanter. Op economisch vlak kon men natuurlijk ook veel sneller en goedkoper goederen transporteren. Over de kleinere kanalen kon men slechts 600 ton vervoeren en duurde het 16 dagen om van het industriegebied van Luik naar de haven van Antwerpen te varen. Door de bouw van het Albertkanaal en zijn toenmalige sluisen konden er schepen tot 2000 ton op 5 à 8 dagen hetzelfde traject afleggen. Op 30 juli 1939 werd het Albertkanaal officieel geopend. Het had een lengte van 130 km, waarbij het waterniveau ten opzichte van de TAW-pel +60 meter en in Antwerpen +4,25 meter bedroeg. Dit verschil van bijna 56 meter werd overbrugd door 6 sluisen, waarvan de eerste vijf gelegen waren in Genk, Diepenbeek, Hasselt, Kwaadmechelen en Olen. Die vijf sluisen hadden telkens een verval van circa 10 meter terwijl de laatste sluis in Wijnegem een verval had van 5,45 meter. In figuur 3 is het oorspronkelijke dwarsprofiel van het Albertkanaal te zien. Hierop is duidelijk te zien dat het ontworpen is voor twee rijnschepen van 2000 ton. Deze hebben een breedte van 12 meter, een lengte van 100 meter en een maximale diepgang van 2,8 meter.



Figuur 3: Dwarsprofiel Albertkanaal 1930,[4]

Tijdens de oorlog van 1940-1945 zijn er veel vernielingen gebeurd aan de infrastructuur van het Albertkanaal. In 1947, na de herstelling van de infrastructuur, merkte men al dat de scheepvaart sterk toenam. Dat kwam enerzijds door de motorisering van de voertuigen, maar anderzijds ook door de grote economische welvaart na de oorlog. In de periode van 1947 tot 1960 was de trafiek met 300 % gestegen en werd het tijd om het Albertkanaal te verbreden. In 1962 is men in de provincies Antwerpen en Limburg begonnen met de verbredingswerken en de bouw van duwvaartsluisen, nieuwe oevers en kaaimuren. In 1972 begon men in de provincie Luik, zodat men schepen tot 9000 ton toegang kon verlenen. De opbouw van de oeververdediging bij de verbreding gebeurde in stappen. Ten eerste werd een betonnen of stalen damplank in de grond geplaatst die fungeert als grondkerende constructie tussen het kanaal en het achterliggend maaiveld. Daarna werd op die plank een kopbalk gemonteerd die enerzijds alle damplanken bij elkaar moet houden en anderzijds gebruikt wordt als verbinding tussen de damplank en de taludplaat. Figuur 4 geeft het verschil weer tussen het oorspronkelijke dwarsprofiel in 1930 en het dwarsprofiel na de verbredingswerken. Deze opbouw van de oeververdediging is dezelfde zoals wij ze nu nog kennen en gebruiken.

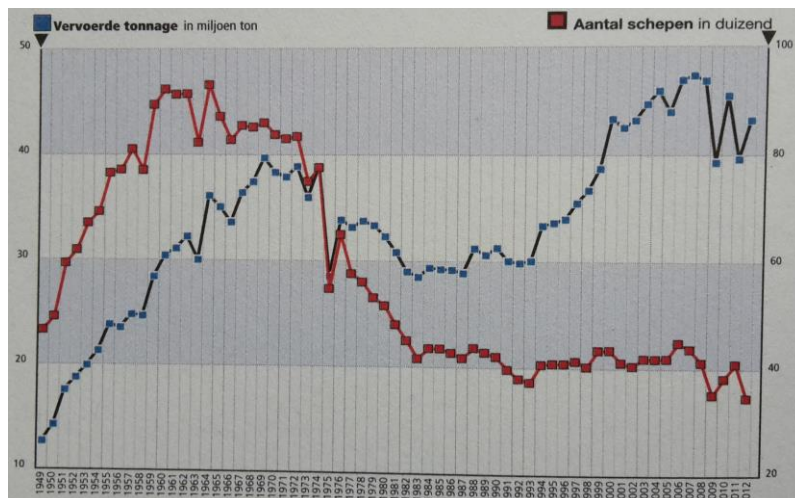


Figuur 4: Verbreding Albertkanaal t.o.v. oorspronkelijk dwarsprofiel 1930, [5]

Nadat deze werken zijn uitgevoerd, werden er geen grote aanpassingen meer gedaan aan het Albertkanaal zelf. In 1992 is de duwvaartsluis in Wijnegem in gebruik genomen en twee jaar later was er de start van de eerste inlandcontainerterminal langs het Albertkanaal in Meerhout. Sindsdien maken containers een sterke opgang binnen de scheepvaart en wil men tegen 2020 alle bruggen verhogen tot deze een doorvaarthoogte hebben van 9,10 meter. Zo kunnen schepen containers vervoeren tot vier niveaus hoog.

Als men de evolutie van de scheepvaart en vervoerde tonnage op het Albertkanaal bekijken, zien we een duidelijke tendens. In figuur 5 wordt die evolutie weergegeven.

Vanaf het jaar 1949 tot 1970 kende de scheepvaart een enorme stijging. Dat kwam, zoals eerder uitgelegd, door de grote economische groei na de oorlog en het motoriseren van de schepen. De daarop volgende twintig jaar beleefde de binnenvaart een crisisperiode. In 1970 braken stakingen uit bij de kolenboeren en er kwam ook een nieuwe grondwet in België die het land in drie gewesten verdeelde. In de volgende jaren bleef Europa groeien. De stakingen hielden aan en in 1975 legde de binnenscheepvaart alle waterwegen negen weken stil. Zij protesteerden tegen de oneerlijke concurrentie van de spoorwegen. Daarnaast eisten ze een indexatie van de vervoertarieven, rekening houdend met de stijgende kosten. Nadat de voornaamste eisen werden ingewilligd, gingen de schippers terug aan het werk.



Figuur 5: Evolutie van vervoerde tonnage en aantal schepen op het Albertkanaal van 1949 tot 2012, [5]

De binnenscheepvaart bleef in een regressie tot 1980. Vanaf dan deden de grotere schepen hun intrede op de waterwegen. Er waren minder schepen nodig om eenzelfde hoeveelheid tonnage te vervoeren. In de jaren '90 kende de scheepvaart een enorme groei. Er was een grote technologische vooruitgang en de economie in Europa deed het goed. Men schonk meer aandacht aan een milieuvriendelijke oplossing en tot op heden is de scheepvaart op vlak van transport nog altijd een goed alternatief. Schepen kunnen steeds meer en meer goederen transporteren, wat ook de kostprijs van het transport verlaagt. In 2009 kende de scheepvaart weliswaar een zware daling door het stilleggen van twee hoogovens in de Luikse staalindustrie. Sindsdien is de scheepvaart terug in opmars. Dit komt vooral door de containertrafiek die records blijft opleveren [4,5,6].

1. 4 Probleemstelling en relevantie van het onderzoek

Nadat de verbredingswerking waren voltooid, is nv De Scheepvaart tot op heden bezig met het vernieuwen en in stand houden van de oeververdediging op het Albertkanaal, maar ook langsheen kleinere kanalen. Op enkele plaatsen werden de kaaimuren verstevigd of vervangen, zijn er nieuwe bruggen gebouwd en heeft men ook de nodige aandacht aan het onderhoud besteed. Maar het is niet mogelijk om in alle gebieden tegelijkertijd deze aanpassingen te doen. De afgelopen jaren treden er echter steeds meer en meer schadegevallen op bij die onbehandelde gebieden. Dit is wellicht te wijten aan de evolutie van de schepen die eerder beschreven werd. Grotere schepen hebben immers meer kracht nodig om zich te verplaatsen. Als gevolg hiervan wordt er grond uitgespoeld, waardoor de diepgang van het kanaal, zowel in het midden als langs de damwand, vergroot wordt. De schadegevallen die in deze thesis worden behandeld, zijn zichtbaar in figuur 6. Op de afbeelding in figuur 6a is te zien dat de betonnen taludplaten verzakken ten opzichte van hun eigenlijke stand. In figuur 6b wordt er een schadebeeld weergegeven van een betonnen damwand die vooruit is gekomen.

De problemen die deze schadegevallen met zich meebrengen, zijn voorlopig nog gering. Maar er zijn indicaties dat de werking van de oeververdedigingen niet meer optimaal is. Op langere termijn, als het probleem onbehandeld blijft, zal er grotere schade optreden. Eén van de mogelijkheden is het bezwijken van het dijklichaam met een dijkbreuk tot gevolg. Een dijkbreuk vormt niet enkel een gevaar voor het achtergelegen gebied, maar ook voor de exploitatie op het kanaal en dient dus te allen tijde vermeden te worden. Daarom is het nuttig om de oorzaken hiervan te onderzoeken.



(a)



(b)

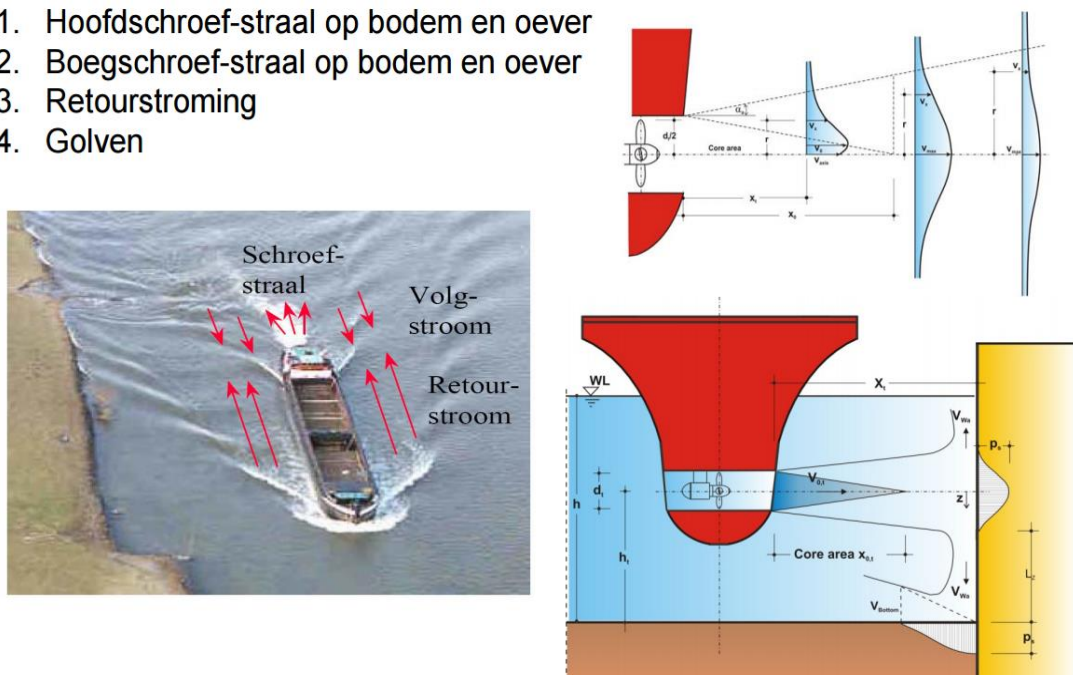
Figuur 6: (a) Inzakken taludplaten linkeroever Eigenbilzen; (b) Vooruit komen damwand rechteroever Geel

1.5. Schadegevallen

1.5.1 Verschuiven van de damwand door gronduitspoeling voor de damwand

Schepen die aanmeren of zich kort langsheen damwanden begeven, kunnen gronduitspoeling of bodemerrosie veroorzaken. Door de hoge snelheden van de hoofdpropeller en de boegschroeven van het schip wordt de grond op het oorspronkelijke grondniveau geërodeerd. In figuur 7 is te zien hoe de grond wordt weggespoeld door de propeller en de schoepen van het schip.

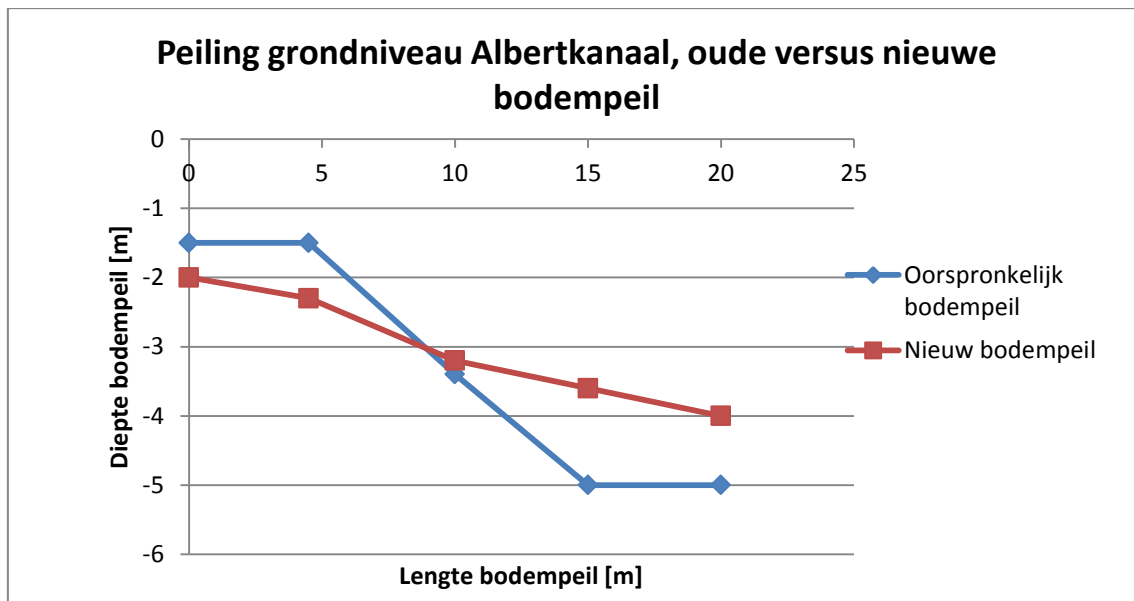
1. Hoofdschroef-straal op bodem en oever
2. Boegschroef-straal op bodem en oever
3. Retourstroming
4. Golven



Figuur 7: Bodemerrosie door schepen [7]

Bij kaaimuren wordt er rekening gehouden met deze gronduitspoeling. Aangezien er schepen met CEMT-Klasse VI [8] op het Albertkanaal mogen varen, heeft men buiten de maximale dieptegang van 3,4 meter ook nog een extra veiligheidsdiepte van 0,3 meter voorzien. Dit is nodig om het fenomeen van de gronduitspoeling te voorkomen.

Bij het type oeververdediging zoals in figuur 4 weergegeven (na de verbredingswerken), heeft men geen extra veiligheidsdiepte voorzien omdat de schepen niet vlak langs de oever varen. In het Albertkanaal werden er reeds peilingen uitgevoerd langsheen dit type oeververdediging om te onderzoeken of het grondniveau gedaald was. Figuur 8 toont een vergelijking tussen het ontworpen grondniveau in het blauw en het huidige grondniveau in het rood.



Figuur 8: Grafiek die het oud bodempeil vergelijkt met het nieuwe

Het oorspronkelijke grondniveau aan de damwand ligt op 1,5 meter onder de waterspiegel terwijl het huidige niveau op 2 meter onder de waterspiegel ligt. De grond is dus ongeveer 0,5 meter gedaald over een lengte van ongeveer 7 meter in het kanaal. Het volume aan weggespoelde grond wordt verplaatst naar rechts waardoor de oorspronkelijke onderwatertalud afvlakt. De grond verdwijnt dus niet, maar verplaatst zich meer naar het midden van het kanaal.

Nadat in 1962 de verbredingswerken waren uitgevoerd, heeft men niet meer de mogelijkheid gehad om alle gebieden langs het Albertkanaal te vernieuwen. In de loop der jaren heeft er zeker het nodige onderhoud plaatsgevonden. Ook het verstevigen of bijbouwen van enkele kaaimuren, bruggen en overslagplateaus heeft men wel gedaan, maar deze aanpassingen zijn niet te vergelijken met die van 1962. Het is dus aannemelijk dat er niet alleen door de schepen gronduitspoeling plaatsvindt, maar ook door natuurlijke erosie gedurende een periode van ongeveer vijftig jaar [5].

1.5.2 Inzakken betonnen taludplaten door gronduitspoeling achter de damwand

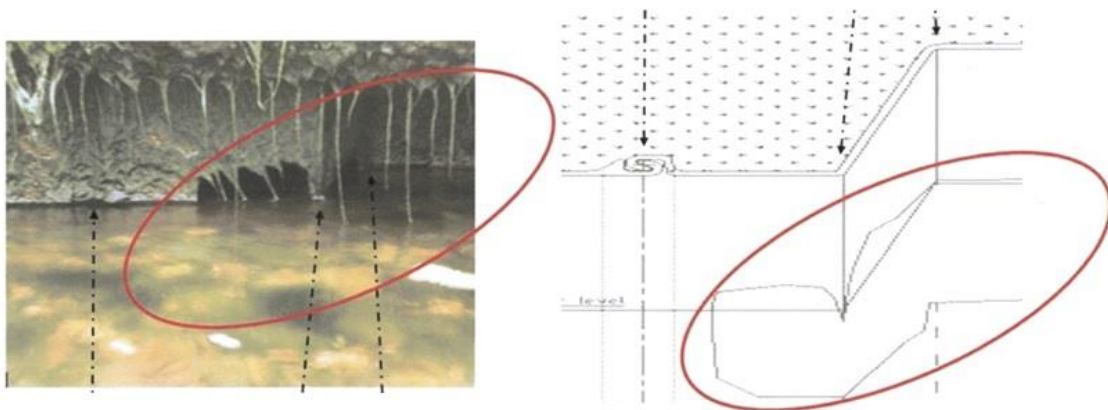
Het schadegeval in figuur 6a is een combinatie van gronduitspoeling voor en achter de damwand. In de vorige paragraaf werd reeds beschreven door welke factoren er gronduitspoeling voor de damwand plaatsvond. In deze paragraaf gaat het over de gronduitspoeling achter de damwand.

In figuur 9 wordt er een eerste oorzaak aangehaald voor gronduitspoeling achter de damwand bij de stalen damplanken. In de loop der jaren is er corrosie opgetreden op de stalen damplank. Die corrosie bevindt zich ongeveer tot op 1 meter onder de waterspiegel. Dit komt omdat staal slechts roest als er lucht aan kan komen. Door deze roestvorming ontstaan er gaten in het staal, hierlangs kan de grond worden uitgespoeld. Op de foto's is te zien dat er water uit de gaten loopt. Dit is de situatie wanneer de damplanken zijn drooggezet door een waterdichte kuip om herstellingen uit te voeren.



Figuur 9: Gaten in stalen damplank door corrosie

Dit fenomeen bevindt zich niet alleen onder water, maar ook vlak onder de kopbalk waar deze met de stalen damplank wordt verbonden. In figuur 10 is duidelijk te zien dat het staal helemaal weggeroest is in de hoeken van het Z-profiel. De grond zal niet alleen vlak achter de damwand uitspoelen, maar zal door de golfwerking een veel groter gebied uitspoelen. Daarom zal, als de verbinding tussen de kopbalk en taludplaat onderbroken wordt, deze inzakken omdat er geen grond meer is die de taludplaat ondersteunt.



Figuur 10: Corrosie aansluiting damwand met kopbalk [9]

Bij betonnen damplanken treedt het corrosieprobleem vooral op tussen de verbinding met de kopbalk. Door carbonatatie begint de wapening, die de damwand met de kopbalk verbindt, te roesten. Hierdoor zet het staal uit en zal het beton rond de wapening afbrokkelen. Tevens spoelt er grond uit voor damwand, waardoor er verschuivingen van de damplanken ten opzichte van elkaar ontstaan. Dit heeft als gevolg dat er spleten optreden tussen de tandgroefverbinding (figuur 11). Hierdoor kan er grond wegspoelen achter de damwand en zal het reeds bekende fenomeen weer optreden.



Figuur 11: Verschuiving damwanden ten opzichte van elkaar

Door het gebruik van een verkeerde betonsoort of een te kleine betondekking, is het mogelijk dat het beton afbrokkelt zodat de wapening komt bloot te liggen. Figuur 12 illustreert dit schadegeval voor een kopbalk. Men ziet enkel nog de wapening van de kopbalk zitten. De betondekking is helemaal afgebrokkeld en er ontstaan opnieuw gaten waardoor grond achter de damwand kan uitspoelen. Dit kan ook gebeuren bij de damplank net onder de kopbalk. Bij vriesweer tijdens strenge winters kan er water blijven zitten tussen de aansluiting van de verschillende constructieonderdelen. Als dit water dan uitzet, treden er spanningen op tussen de twee elementen waardoor het mogelijk is dat er schade optreedt aan het beton.



Figuur 12: Wapening bloot door slecht beton

1.6 Doelstellingen

De schadegevallen kunnen als opgelost beschouwen worden wanneer er een of meerdere manieren gevonden zijn waardoor er geen problemen meer optreden bij de taludplaten, de damplanken en de kopbalk. Tevens dient er een oplossing te zijn voor de aansluitingen tussen deze verschillende constructiedelen die permanent dicht moeten blijven zodat er geen uitspoeling achter de damwand meer kan plaatsvinden. Ook moet de gronduitspoeling voor de damplank te allen tijde vermeden worden. Dit schadegeval heeft ernstige gevolgen voor de stabiliteit van de damwand en is daarom de rode draad binnen deze thesis.

De globale werking van deze thesis bestaat eruit een analyse te maken van de huidige opbouw van een specifiek type oeververdediging. Hierbij wordt onderzoek gedaan naar de gebruikte materialen, waarna door middel van theorieën uit de grondmechanica de stabiliteit van de constructie wordt onderzocht. De berekeningen gebeuren met een softwareprogramma dat speciaal hiervoor ontworpen werd en gebaseerd is op de eerder onderzochte theorieën. Rekening houdend met Eurocode 7 voor het geotechnisch ontwerp, wordt het correcte ontwerp bij benadering toegepast volgens de Belgische Norm. Vervolgens worden de berekeningen geanalyseerd en zoeken we een oplossing voor het probleem.

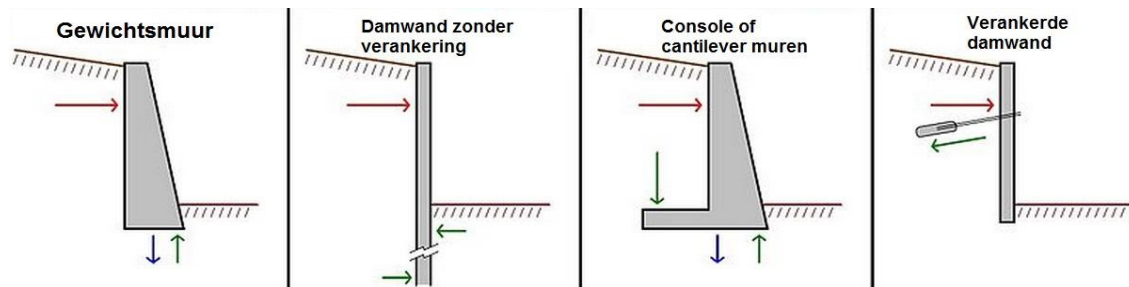
De eerste doelstelling is om voor de bestaande situatie een oplossing te zoeken door middel van een reparatie. Deze moet het probleem van de verschuiving van de damplanken en de uitspoeling van de grond achter de damplanken oplossen en tevens een onderhouds-, natuur- en budgetvriendelijk alternatief bieden.

De tweede doelstelling is zoeken naar alternatieven waarbij deze problemen niet of minder voorkomen. Deze alternatieven moeten minstens vijftig jaar meegaan, het moet makkelijk te onderhouden zijn, de kostprijs moet zo laag mogelijk blijven en er moet rekening gehouden worden met het milieu.

2. Literatuurstudie

2.1 Keerstructuren

Keermuren hebben als hoofddoel het overbruggen van een niveauverschil tussen twee grondoppervlaktes. Dit hoogteverschil is ook overbrugbaar door gebruik te maken van een landtalud, maar in de meeste gevallen neemt dit veel te veel plaats in. Daarom is het gebruik van een keerstructuur veel efficiënter. In figuur 13 [10] worden de verschillende types van dergelijke constructies weergegeven.



Figuur 13: Verschillende types keerstructuren [10]

2.1.1 Gewichtsmuren

Gewichtsmuren worden meestal opgetrokken in massief metselwerk, ongewapend zwaar beton of blokstenen. Door het grote eigengewicht van die muren verkrijgen ze ook hun stabiliteit. De horizontale gronddrukken worden op die manier afgedragen naar de fundering. Hierdoor moet rekening gehouden worden met het verticale rotatie-evenwicht. Dit wil zeggen de draagvermogen van de ondergrond voldoende groot moet zijn om dit soort muren te kunnen dragen [11].

2.1.2 Console of cantilever muren

Consolemuren zijn vervaardigd uit gewapend beton. Het werkingsprincipe is gelijkaardig aan dat van een gewichtsmuur. Het enige verschil hierbij is dat er gebruik gemaakt wordt van een uitkraging. Deze uitkraging bevindt zich altijd aan de zijde waar het grondniveau in ophoging is. Het gewicht van de bovenliggende grond drukt dan op deze uitkraging [11].

2.1.3 Damwand met of zonder verankering

Een damwand kan bestaan uit betonnen damplanken die op elkaar aansluiten volgens verschillende verbindingsmogelijkheden. Een andere mogelijkheid is dat de damplanken vervaardigd zijn uit staal en verbonden worden door klauwprofielen. De breedte van een damplank in het Albertkanaal kan variëren tussen 0,5 meter en 1 meter. Afhankelijk van de plaats bedraagt de minimumlengte 4,5 meter en is de maximale lengte variabel over het gehele Albertkanaal. Voor andere toepassingen is het mogelijk om nog grotere lengtes te gebruiken. De wanden moeten kunnen weerstaan aan alle optredende gronddrukken die voornamelijk buigmomenten en dwarskrachten veroorzaken. Indien deze niet voldoen, is er nog altijd de mogelijkheid om ze te verankeren. Verder bestaat er de mogelijkheid om een groutanker of een ankerschot te gebruiken [11].

2.2. Types oeververdediging langs het Albertkanaal

Zoals eerder vermeld, hebben oeververdedigingen als doel de afkalving van de landtalud of het verschil in grondniveau te voorkomen, zodat bij een kanaal in ophoging een dijkbreuk vermeden wordt. In het vorige deel werden de algemene soorten keerstructuren besproken. Deze komen terug aan bod bij de types van oeververdediging, maar er wordt dieper ingegaan op de specificaties van elk type. Tevens zijn dit de verschillende soorten die men terug kan vinden langs het Albertkanaal.

2.2.1 Kaaimuur

Een kaaimuur of kademuur is een grond- en/of waterkerende constructie die bestaat uit een verticaal in de grond geplaatste wand. Er bestaat een variant in stalen damplanken, zoals in figuur 14, die met elkaar verbonden worden door klauwprofielen en een variant in betonnen damplanken die meestal op elkaar aansluiten via een tandgroefstelsel. Daarnaast zijn ook andere systemen mogelijk. Bovenop deze aaneenschakeling van elementen wordt een kopbalk gestort, zodat deze op een lijn blijven ten opzichte van elkaar. De hoogte die deze kaaimuur boven de waterspiegel uitsteekt, is afhankelijk van het naastgelegen gebied. Een kenmerk van deze kaaimuur is dat er extra faciliteiten voor het aanleggen van schepen zijn voorzien. Daarom ligt dit type oeververdediging vaak bij een bedrijf dat naast het kanaal is gelegen. Zij maken gebruik van de schepen voor het transport van hun goederen. Aangezien men dus te maken heeft met een aanlegplaats voor schepen die goederen transporteren, moet het grondniveau in het kanaal langs de kademuur laag genoeg zijn. Voor het Albertkanaal moet er voldaan worden aan schepen met een CEMT-klasse VI [8], wat betekent dat de maximale dieptegang van een schip 3,4 meter kan bedragen. Wegens veiligheidsredenen wordt er altijd dertig centimeter extra dieptegang voorzien voor de schepen.



Figuur 14: Kaaimuur langs het Albertkanaal

2.2.2 Damplank met kopbalk en taludplaat

Damplanken met kopbalken en taludplaten komt men vrijwel overal langs het Albertkanaal tegen, tenzij er bedrijven liggen met een kaaimuur. Bij dit soort krijgt men het meest te maken met schadegevallen. Net zoals bij een kaaimuur bestaan deze damplanken uit een grond- en/of waterkerende constructie in staal of gewapend beton. Deze constructie steekt enkele centimeters boven de waterspiegel uit. In tegenstelling tot een kaaimuur kan dit soms meer zijn dan een meter. Hierop wordt dan een kopbalk geplaatst waarna een taludplaat via een tandgroefverbinding met die balk verbonden wordt en verder rust op de natuurlijke landtalud. De basisopbouw van deze damplaten wordt verder uitgewerkt in paragraaf 2.3.1. In figuur 15a staat de betonnen soort oeververdediging afgebeeld. Figuur 15b toont de stalen variant.



(a)



(b)

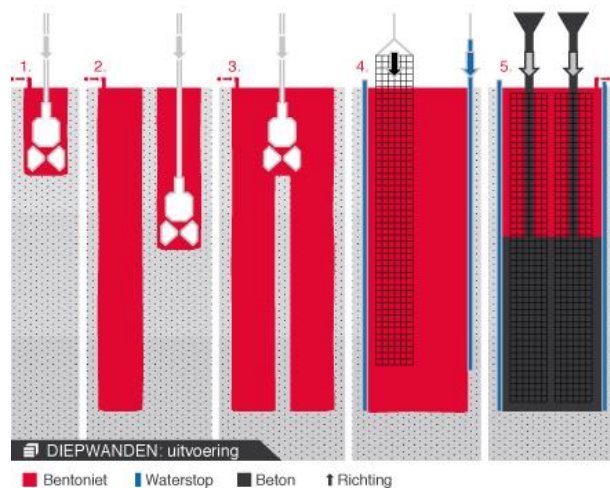
Figuur 15: Oeververdediging bestaande uit een (a) betonnen damplank 1; (b) stalen damplank 1, een kopbalk 2 en een taludplaat 3

2.2.3 In de grond gevormde damwand

De uitvoering van een in de grond gevormde damwand, ook wel een diepwand of slibwand genoemd, gebeurt in vijf stappen. De beschreven stappen worden tevens afgebeeld in figuur 16.

1. Vooraleer men aan de uitgraving van de sleuven kan beginnen, moeten er geleidingsmuren voorzien worden. Deze zullen voor de geleiding van de grijper zorgen. Als dit gebeurd is, kan met behulp van een kraan met een grijper de sleuf worden uitgegraven. Om inkalven van de sleuf te voorkomen, gebruikt men een steunvloeistof. Deze steunvloeistof bestaat meestal uit bentoniet en water. Als men de eerste primaire moot heeft uitgegraven en deze volgestort is met bentoniet, is de eerste fase voltooid.
2. Vervolgens zal men de tweede primaire moot uitgraven. Die moot is gelegen op 1 meter van de andere. Hetzelfde principe als in de eerste fase wordt hier opnieuw toegepast.
3. Indien de twee primaire moten zijn uitgegraven, zal men de grond van het tussenliggende stuk uitgraven. Als die klaar is, heeft men een paneelmoot die gevuld is met een steunvloeistof bestaande uit bentoniet en water.
4. Men kan nu de wapeningskorven plaatsen in de gehele paneelmoot. De zijkanten worden voorzien van speciale kunststofstrippen. Die strippen dienen als voeg en maken de aansluiting tussen twee paneelmoten grond- en waterdicht.
5. Als de wapeningskorven en voegbanden geplaatst zijn, kan men beton storten in de gleuf. Het beton wordt vanaf de bodem van de gleuf gestort en komt zo omhoog. Tegelijkertijd pompt men het overtollige volume aan steunvloeistof weg. Als de paneelmoot tot aan de bovenzijde volgestort is en het beton goed verdicht is, is deze klaar. Na uitharding van het beton moet men het overtollige betonnen nog verwijderen.

Om het proces continu te laten verlopen, gaat men de panelen om en om uitgraven. Dit wil zeggen dat als men paneel 1 heeft uitgegraven, men vervolgens paneel 3 zal uitgraven. Zo moet er niet worden gewacht tot het eerste paneel is uitgehard. Diepwanden kunnen gemaakt worden tot op dieptes van 40 meter. Ze worden trillingvrij geplaatst en zijn vrijwel overal toepasbaar. Het nadeel is dat de gehele operatie veel plaats in beslag neemt [12,13,14].

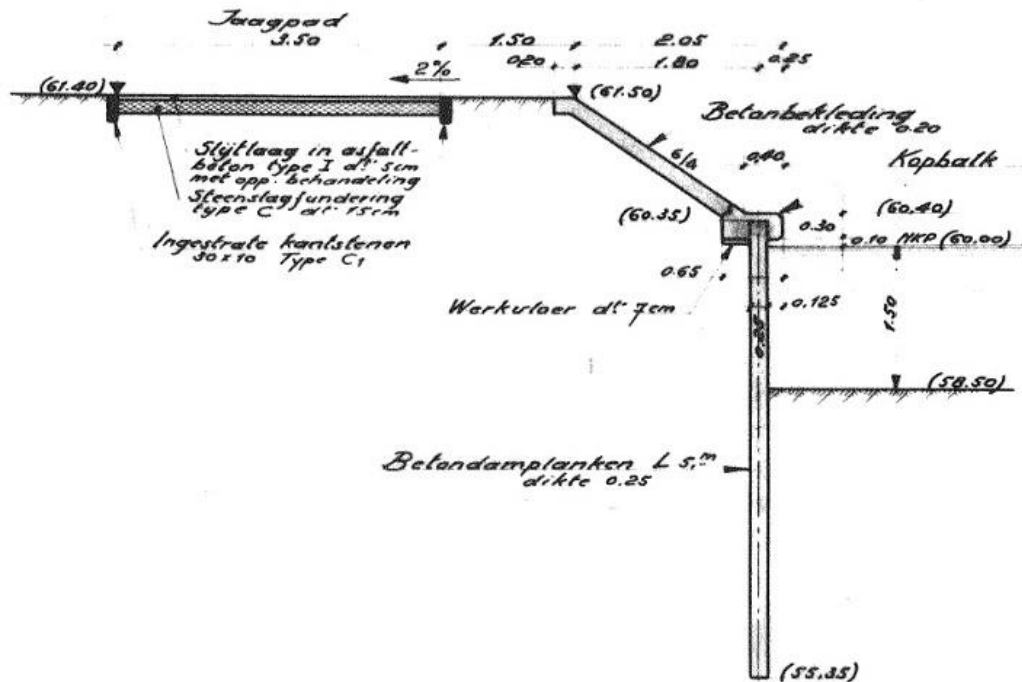


Figuur 16: Uitvoering diepwand [14]

2.3. Constructie en ondergrond

2.3.1 Constructie oeververdediging

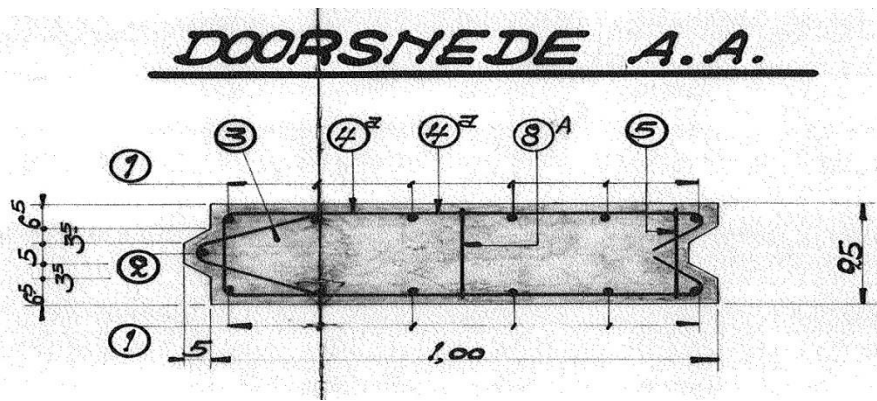
Om de berekening van het type oeververdediging te maken, is het belangrijk dat eerst de verschillende onderdelen hiervan besproken worden. Elk van deze onderdelen heeft zijn eigen karakteristieken. De karakteristieken worden binnen deze paragraaf verder onderzocht en later ook gebruikt voor de berekeningen. In figuur 17 staat de detaillering van dergelijke oever langs het Albertkanaal voor een betonnen damplank afgebeeld.



Figuur 17: Detailtekening dwarsdoorsnede oeververdediging

Betonnen damplanken

De meest voorkomende damplank is de betonnen damplank. Deze varieert in hoogte tussen 4,5 meter en 10 meter, afhankelijk van de plaats op het Albertkanaal. Dit type plank heeft meestal een breedte van 1 meter en een dikte van 25 centimeter. De dikte is van groot belang aangezien de damplank uit gewapend beton bestaat. Er moet dan ook voldoende betondekking voorzien worden om corrosie van de wapening tegen te gaan. Tevens dient er wapening voorzien te worden opdat de plank het buigmoment en de dwarskracht door de optredende grondrukken kan weerstaan. Naast de dikte is ook de samenstelling van het beton van belang. Niet elk type beton is immers geschikt voor een waterachtig milieu. Eurocode 2, de Europese norm voor het berekenen van betonconstructies, bevat richtlijnen omtrent die samenstelling. De omgevingsklasse en milieuklasse zullen een grote rol spelen in de bepaling van het betontype. In figuur 18 is een dwarsdoorsnede van een betonnen damplank te zien met de daarbij horende wapening en afmetingen.

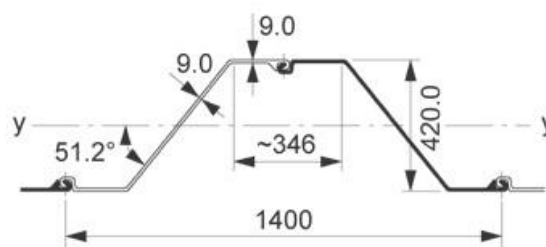


Figuur 18: Doorsnede betonnen damplank

Stalen damplanken

De lengte van een stalen damplank is variabel. Er zijn bijvoorbeeld oevers waar een damplank van 6 meter voldoet, maar op andere plaatsen is dan weer dan damplank van 14 meter noodzakelijk. Tegenwoordig worden er enkel nog Z-profielen gebruikt voor het vormen van een damwand. Het is wel niet uitgesloten dat vroeger andere types, zoals U- en A-profielen, werden gebruikt. Arcelormittal is, samen met nog vele andere bedrijven, hiervan een fabrikant. De gegevens van hun technische fiche worden weergegeven in figuur 19. Het vaakst voorkomende profiel is het type AZ 18-700. In figuur 19 is een dwarsdoorsnede van dit soort profielen te zien. In de tabel staan de benodigde gegevens die moeten worden ingegeven bij het berekenen van de sterkte van de damplank in *D-sheet*. De plaatdikte bedraagt slechts 9 mm terwijl de plank door zijn vorm toch een breedte heeft van 42 cm. Er is een verschil als er wordt gesproken over een enkele of dubbele plank. Een enkele plank heeft slechts een breedte van 700 mm, vandaar de naam AZ18-700. Om een volledig veld te verkrijgen, heeft men echter een dubbele plank, een damplank met dus een breedte van 1400 mm, nodig [15].

Profiel : AZ 18-700



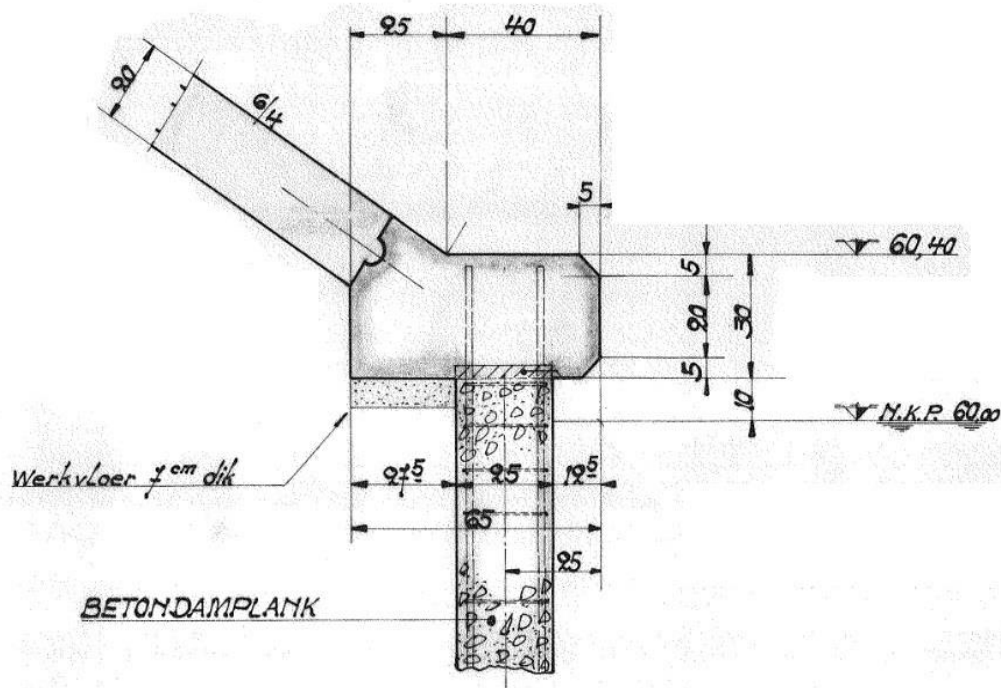
	Staal- doorsnede	Massa per m	Traagheids- moment	Elastisch weerstand- moment	Traagheids- straal	Verf- oppervlak [*]
	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	m ² /m
Per E	97.5	76.5	26460	1260	16.50	0.93
Per D	194.9	153.0	52920	2520	16.50	1.86
Per m wand	139.2	109.3	37800	1800	16.50	1.33

*Enkelzijdig, exclusief de binnenkant van de sloten
E = Enkele plank
D = Dubbele plank

Figuur 19: Doorsnede stalen damplank Z-profiel [15]

Kopbalk en taludplaat

Figuur 20 toont een detailtekening van de aansluitingen tussen de taludplaat, de kopbalk en de betonnen damplank. Indien de damplank uit beton is gemaakt, wordt de verbinding tussen de kopbalk en damplank bekomen door de wachtwapening die in de damplank steekt. Bij een stalen damplank gebruikt men de plaat zelf voor het verbinden van de damplank met de kopbalk. Die kopbalk wordt ter plaatse gestort en zorgt voor de aansluiting tussen de taludplaat en de damplank. Dit gebeurt via een tandgroefstelsel dat voorzien is in de kopbalk en de taludplaat. Het nut van de kopbalk is de verschillende damplanken bij elkaar te houden. Dit is nodig omdat anders de planken ten opzichte van elkaar gaan bewegen en er schade zal optreden in de voegen tussen twee damplanken. Om de 10 à 15 meter is er een volledig doorlopende uitzettingsvoeg voorzien in de kopbalk. De taludplaat dient om afkalving van de landtalud te vermijden. Eventuele regen of golfslag wordt via de helling van de taludplaat rechtstreeks in het kanaal afgedreven.



Figuur 20: Detailtekening aansluiting kopbalk met damplank en taludplaat

2.3.2 Ondergrond

Niet alleen de constructie is van belang maar ook de interactie van de grondlagen met die constructie. De stabiliteit van de damwand is afhankelijk van de grond die zich ervoor en erachter bevindt. In de ondergrond zullen zich immers spanningen ontwikkelen die allemaal effect zullen hebben op de stabiliteit van de damwand. Daarom is het nodig dat er dieper ingegaan wordt op welke spanningen er zullen optreden in de ondergrond bij het ontwerpen van een damwand.

Geostatische spanningen

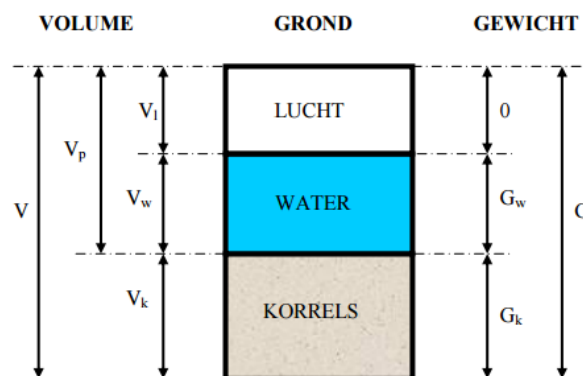
Spanningen die in de grond optreden in normale toestand bij een horizontaal oppervlak door het eigengewicht en de druk van het grondwater worden de geostatische spanningen genoemd. De verticale geostatische spanning op een diepte z kan men als volgt definiëren:

$$\sigma_v = \int_0^z \gamma \cdot dz \quad (2.1)$$

De diepte z wordt in het assenstelsel positief naar beneden genomen. Het volumegewicht γ kan bepaald worden door het totale gewicht van de grond te delen door het totale volume van de grond. Dit is te zien in de volgende formule:

$$\gamma = \frac{G}{V} = \frac{G_k + G_w}{V_k + V_p} \quad (2.2)$$

De verschillende parameters kunnen het best gedefinieerd worden aan de hand van figuur 21,[16]. Grond bestaat uit verschillende bestanddelen. Doordat de korrels niet perfect op elkaar aansluiten, zitten er poriën tussen de verschillende korrels. Deze worden dan opgevuld met lucht of water. Om het resulterende volumegewicht te kunnen bepalen, moet het volumegewicht van elk afzonderlijk bestanddeel bekend zijn. Het totale volume V van een grond kan bepaald worden door de som te nemen van het volume van elk bestanddeel. Het volume V_w van het water en V_L van de lucht vormen samen het poriënvolume V_p . Bij de bepaling van het totale gewicht is het mogelijk een vereenvoudiging door te voeren. Het gewicht van de lucht is verwaarloosbaar, dus wordt het totale gewicht G bekomen door de som te nemen van het gewicht G_w van het water en G_k van de korrels.



Figuur 21: Opdelingen van het volume en het gewicht voor de verschillende bestanddelen, [16]

Het volumegewicht γ_d van droge zand wordt berekend als volgt:

$$\gamma_d = \frac{G_k}{V} = \frac{G_k}{V_k + V_p} \quad (2.3)$$

Het verzadigd volumegewicht γ_v wordt berekend door

$$\gamma_v = \frac{G_k + \gamma_w \cdot V_p}{V} \quad (2.4)$$

Voor de effectieve verticale geostatische spanning moet er rekening gehouden worden met de waterspanning u . Die wordt gegeven door

$$\sigma'_v = \int_0^z \gamma \cdot dz - u \quad (2.5)$$

Indien het grondwater niveau verandert, zal dit effect hebben op de effectieve verticale grondspanning. Men neemt aan dat de grondwaterstroming horizontaal verloopt zodat het grondwater in hydrostatisch evenwicht is. De verticale spanningen kunnen dan bepaald worden door het volumegewicht en de diepte z van een homogene grond [16].

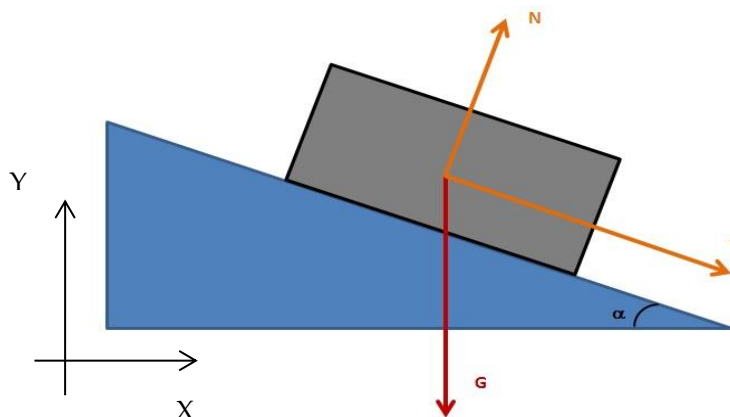
Coulomb

Grond zal op een bepaald moment bezwijken doordat op een bepaald vlak de schuifspanning te groot geworden is. Andere vlakken, waar geen afschuiving optreedt, hebben nog voldoende weerstand om hieraan te weerstaan. Aan de hand van een eenvoudig voorbeeld, zoals een blokje dat op een hellend vlak ligt (zie figuur 22), is dit makkelijk uit te leggen. Uit het krachtenevenwicht volgt dat de normaalkracht N en schuifkracht T kunnen berekend worden door:

$$N = G \cdot \cos \alpha \quad (2.6)$$

$$T = G \cdot \sin \alpha \quad (2.7)$$

G is hierbij het eigengewicht van de blok.



Figuur 22: Krachtenwerking van blokje op een helling

Bij grote hellingshoeken zal het blokje nooit blijven liggen. In het geval dat de hoek kleiner is, moet de verhouding tussen de schuifkracht en de normaalkracht aan het volgende criterium voldoen om niet af te schuiven:

$$\frac{T}{N} = \tan \alpha < \varphi \quad (2.8)$$

met φ de wrijvingscoëfficiënt welke kleiner moet zijn dan de hoek α opdat het blokje zou blijven liggen.

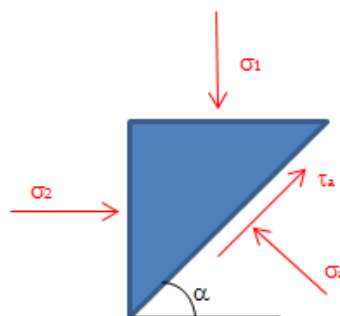
Via dit principe is Coulomb aan zijn stelling voor de kritische schuifspanning τ_f in een grondlichaam gekomen. Het principe zegt:

$$\tau_f = c + \sigma_0 \cdot \tan \varphi \quad (2.9)$$

Hierin is σ_0 de normaalspanning op het beschouwde vlak, c de cohesie en φ de hoek van inwendige wrijving of de wrijvingshoek. Zolang de schuifspanning op een bepaald vlak kleiner blijft dan de kritische schuifspanning, zal het element in rust blijven. Indien het die waarde wel overschrijdt, zullen de vervormingen onbegrensd zijn. De cohesie c geeft ook aan dat, als er geen normaalkracht is, een zekere schuifspanning nodig is om afschuiving te veroorzaken. Bij het schuiven van twee materialen over elkaar kan dat veroorzaakt worden door de ruwheid van de twee oppervlakken, waarbij oneffenheden van het ene oppervlak grijpen in oneffenheden van het andere. Bij twee zeer gladde oppervlakken kunnen ook onderlinge aantrekkingskrachten tussen deeltjes van de twee materialen een rol spelen [16].

De cirkel van Mohr

Vanuit de analyse van de spanningsleer is geweten dat het mogelijk is om de spanningen in een bepaald punt bij een tweedimensionale spanningsverdeling te berekenen via de cirkel van Mohr. Bij die situatie wordt in de meeste literatuur aangenomen dat σ_1 de grootste hoofdspanning is, welke verticaal ligt. Men gebruikt niet meer σ_v . De horizontale spanning σ_h wordt vervangen door de hoofdspanning σ_2 , die beschouwd wordt als kleinste spanning. Met behulp van evenwichtsbeschouwingen is het mogelijk om de spanningen die inwerken op een vlak, welk met een hoek α gedraaid is ten opzichte van de hoofdspanning σ_1 , te bepalen. De spanningen σ_α en τ_α , die werken op een willekeurig vlak ten opzichte van de hoek α , kunnen worden gevonden voor een driehoek gevormd door dat vlak samen met een horizontaal en verticaal vlakje zoals te zien in figuur 23.



Figuur 23: Spanningen op een vlak onder een hoek α

Veronderstel dat het schuine vlak een oppervlakte A_α heeft, dan kan de oppervlakte van het verticaal en horizontaal vlak als volgt berekend worden:

$$A_1 = A_\alpha \cdot \cos \alpha \quad (2.10)$$

$$A_2 = A_\alpha \cdot \sin \alpha \quad (2.11)$$

Volgens het krachtenevenwicht kan de spanning in de normale richting σ_α worden uitgedrukt aan de hand van de hoofdspansingen:

$$\sigma_\alpha \cdot A_\alpha = \sigma_1 \cdot A_1 \cdot \cos \alpha + \sigma_2 \cdot A_2 \cdot \sin \alpha \quad (2.12)$$

$$\sigma_\alpha \cdot A_\alpha = \sigma_1 \cdot A_\alpha \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cdot A_\alpha \cdot \sin^2 \alpha \quad (2.13)$$

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cdot \sin^2 \alpha \quad (2.14)$$

Voor de tangentiële richting wordt er analoog gewerkt en bekomen we het volgende resultaat:

$$\tau_\alpha = \sigma_1 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha - \sigma_2 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (2.15)$$

Voor grootheden zoals spanningen en vervormingen is het karakteristiek dat de factoren cosinus α en sinus α twee maal voorkomen. In de transformatieformule wordt dit bekomen door gebruik te maken van de formules van de dubbele hoek 2α .

$$\sin 2\alpha = 2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (2.16)$$

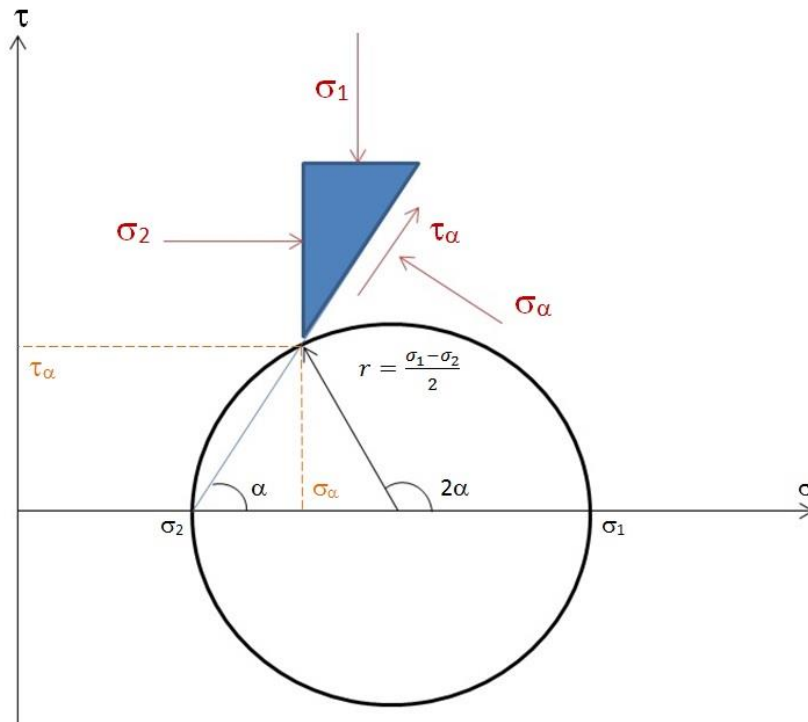
$$\cos 2\alpha = 2 \cdot \cos^2 \alpha - 1 = 1 - 2 \cdot \sin^2 \alpha \quad (2.17)$$

Door de formules van de dubbele hoek (2.16 en 2.17) in te vullen in de spanningsvergelijkingen (2.14 en 2.15) bekomt men volgende formules:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \cos 2\alpha \quad (2.18)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \sin 2\alpha \quad (2.19)$$

De spanningen in vergelijking 2.18 en 2.19 zijn ook terug te vinden op de cirkel van Mohr in een $(\sigma-\tau)$ -grafiek. De cirkel van Mohr wordt altijd volgens een bepaald principe opgesteld. In het $(\sigma-\tau)$ -assenstelsel is de hoofdspanning σ op de horizontale as positief naar rechts gericht en de schijfspanning τ op de verticale as positief naar boven gericht. Het middelpunt van de cirkel ligt op de σ -as, op een afstand $(\sigma_1+\sigma_2)/2$ van de oorsprong. De straal r wordt bepaald door $(\sigma_1-\sigma_2)/2$, zoals te zien is in figuur 24. De eerder berekende spanningen worden weergegeven als een punt $(\tau_\alpha; \sigma_\alpha)$ op de cirkel zelf. Dit punt kan gevonden op de cirkel van Mohr door te draaien over een middelpuntshoek 2α in tegenwijzerzin vanaf het punt $(\sigma_1, 0)$. Daarom wordt de transformatieformule ook uitgevoerd zodat het makkelijker is om het punt $(\tau_\alpha; \sigma_\alpha)$ te bepalen.



Figuur 24: De cirkel van Mohr

De cirkel van Mohr geeft dus een volledig inzicht in de spanningstoestand in een bepaald punt. Echter wanneer de spanningstoestand wijzigt, moet men de cirkel volledig hertekenen. Daarom zal men vaak bij een spanningsanalyse op een meer eenvoudige wijze te werk gaan. Het volstaat immers om de karakteristieken van de cirkel te kennen zonder dat men deze volledig moet tekenen [16,17].

Mohr-Coulomb bezwijkcriterium

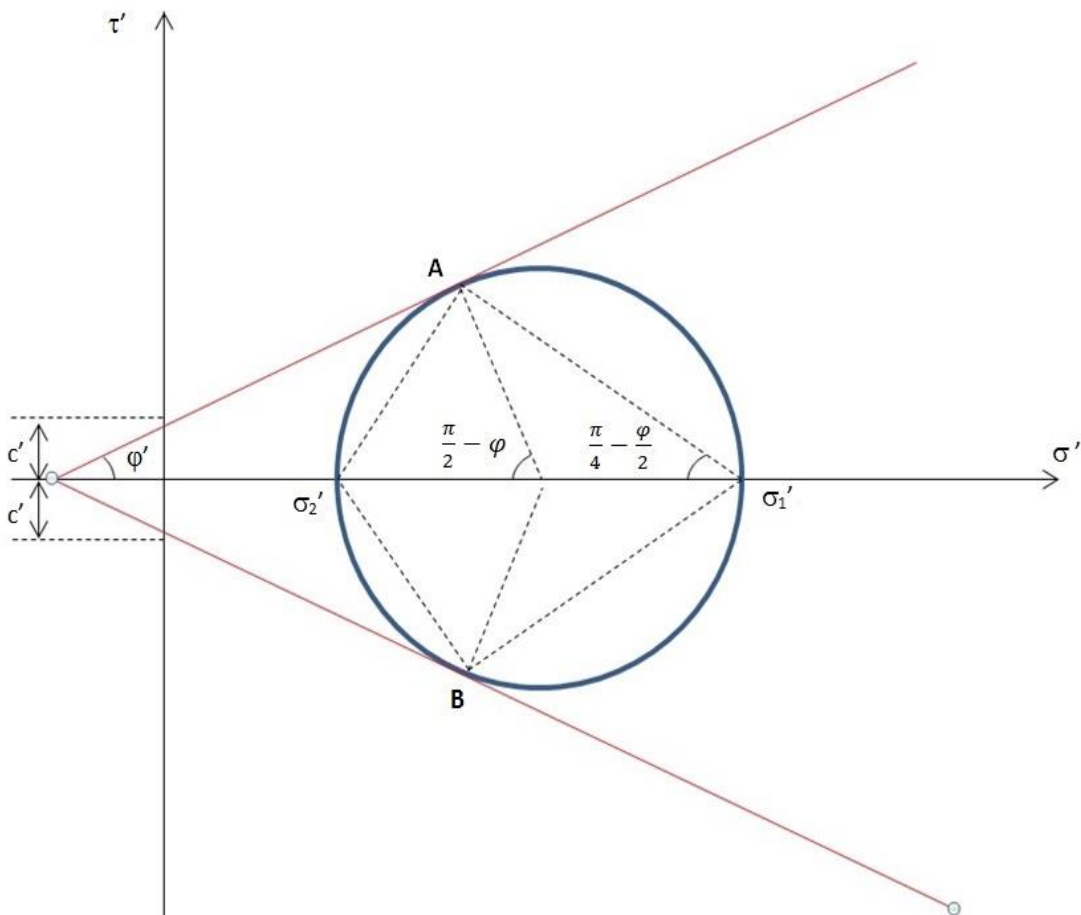
Dankzij de twee eerder besproken theorieën, de theorie van Coulomb over het breukcriterium en de cirkel van Mohr, is het mogelijk om na te gaan of er breuk zal optreden in grond in eender welk vlak.

Uit de eerste theorie is geweten dat als de schuifspanning kleiner is dan de kritische schuifspanning de grond niet zal bezwijken. Hierbij moet wel rekening gehouden worden met het feit dat er gewerkt wordt met effectieve spanningen, aangezien we werken met vervormingen in de korrelstructuur. In vergelijking 2.20 wordt deze voorwaarde, waarbij de kritische spanning wordt gegeven door de cohesie, tangens van de wrijvingshoek en de effectieve normaalspanning, beschreven. Die vergelijking is ook beter gekend als het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb:

$$\tau' < \tau_f = c' + \sigma_0' \cdot \tan \varphi' \tag{2.20}$$

Dat bezwijkcriterium kan nu ook worden toegepast op de theorie van de cirkel van Mohr. Geweten is dat een punt van de cirkel van Mohr de normaalspanning en de schuifspanning op een zeker vlak aangeeft. De spanningen op alle vlakken samen vormen de cirkel. Voor sommige van die vlakken is de schuifspanning klein en voor andere van die vlakken groot.

Het is mogelijk dat in bepaalde vlakken de schuifspanning zo groot wordt dat er aan de bezwijkvoorwaarde van Mohr-Coulomb (2.20) voldaan wordt. In figuur 25 is die bezwijkvoorwaarde getekend in de vorm van twee rechte lijnen die een hoek φ maken met de horizontale as. Ze snijden een stuk c' van de verticale as af. Als men dus de cohesie en wrijvingshoek van een bepaalde grondsoort kent, dan kan hiervoor het breekcriterium worden opgesteld. Verder werkt men met de effectieve spanning σ' om de bezwijking van de grond te kunnen berekenen.



Figuur 25: Breukcriterium Mohr-Coulomb

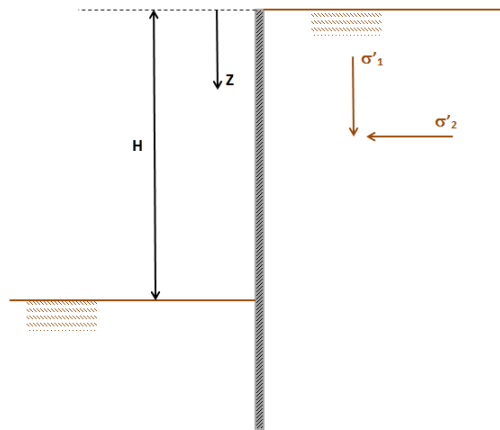
Er worden twee vlakken bepaald door de punten A en B in figuur 25. De schuifspanningen op deze punten zijn juist kritiek. Op alle andere vlakken is de schuifspanning beneden de kritieke waarde. Dit is grafisch het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb. Als de spanningscirkel geheel binnen het oppervlak tussen de twee rechten ligt, zal er geen bezwijking optreden omdat in geen enkel vlak de schuifspanning zijn maximale waarde bereikt. Cirkels die gedeeltelijk buiten het omhullende oppervlak liggen, zullen bezwijken omdat op sommige vlakken de schuifspanning groter zou zijn dan de kritieke waarde. Als de cirkel aan de rechten raakt in een punt, zijn er twee vlakken waarvan de normalen een hoek van $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ met de richting van de grootste hoofdspansing maken waarbij de spanningstoestand kritiek is. Er kan dan bezwijking optreden en verwacht wordt dat de grond zal afschuiven over vlakken in de twee richtingen waarin de spanningstoestand kritiek is [16,17].

2.4 Bezwijkmechanismen

2.4.1 Algehele stabiliteit van een damwand

Neutrale gronddruk

Veronderstel dat er geen wrijving bestaat tussen de damwand met hoogte H en de grond. Wanneer de wand geen horizontale verplaatsing ondergaat, worden de spanningen op diepte z onder het maaiveld bepaald door het elastisch evenwicht. Er zal dan geen schuifspanning optreden. De horizontale gronddruk wordt neutrale gronddruk genoemd. In figuur 26 wordt dergelijke soort damwand afgebeeld [19,20].



Figuur 26: Neutrale gronddruk bij een damwand

Het verband tussen de horizontale en de verticale effectieve spanning is

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (2.21)$$

met K_0 = coëfficiënt van neutrale gronddruk.

Voor cohesieloze gronden kan K_0 bepaald worden via φ' die de effectieve hoek van inwendige wrijving voorstelt. De coëfficiënt van de neutrale gronddruk kan als volgt berekend worden:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (2.22)$$

Voor overgeconsolideerde gronden met een horizontaal maaiveld kan K_0 volgens Eurocode 7 berekend worden met volgende vergelijking:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (2.23)$$

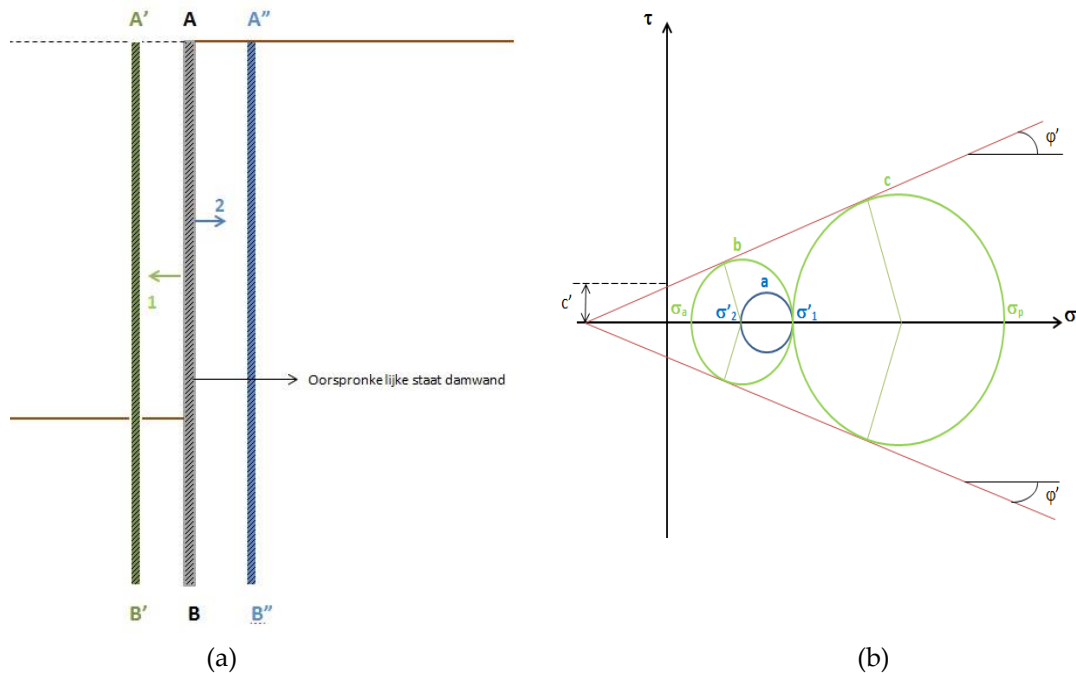
met OCR = overconsolidatie ratio, de verhouding van de vroegere tot de huidige verticale korrelspanning.

Voor een hellend maaiveld met een hoek $\beta \leq \varphi'$ ten opzicht van het horizontale maaiveld kan K_0 berekend worden met volgende vergelijking:

$$K_{0,\beta} = K_0 \cdot (1 + \sin \beta) \quad (2.24)$$

Gronddrukken volgens Theorie van Rankine

Aan de hand van de vastgestelde grenzen uit het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb heeft Rankine een theorie ontwikkeld om de horizontale gronddrukken af te leiden. Dit is het beste uit te leggen met behulp van het voorbeeld van een bewegende damwand (figuur 27a). Men neemt aan dat de grondparameters achter de damwand gekend zijn, zodat men de rechten kan opstellen voor het breukcriterium van Mohr-Coulomb. In zijn oorspronkelijke toestand bevindt de damwand zich op de positie AB, welke overeenkomt met kleine cirkel a van Mohr in figuur 27b. Hierbij komen σ_h en σ_v respectievelijk overeen met de kleinste σ'_2 en grootste σ'_1 hoofdspansing zoals het ook conventioneel hoort.



Figuur 27: (a) Bewegende damwand; (b) Grondrukken theorie volgens Rankine [20,21]

Ten gevolge van de gronddruk aan de achterzijde van de wand verplaatst de wand zich tot A'B'. De grond zal zich vooral in de horizontale richting ontlasten, waardoor dus ook σ'_2 zal verminderen. De spanning in σ'_1 zal nagenoeg gelijk blijven, aangezien er geen verlies is qua grondoppervlakte en er geen extra belasting plaatsvindt. Omdat σ_2 stijgt, zal dit invloed hebben op de cirkel van Mohr voor deze grondsoort. Het middelpunt hiervan wordt immers, zoals eerder beschreven, bepaald door een afstand $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ op de σ -as vertrekkende van de oorsprong. De straal is ook afhankelijk van de hoofdspansing die wordt verkregen door de vergelijking $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$. Cirkel b in figuur 27b geeft de stijging van de horizontale gronddrukspanning weer. De cirkel raakt aan de rechten die het bezwijkingscriterium van Mohr-Coulomb afbakenen. De formule van dit criterium is afhankelijk van de cohesie c' , wrijvingshoek ϕ' en de normaalspanning σ' . Deze parameters kan men het best herschrijven naar de hoofdspansingen die gebruikt worden bij de cirkel van Mohr. Men krijgt dan de volgende vergelijking:

$$\sin \varphi' = \frac{\frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_2)}{\frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) + c' \cdot \cot \varphi'} \quad (2.25)$$

Dit kan ook geschreven worden als

$$\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2}\right) - \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_2}{2}\right) \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' = 0 \quad (2.26)$$

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

$$\sigma'_2 = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \cdot \sigma'_1 - \frac{\cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \cdot 2 \cdot c' \quad (2.27)$$

Andersom is dit ook mogelijk:

$$\sigma'_1 = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \sigma'_2 - \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot 2 \cdot c' \quad (2.28)$$

De twee bovenstaande vergelijkingen kunnen nog in verband gebracht met basisformules uit de goniometrie zoals:

$$\cos \varphi' = \sqrt{1 - \sin^2 \varphi'} = \sqrt{(1 - \sin \varphi') \cdot (1 + \sin \varphi')} \quad (2.29)$$

Hieruit volgt dat

$$\frac{\cos \varphi'}{(1 - \sin^2 \varphi')} = \sqrt{(1 - \sin \varphi') \cdot (1 + \sin \varphi')} \quad (2.30)$$

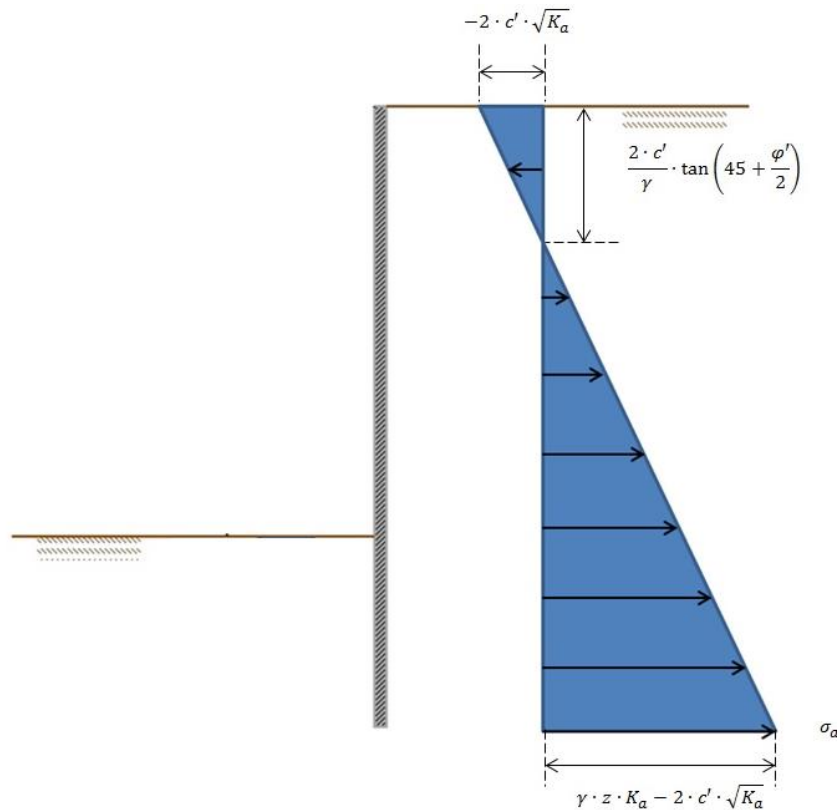
Door formule 2.30 in te vullen in vergelijking 2.27 kan dit geschreven worden als

$$\sigma'_2 = \sigma_a = \sigma'_1 \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.31)$$

met de coëfficiënt van actieve gronddruk $K_a = \frac{(1 - \sin \varphi')}{(1 + \sin \varphi')}$

Dit wil zeggen dat, wanneer een grond onderworpen is aan een bepaalde spanningstoestand en er dus zijdelingse vervorming optreedt, de kleinste hoofdspanning afneemt en er grondbreuk zal optreden zodra de kleinste hoofdspanning σ'_2 overschreden wordt. Dit is de actieve vorm van de formule. Zolang de hoofdspanning niet overschreden wordt, zal er dus geen breuk optreden en bevindt de grond zich in actieve zone. Dit kan ook uitgelegd worden aan de hand van het spanningsdiagram van grond bij een damwand. In figuur 28 kan men dit zien voor de actieve wig.

Als men dit in percentages wilt uitdrukken, dan kan het maximum van de kleinste hoofdspanning σ'_2 , voordat er instabiliteit optreedt, gelijk genomen worden aan 100 %. Neem aan dat in figuur 28 σ_a het moment net voor bezwijking van de damwand voorstelt en dus gelijk genomen mag worden aan 100%.



Figuur 28: Actief spanningsdiagram damwand

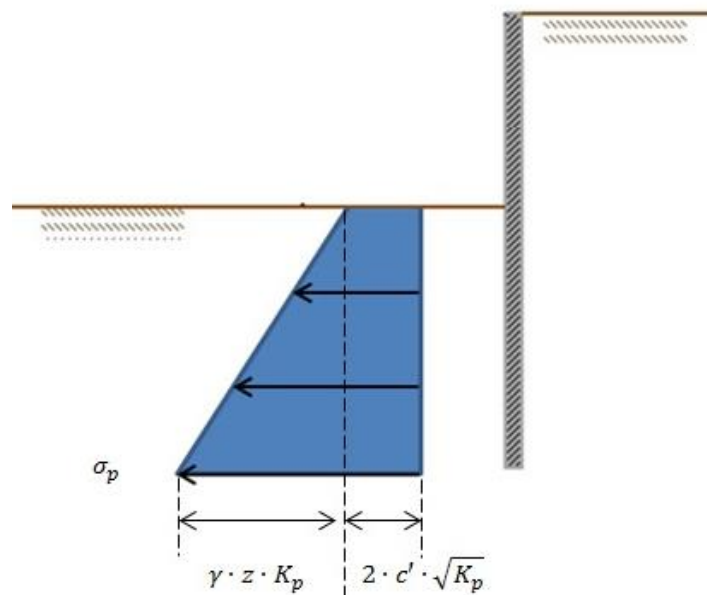
Men kan dan zeggen dat, als men een berekening uitvoert waarvan de uitkomst binnen de linkerzijde of de spanningsdriehoek gelegen is, de uitkomst lager is dan de maximale kleinste hoofdspanning σ'_2 . Dit wil zeggen dat alles binnen dit gebied lager is dan 100 %. Indien het punt buiten de maximale hoofdspanning σ'_2 ligt, is deze wel groter en zal de damwand instabiel worden. Als men dit uitdrukt in procenten, wordt dit ook wel het gemobiliseerd percentage aan actieve weerstand genoemd.

Daarnaast is het ook mogelijk dat aan de voorzijde van de damwand een horizontale gronddruk optreedt waardoor de horizontale spanning zal stijgen terwijl de verticale spanning nagenoeg gelijk blijft. De damwand zal zich nu naar rechts verplaatsen tot op een willekeurige lengte A''B'' zoals in figuur 27a. Indien er een stijging is van de hoofdspanning, zal de cirkel van Mohr groter worden zoals cirkel c in figuur 27b. Aan de hand van formule 2.30 en 2.28 geldt voor de passieve zone dat

$$\sigma'_1 = \sigma_p = \sigma'_2 \cdot K_p + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p} \quad (2.32)$$

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

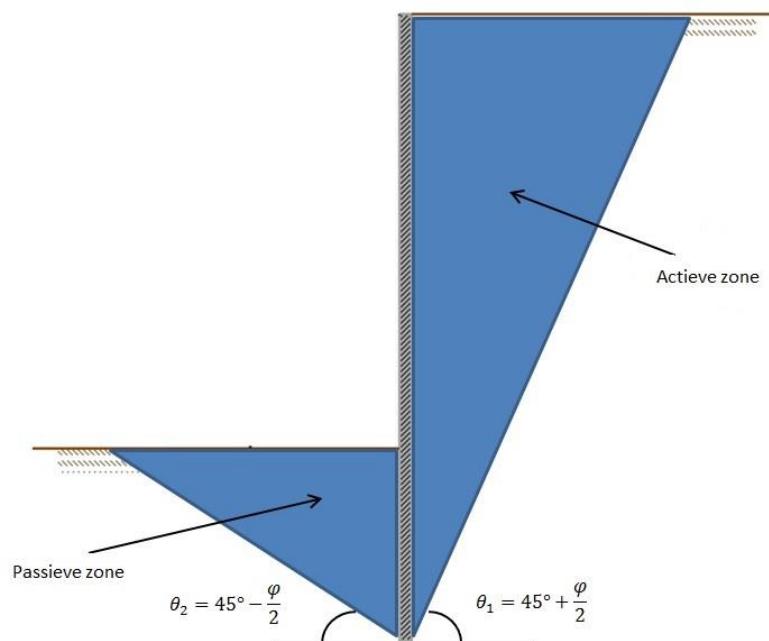
Dit betekent dat wanneer een grond onderworpen is aan een bepaalde spanningstoestand de hoofdspanning σ'_1 moet vergroten tot een waarde gegeven door vergelijking 2.13 om een breuk in de grond te veroorzaken. Vooraleer de breuk plaatsvindt, heeft de grond zich dus passief verzet tegen de vervorming totdat hij uiteindelijk bezwijkt. Dit wordt de passieve grensspanningstoestand genoemd. Analoog aan het actieve spanningsdiagram kan dit ook in percentages worden uitgedrukt voor het passieve geval. In figuur 29 ziet men het spanningsdiagram voor de passieve wig.



Figuur 29: Passief spanningsdiagram damwand

Aangenomen wordt dat de schuine lijn σ_p gelijk is aan 100 % ofwel de maximale hoofdspanning σ'_1 . Nu liggen de waardes in het rechtergebied ten opzichte van σ_p lager dan 100 % en zal er dus geen instabiliteit optreden. Alle waardes aan de linkerzijden zijn groter dan de maximale hoofdspanning σ'_1 en de damwand zal dus bezwijken. Als men dit in percentages wilt uitdrukken, heeft men het over het gemobiliseerd percentage aan passieve weerstand.

De actieve en passieve grensspanningstoestand kan ook aanschouwelijk worden voorgesteld op volgende wijze. Veronderstel dat een grond zijdelings ondersteund wordt zoals weergegeven in figuur 30. Indien door de druk van de grond de ondersteuning verplaatst, dan ontstaat er een actieve grondspanningstoestand gevolgd door een breukvlak onder een hoek θ_1 met het horizontaal vlak. Op het ogenblik van de breuk wordt de normaalspanning op de wand weergegeven door vergelijking 2.31. Indien daarentegen de wand de grond wegdukt, ontstaat er een passieve grondspanningstoestand gevolgd door een breukvlak onder een complementaire hoek van 90° ten opzichte van de actieve zone of θ_2 met het horizontaal vlak. De normaalspanning op de wand wordt dan weergegeven door vergelijking 2.32. Merk op dat er in dit geval een veel groter stuk grond verplaatst wordt dan in het vorige geval.



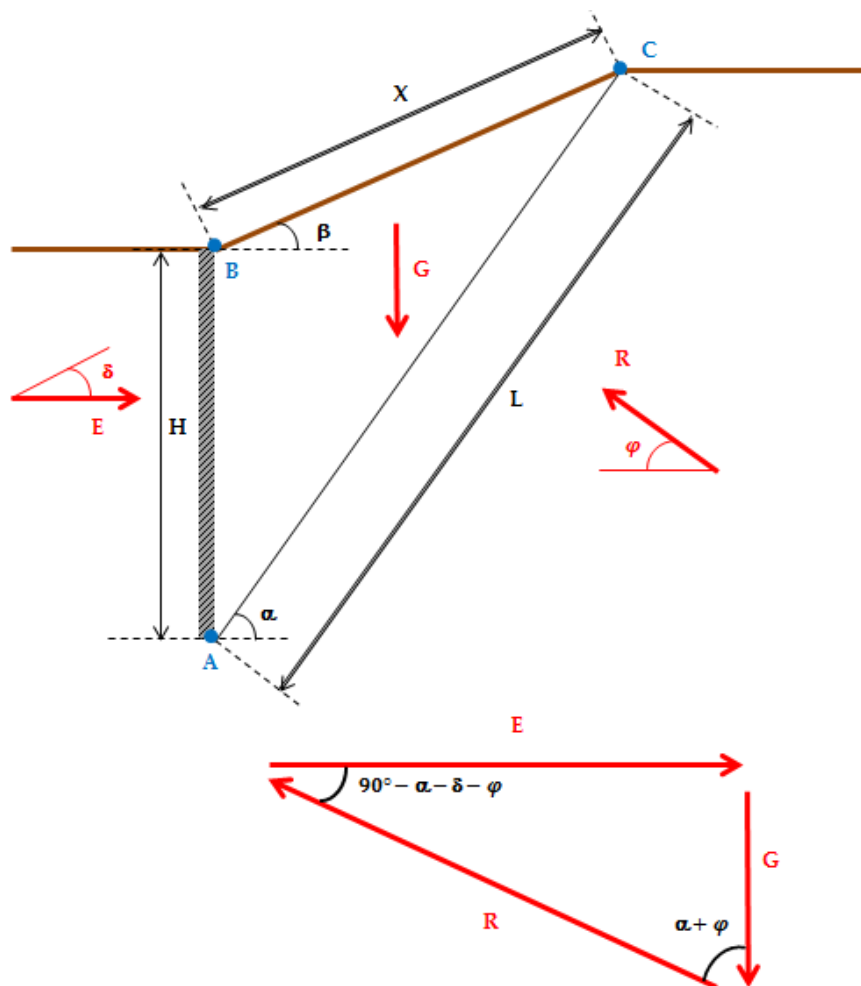
Figuur 30: Actieve en passieve grensspanningstoestand

De gronddruktheorie van Rankine geldt enkel voor verticalen en gladde wanden, die zich tevens in een cohesie loze grond bevinden. Tevens moeten zowel het maaiveld als de eventuele belasting oneindig doorlopen [20,21].

Methode van Culmann

Als men de berekeningen van de verschillende cases wilt uitwerken, zal men zien dat dit niet mogelijk is met de methode van Rankine. Dit komt omdat enerzijds het maaiveld niet oneindig doorloopt en anderzijds men soms te maken heeft met een cohesieve grond. Daarom moet er een andere methode gezocht worden om de berekeningen binnen deze thesis te kunne uitvoeren. De methode van Culmann of de C Phi Delta-methode staat toe deze berekeningen wel uit te voeren. *D-Sheet* rekent ook met deze methode. Bij deze methode zijn de glijvlakken recht. De gronddrukcoëfficiënten houden rekening met de bovenbelasting en de vorm van het maaiveld.

De berekeningsmethode volgens Culmann is weergegeven in figuur 31 en wordt als volgt beschreven. Men neemt aan dat verticale damwand een lengte van 1 meter heeft en een hoogte H , waarop een grondkerende kracht E met externe wrijvingshoek δ op inwerkt. De hoek die de landtalud maakt met de damwand wordt beschreven door β , waarbij de lengte van die talud X is. Het lijnstuk AC stelt een willekeurig glijvlak met een hoek α voor en deze komt overeen met een lengte L . Hierop werkt een grondreactiekracht R in met een interne wrijvingshoek φ . Het gewicht G van de afschuivende grond kan berekend worden uit de grootte van de driehoek ABC boven de breuklijn.



Figuur 31: Krachtendiagram voor passieve gronddruk voor een willekeurig recht glijvlak

Aan de hand van goniometrische formules en driehoeksmetkunde is het mogelijk om een aantal vergelijkingen voor het krachtendiagram op te stellen. De hoeken van driehoek ABC komen overeen met de volgende hoeken:

$$\hat{A} = 90^\circ - \alpha \quad (2.33)$$

$$\hat{B} = 90^\circ + \beta \quad (2.34)$$

$$\hat{C} = 180^\circ - \hat{A} - \hat{B} = 180^\circ - (90^\circ - \alpha) - (90^\circ + \beta) = \alpha - \beta \quad (2.35)$$

Voor elke driehoek geldt dat de verhouding van de sinus van een hoek gedeeld door de overstaande zijde gelijk is aan een andere sinus van diezelfde driehoek gedeeld door zijn overstaande zijde. In dit geval geldt voor het krachtendiagram dat:

$$\frac{\sin(\alpha + \varphi)}{E} = \frac{\sin(90^\circ - \alpha - \varphi - \delta)}{G} \quad (2.36)$$

$$E = G \cdot \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin(90^\circ - \alpha - \varphi - \delta)} \quad (2.37)$$

Hetzelfde principe kan worden toegepast op driehoek ABC:

$$\frac{\sin(90^\circ + \beta)}{L} = \frac{\sin(90^\circ - \alpha)}{X} \quad (2.38)$$

$$\frac{\cos(\beta)}{L} = \frac{\cos(\alpha)}{X} \quad (2.39)$$

$$X = L \cdot \frac{\cos(\beta)}{\cos(\alpha)} \quad (2.40)$$

Het gewicht G van een onregelmatige driehoek kan als volgt worden bepaald:

$$G = \frac{1}{2} \cdot X \cdot H \cdot \gamma \cdot \sin(90^\circ + \beta) \quad (2.41)$$

Men verkrijgt het gewicht G door het samenvoegen van vergelijking 2.40 met vergelijking 2.41:

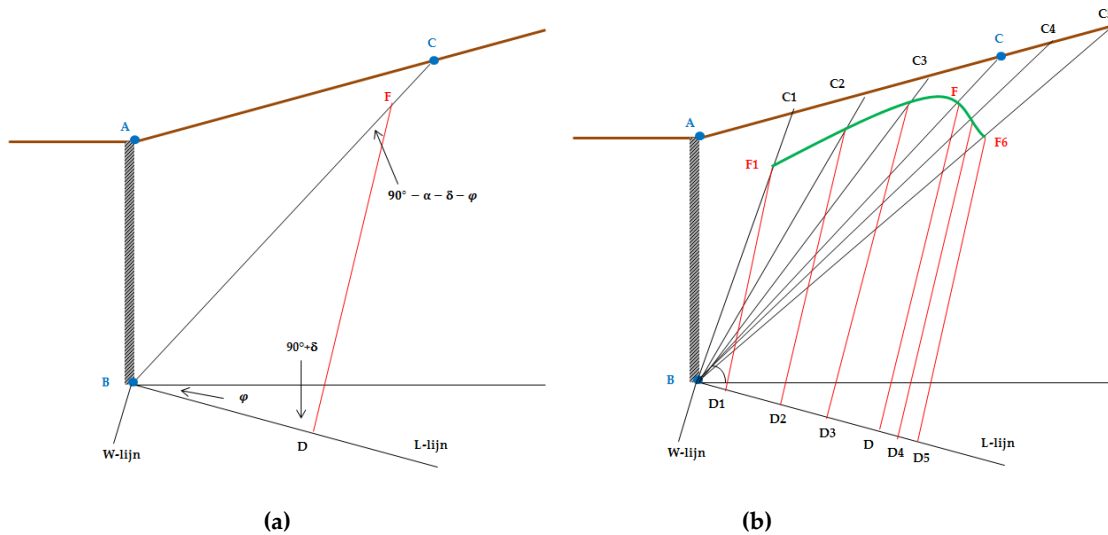
$$G = \frac{1}{2} \cdot L \cdot H \cdot \gamma \cdot \frac{\cos^2(\beta)}{\cos(\alpha)} \quad (2.42)$$

Als men de uiteindelijke vergelijking voor de grondkerende kracht E wilt kennen, moet vergelijking 2.37 in vergelijking 2.42 worden ingevuld:

$$E = \frac{1}{2} \cdot L \cdot H \cdot \gamma \cdot \frac{\cos^2(\beta)}{\cos(\alpha)} \cdot \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin(90^\circ - \alpha - \varphi - \delta)} \quad (2.43)$$

Aangezien het glijvlak AC willekeurig gekozen is, kunnen we hieruit niet rechtstreeks de passieve gronddruk volgens Coulomb berekenen. Er moet voldaan worden aan het maximum van E_p , zodat volgens $\frac{d|E|}{d\alpha} = 0$, de hoek α_0 voor passieve gronddruk kan bepaald worden. De formule voor de passieve gronddruk E_p kan gevormd worden door vergelijking 2.42 indien α gelijk is aan α_0 .

De passieve gronddruk kan worden berekend volgens Culmanns grafische voorstelling van het krachtenevenwicht. In figuur 32 wordt dit geïllustreerd. De W-lijn maakt een hoek φ ten opzichte van de horizontale rechte vertrekkende vanuit de onderzijde van de damwand. De L-lijn kan men vormen door een hoek te maken van $90^\circ + \delta$ in wijzerzin vanuit de W-lijn. De grootte van het zwaartepunt G (afhankelijk per afschuifvlak) kan worden uitgedrukt in een lengte volgens een bepaalde krachtenschaal. Die lengte stelt men voor door het lijnstuk BD, gelegen op de W-lijn. Vanuit het punt D loopt een lijn DF evenwijdig aan de L-lijn. Het punt F stelt het snijpunt voor tussen de rechte F en het glijvlak BC.



Figuur 32: (a) Geometrische relatie; (b) Culmanns grafische voorstelling

Als men figuur 31 en figuur 32a met elkaar vergelijkt, ziet men dat de zijde DF overeenkomt met de grondkerende kracht E waarbij de grootte van E kan worden uitgedrukt door de lengte van DF. Ook BF komt overeen met de grondreactiekracht R uit het glijvlak BC. Dit wil zeggen dat $l_{DF} = E$ en dat $l_{BC} = R$. In figuur 32b wordt een reeks van glijvlakken C1, C2 ... voorgesteld. Men neemt aan dat voor elk van deze glijvlakken de grondkerende kracht E bepaald kan worden. Hierbij geldt dat het minimum van E wordt beschouwd als de passieve gronddruk E_p , wat in dit geval overeenkomt met het lijnstuk DF. Om de actieve gronddruk te kunnen bepalen, moet de W-lijn weer een hoek van φ vormen ten opzichte van de horizontale, maar deze keer langs de andere zijde. De verdere berekeningen verlopen analoog met die van de passieve gronddruk [22].

Eigenlijk stelt δ de wrijvingshoek voor tussen het structurelement en de grond. De meest veilige manier om met δ te rekenen, is deze gelijk te stellen aan 0. Dit leidt dan echter tot een zeer conservatief ontwerp. Meer realistisch is het rekenen in functie van de ruwheid van het materiaal en de wrijvingshoek van de grond. In tabel 3 staan de gebruikelijke waarden voor de wrijvingshoek tussen de wand en de grond.

Tabel 3: Waardes voor de wrijvingshoek tussen de wand en grond

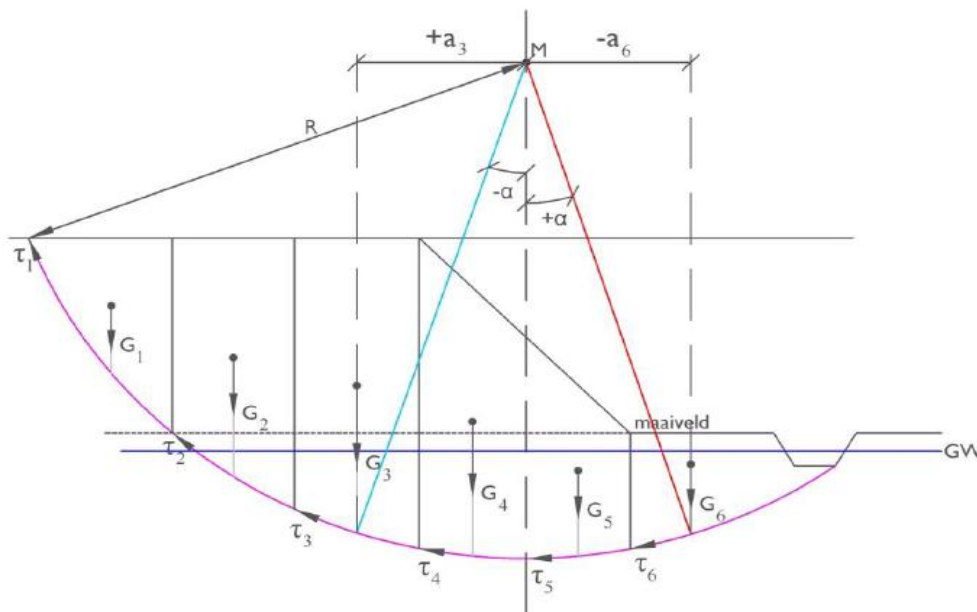
Materiaal	Ruw beton	Staal	Glad beton
δ	φ	$\frac{2 \cdot \varphi}{3}$	$\frac{\varphi}{2}$

2.4.2 Afschuiven volgens glijvlak, methode van Bishop

Om te bepalen of de gehele constructie zal afschuiven volgens een bepaald glijvlak, kan men de methode van Bishop gebruiken. Hierbij wordt aan de hand van een lamellenmethode een stabiliteitsfactor bepaald. Als deze overschreden wordt, is dit een teken dat de constructie zal afschuiven volgens dat bepaalde glijvlak.

Een eerste aanname voor het gebruik van de methode van Bishop is dat men te maken heeft met een cirkelvormig glijvlak, zoals te zien in figuur 33. Ten tweede wordt de grond die binnen dit glijvlak ligt verdeeld in verticale lamellen met een gelijke breedte. Er wordt verondersteld dat de breedte van de lamel zo klein is zodat het glijvlak onderaan de lamel als een recht vlak kan beschouwd worden, welke een hoek α maakt met de horizontale.

Het middelpunt van het cirkelvormig glijvlak is gelegen in het punt M en heeft een straal r. Elke lamel heeft een ander grondoppervlak. Voor elke lamel apart moet dan ook het bijhorende verticale evenwicht bepaald worden. Aan de hand hiervan is het mogelijk om via verticale spanningen op het glijvlak de schuifspanning te bepalen. Tevens wordt het momentenevenwicht bepaald rond het middelpunt van de glijcirkel.



Figuur 33: Verdeling glijvlak in lamellen volgens Bishop, [23]

De stabiliteitsfactor van Bishop wordt als volgt gedefinieerd [23]:

Uit het momentenevenwicht ten opzichte van het middelpunt van de cirkel volgt, dat voor een stabiel talud het stabiliserende moment M_{stab} groter of minimaal gelijk moet zijn aan het aandrijvende moment:

$$\frac{M_{stab}}{M_{aandr}} = F_s \geq 1 \quad (2.44)$$

Het stabiliserende moment M_{stab} en het aandrijvende moment M_{aandr} worden als volgt gedefinieerd:

$$M_{stab} = r \cdot \sum_i (\tau_i \cdot l_i) \quad (2.45)$$

$$M_{aandrijvend} = \sum_i (G_i \cdot \alpha_i) \quad (2.46)$$

De schuifspanningen τ_i per lamel op het glijvlak kan met de volgende formule bepaald worden:

$$\tau_i = \frac{\sin(\varphi') \cdot \cos(\alpha_i)}{\cos(\varphi' + \alpha_i)} \cdot (\sigma'_i + c'_i \cdot \cot(\varphi')) \quad (2.47)$$

De schuifspanning volgens deze formule wordt oneindig bij $(\varphi' + \alpha = 90^\circ)$. Dit kan natuurlijk in werkelijkheid niet voorkomen, maar wordt veroorzaakt door het feit dat de verticale resultante van de krachten op de lamelscheidingen is verwaarloosd.

Bij de methode Bishop wordt aangenomen dat de interactiekrachten tussen de lamellen onderling horizontaal zijn. Dit heeft weinig invloed op het resultaat. Door deze aanname hebben de interactiekrachten geen invloed meer op het verticale evenwicht van een lamel en dus ook niet meer op de bepaling van de schuifkracht langs het schuifvlak. De methode Bishop levert over het algemeen een vrij goede voorspelling van de veiligheid tegen afschuiven.

Het aandrijvende moment

Men kan het aandrijvend moment bepalen ten opzichte van het rotatiemiddelpunt M van de glijcirkel. Indien men een hoek $+\alpha$ maakt ten opzichte van het rotatiemiddelpunt, zoals te zien in figuur 33, dan werkt dit negatief ten opzicht van het aandrijvend moment. Wordt er daarentegen een hoek $-\alpha$ gevormd vanuit het rotatiemiddelpunt, dan zal dit een positief effect hebben op het aandrijvend moment. Hiermee moet dan ook rekening gehouden worden met de bepaling van het aandrijvend moment die als volgt gebeurt op basis van figuur 33:

$$M_{aandrijvend} = \sum_i (G_i \cdot \alpha_i) = G_1 \cdot \alpha_1 + G_2 \cdot \alpha_2 + G_3 \cdot \alpha_3 + G_4 \cdot \alpha_4 - G_5 \cdot \alpha_5 - G_6 \cdot \alpha_6 \quad (2.48)$$

Het stabiliserende moment

Het stabiliserende moment of opneembaar moment wordt geleverd door de schuifspanningen die in het glijvlak gaan werken. Wanneer die schuifspanningen worden gesommeerd over de lengte van het gedeelte aan het glijvlak waarover zij geldig zijn, dan ontstaat een gesommeerde schuifkracht.

Elk van de schuifkrachten heeft dezelfde momentenarm, namelijk de straal van de glijcirkel r.

$$M_{stab} = r \cdot (\tau_1 \cdot l_1 + \tau_2 \cdot l_2 + \tau_3 \cdot l_3 + \tau_4 \cdot l_4 - \tau_5 \cdot l_5 - \tau_6 \cdot l_6) \quad (2.49)$$

De schuifspanningen τ_i worden bepaald in het middelpunt van het schuifvlak van de lamel "i". Er wordt een straal getrokken tussen het rotatiemiddelpunt en dat punt. De hoek tussen die straal en de verticaal door het rotatiemiddelpunt is de hoek α en wordt opgemeten [23].

2.4.3 Bezijden van grondankers volgens stabiliteitsmethode van Kranz

Voor het ontwerpen van zowel ankerschotten en groutankers worden er altijd drie berekeningen uitgevoerd:

- Dimensioneren van de ankerstaaf;
- Dimensioneren van het ankerlichaam (ankerschot of groutanker);
- Evenwicht van de verankering bepalen met de stabiliteitsmethode van Kranz.

Ankerschotten

1. Dimensioneren van de ankerstaaf

Men dient rekening te houden met twee parameters voor het berekenen van de ankerstaaf. Ten eerste moet men rekening houden met de helling die de ankerstaaf maakt met een horizontaal. Deze helling wordt beschreven door een hoek α . Ten tweede is het belangrijk om de tussenafstand t van twee opeenvolgende ankerstaven te weten. Aan de hand hiervan kan de maximale kracht per ankerstaaf bepaald worden [24]:

$$F_{A,max} = \frac{t}{\cos \alpha} \cdot F_{A,max,hor} \quad (2.50)$$

Om aan de sterkteparameters te voldoen moet aan de volgende vergelijking voldaan worden:

$$F_{Rd,st} \geq F_{Sd,st} = 1,25 \cdot F_{A,max} \quad (2.51)$$

met $F_{Rd,st}$ gelijk aan :

$$F_{Rd,st} = \min\left(\frac{F_{Breuk}}{1,4}; \frac{F_{vloei}}{1,0}\right) \quad (2.52)$$

2. Dimensionering van het ankerschot

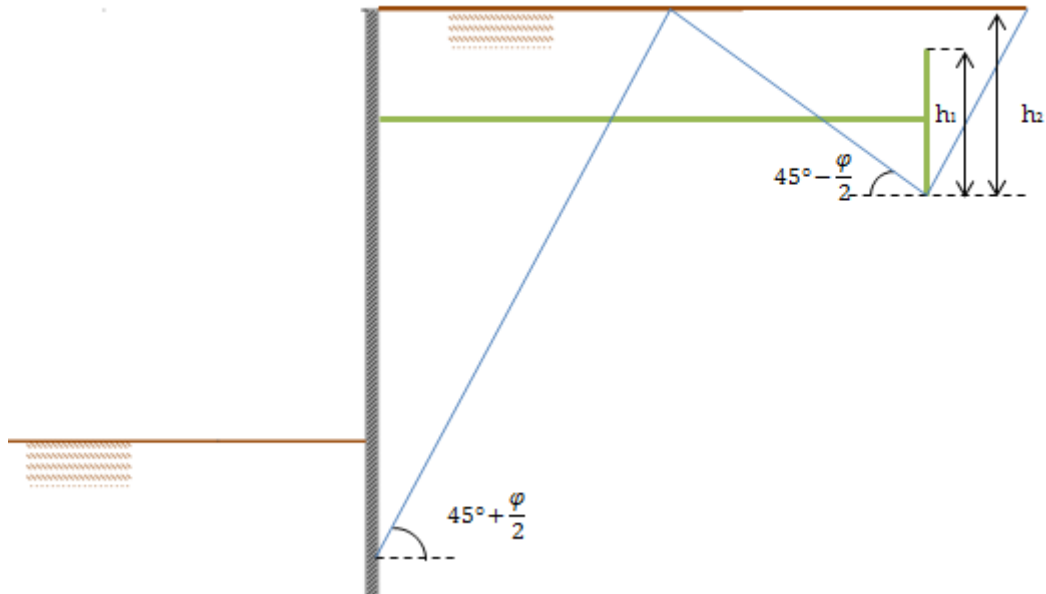
De eis waaraan voldaan moet worden zodat het ankerschot niet bezwijkt is de volgende:

$$F_{Rd,Li} \geq F_{Sd,Li} = 1,1 \cdot F_{A,max} \quad (2.53)$$

Aan de hand van figuur 34 wordt uitgelegd hoe men de rekenwaarde van de bezwijkkracht van het ankerschot kan bepalen. Allereerst gaat men ervan uit dat het actieve glijvlak van de grondkerende constructie en het passieve glijvlak van het ankerlichaam elkaar niet snijden. Aangezien de damwand ingeklemd is, ligt het rotatiepunt in het punt waar het maximum moment optreedt. De berekening van de bezwijkkracht gebeurt met het principe van Mohr volgens rechte glijvlakken. Men krijgt dan de volgende vergelijking [24]:

$$F_{Rd,Li} = 0,5 \cdot \left(\beta_f + \frac{b}{h_1} - 1\right) \cdot h_1 \cdot h_2^2 \cdot \gamma' \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi''} - \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}\right) - \left(\beta_f + \frac{b}{h_1} - 1\right) \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot p_d \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}\right) \quad (2.54)$$

met β_f de Buchholz-factor die afhankelijk is van de hoek van inwendige wrijving en de verhouding tussen h_2 over h_1



Figuur 34: Ankerschot

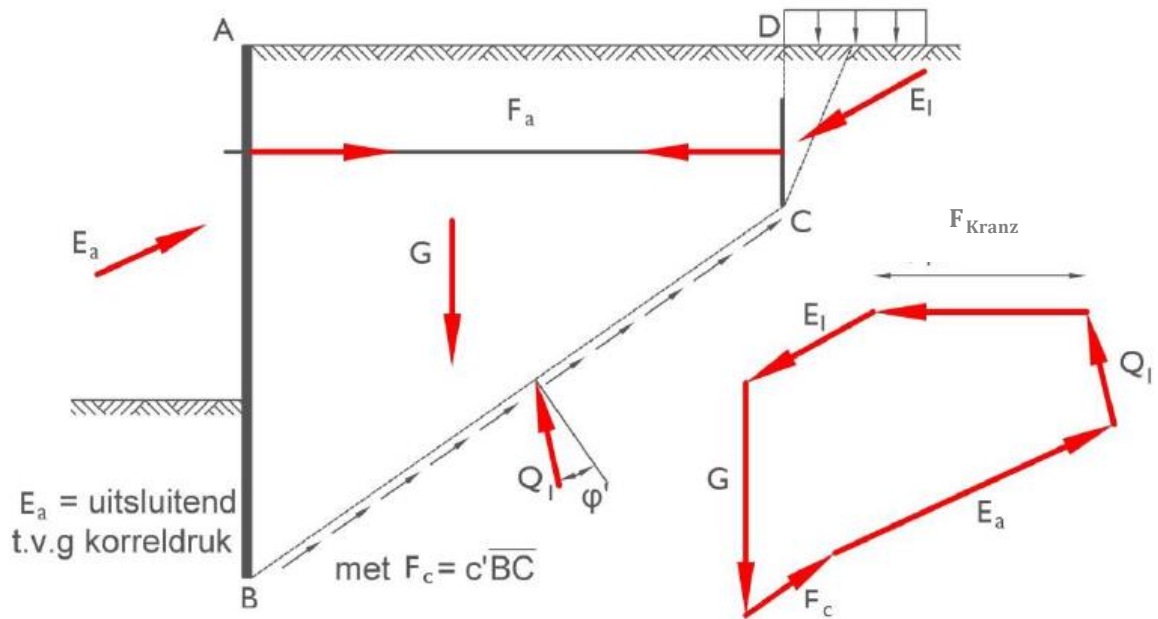
3. Evenwicht van de verankering bepalen met de stabiliteitsmethode van Kranz

Door het totaal evenwicht van de verankering en de gehele constructie uit te schrijven, is het mogelijk om de afstand tussen de damwand en het ankerschot te bepalen zodat er geen bezwijking van de totale constructie zal optreden. Dit wordt ook de stabiliteitsmethode van Kranz genoemd.

Voor voldoende stabiliteit dient voldaan te worden aan volgende vergelijking:

$$1,5 \cdot F_{A,max} \leq F_{kranz} \quad (2.55)$$

Indien de afstand tussen het ankerschot en de damwand te klein is, zal er een recht glijvlak ontstaan dat loopt vanaf het maximum optredend moment van de damwand naar het dwarskrachten nulpunt van het ankerschot, dit omdat het ankerschot als ingeklemd wordt beschouwd. Het grondoppervlak, dat begrensd wordt door de damwand, het maaiveld, het ankerschot en het eerder vernoemde glijvlak, moet de rekenwaarde van de ankerkracht kunnen opnemen om te voldoen aan de stabiliteitsvergelijking van Kranz. In figuur 35 wordt de situatie grafische weergegeven [24].



Figuur 35: Krachtenevenwicht ankerschot [24]

De krachten die werken in de gehele constructie kunnen als volgt gedefinieerd worden. Hierbij stelt G het gewicht van het begrensde grondoppervlak voor. De reactiekracht E_a is het gevolg van de actieve gronddruk aan de achterzijde van de damwand. Ook werkt er een reactiekracht in op het ankerschot. Deze reactiekracht E_l is te wijten aan de werkende actieve gronddruk aan de achterzijde van het ankerschot. Indien er een bovenbelasting aanwezig is, dient men deze ook in rekening te brengen. Indien er cohesie aanwezig is dan levert dit een extra passieve of tegenwerkende kracht F_c op in het grondoppervlak. De richting hiervan ligt evenwijdig met het des betreffende glijvlak. De grondreactiekracht Q_l werkt in op het glijvlak onder een wrijvingshoek φ' . De kracht F_a in het anker stelt de stabiliteitskracht van Kranz voor, met andere woorden de kracht die via het ankerschot op het grondoppervlak inwerkt. De kracht F_a is de enigste onbekende in dit krachtendiagram. Men kan deze kracht grafisch bepalen door alle kracht met elkaar te verbinden. De Kranz-kracht wordt gebruikt om het geheel sluitend te maken. De waarde die nodig is om het krachtendiagram sluitend te maken, stelt de effectieve Kranz-kracht voor. In het voorbeeld uit figuur 35 werkt men met een horizontaal ankerschot. Het is ook mogelijk om dit onder een hoek α te plaatsen ten opzichte van de horizontaal. Dan zal ook de uiteindelijke Kranz-kracht onder een hoek α liggen [24].

Groutankers

1. Dimensioneren van de ankerstaaf

Deze berekening is analoog aan die van de dimensionering van de ankerstaven bij ankerschotten. Er moet enkel nog rekening gehouden met het feit dat afhankelijk van de hellingshoek van het anker er een veiligheidscoëfficiënt moet worden toegepast. Deze coëfficiënten worden weergegeven in tabel 4.

Tabel 4: Veiligheidscoëfficiënt bij bepaalde ankerhelling

Ankerhelling	Veiligheidscoëfficiënt
< 0°	1,5
0° - 45°	1,75
> 45°	2,0

2. Dimensionering van het groutanker

Het groutanker kan bezwijken op twee manieren [24]:

- Bezwijken van het groutlichaam met de grond ;
- Bezwijken van het groutlichaam met de stalen ankerstaaf;

Voor de toetsing van het groutanker moet gelden dat:

$$F_{Rd,Grout} \geq F_{Sd,Grout} = 1,1 \cdot F_{A,max} \quad (2.56)$$

waarbij $F_{Rd,Grout}$ bepaald kan worden als volgt :

$$F_{Rd,Grout} = \frac{\xi}{\gamma_M} \cdot F_{Grout,min} \quad (2.57)$$

met $F_{Grout,min}$ een indicatie van de minimale bezwijkkracht van het groutlichaam.

ξ de reductiefactor op basis van het aantal controleproeven. Indien op alle ankers een controleproef wordt uitgevoerd, kan deze factor gelijk gesteld worden aan 1.

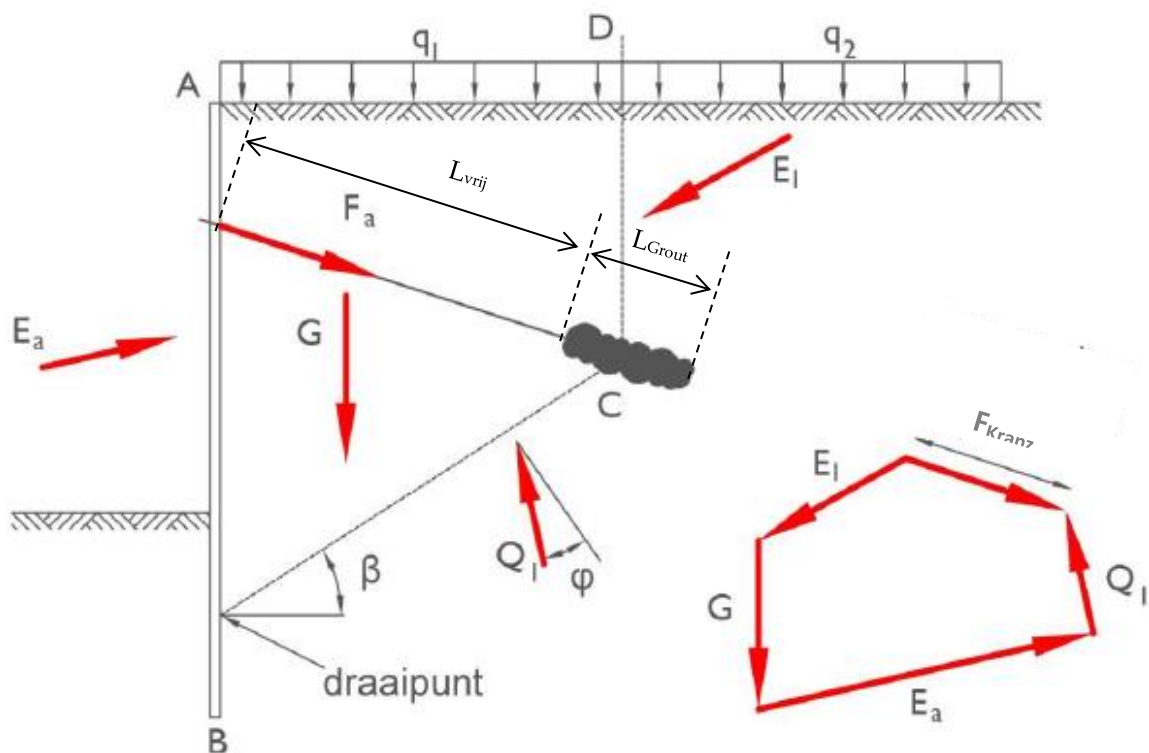
γ_M de partiële materiaalfactor. Indien op alle ankers een controleproef wordt uitgevoerd, kan deze factor gelijk gesteld worden aan 1,25.

3. Evenwicht van de verankering bepalen met de stabiliteitsmethode van Kranz

De stabiliteit van de gehele constructie kan opnieuw bepaald worden door het krachtenevenwicht (zoals eerder getoond bij het ankerschot). In figuur 36 wordt getoond hoe het krachtenevenwicht eruit zal zien in het geval men dit moet uitrekenen voor een groutanker. De voorwaarde waaraan voldaan moet worden, is nog steeds dezelfde en kan dus worden voorgesteld als [24]:

$$1,5 \cdot F_{A,max} \leq F_{kranz} \quad (2.58)$$

Omdat men rekt met een groutanker moet er ook een ander glijvlak worden gedefinieerd. Het recht glijvlak dat ontstaat loopt vanaf het maximum optredend moment van de damwand naar het midden van het groutlichaam.



Figuur 36: Krachtenevenwicht groutanker [24]

De krachten die inwerken op de gehele constructie bij een groutanker zijn analoog aan deze die inwerken bij een constructie met een ankerschot. Het principe voor de grafische bepaling van de Kranz-kracht blijft dus ook hetzelfde [24].

2.5. Grenstoestanden

In Eurocode 7 worden de geotechnische aspecten op het ontwerp van gebouwen en civieltechnische werken toegepast. Een van de belangrijkste eisen is, dat voor iedere geotechnische ontwerptoestand er geen relevante grenstoestand mag worden overschreden. Er zijn twee toepasbare grenstoestanden te onderscheiden, de bezwijkgrenstoestand (UGT) en de gebruiksgrenstoestand (BGT). Deze grenstoestanden kunnen in de ondergrond, in de constructie of in beide gezamenlijk optreden.

2.5.1 Uiterste grenstoestanden

Volgens Eurocode 7 mogen onderstaande grenstoestanden niet overschreden worden om falen van de constructie te voorkomen [25]:

- Verlies van evenwicht van de constructie of de ondergrond, opgevat als een stijf geheel, waarin de sterkte van de constructieve materialen en de ondergrond geen noemenswaardige bijdrage levert aan de weerstand (EQU);
- Intern bezwijken of zeer grote vervorming van de constructie of van onderdelen ervan, met inbegrip van bijvoorbeeld funderingen op staal, palen of kelderwanden, waarbij de sterkte van de constructiematerialen een beduidende bijdrage levert aan de weerstand (STR);
- Bezwijken of zeer grote vervorming van de ondergrond, waarbij de sterkte van de grond of het gesteente een beduidende bijdrage levert aan de weerstand (GEO);
- Verlies van evenwicht van de constructie of de ondergrond ten gevolge van opdrijven door waterdruk (opwaartse druk) of andere verticale belastingen (UPL);
- Hydraulische grondbreuk, interne erosie en erosie door geconcentreerde grondwaterstroming ('piping') in de ondergrond ten gevolge van hydraulische gradiënten (HYD).

De twee belangrijkste grenstoestanden zijn deze van de constructieve (STR) en geotechnische (GEO) grenstoestanden. Hierbij wordt enerzijds getoetst of een grenstoestand zal bezwijken en anderzijds of het constructief element een grote vervorming zal ondergaan door het falen van de ondergrond.

Algemeen kunnen we dit berekenen als volgt:

$$E_d \leq R_d \quad (2.59)$$

met E_d als de rekenwaarde van een belastingeffect en R_d de rekenwaarde van de weerstand tegen een belasting.

In Eurocode 7 zijn drie ontwerpbenaderingen opgenomen. Elk van deze benaderingen maakt gebruik van andere veiligheidsfactoren die moeten worden toegepast bij uitbreidingen op de vergelijking 2.48. Volgens de Nationale Bijlage van Eurocode 7 in België, wordt geacht ontwerpbenadering 1 te gebruiken voor geotechnische berekeningen. Binnen deze ontwerpmethode zijn voor alle ontwerpen in principe twee controles op de verzamelingsfactoren vereist. Hierbij worden twee afzonderlijke berekeningen uitgevoerd.

Wanneer duidelijk is dat een van deze verzamelingen maatgevend is voor het ontwerp, moeten voor de andere verzameling geen berekeningen meer worden uitgevoerd. In het algemeen worden de factoren eerder op de belastingen toegepast dan op de belastingseffecten.

Onderstaand worden de verschillende ontwerpbenaderingen opgesomd [25]:

1. Behalve bij het ontwerp van axiaal belaste palen en ankers, moet zijn getoetst dat een bezwijkgrenstoestand of een zeer grote vervorming niet zal optreden met een van de volgende twee combinaties van verzamelingen van partiële factoren:

Ontwerpbenadering 1.1: $A1 "+" M1 "+" R1$ (DA 1.1)

Ontwerpbenadering 1.2: $A2 "+" M2 "+" R1$ (DA 1.2)

Hierbij stellen A,M en R respectievelijk de belastingfactoren, materiaalfactoren en factoren op de totale draagkracht of weerstand voor. De waarden van de eerste twee veiligheidsfactoren worden weergegeven in tabel 5 en 6.

Tabel 5: Partiële veiligheidsfactoren voor belastingen of belastingseffecten [25]

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

Tabel 6: Partiële factoren voor grondparameters [25]

Grondparameter	Symbool	Verzameling	
		M1	M2
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,0	1,4
Prismadruksterkte	γ_{qu}	1,0	1,4
Volumiek gewicht	γ_γ	1,0	1,0

2.5.2 Partiële belastingfactoren

Belastingen die door de grond worden uitgeoefend op in de geotechnische constructie moeten worden beschouwd als constructieve belastingen. In de veiligheidsaanpak wordt onderscheid gemaakt tussen verificatie van de constructieve sterkte (vb. toetsing sterkte gewapend beton in een constructie) en verificatie van de draagkracht van de ondergrond. De rekenwaarden voor de belastingen worden dan als volgt bepaald:

$$F_d = \gamma_a \cdot F_{rep} \quad (2.60)$$

2.5.3 Materiaalfactoren

De materiaalfactor γ_M hangt samen met de spreiding van de eigenschappen van een bepaald materiaal en is altijd verbonden met een bepaalde eigenschap van het materiaal. Meestal is dat de sterkste. In de geotechniek wordt, in tegenstelling tot de belastingfactoren, voor de materiaalfactoren géén onderscheid gemaakt in de verschillende betrouwbaarheidsklassen. De rekenwaarden voor de grondparameters worden dan als volgt bepaald:

$$X_d = \frac{X_{rep}}{\gamma_M} \quad (2.61)$$

2.5.4 Bruikbaarheidsgrenstoestand

De bruikbaarheidsgrenstoestand is de toestand, waarbij als gevolg van vervormingen de constructie niet meer kan functioneren of waarbij er sprake is van ongewenst verlies aan bruikbaarheid schade of hoge onderhoudskosten. Meestal zijn de criteria die gesteld worden aan vervormingen voor de bruikbaarheid strenger dan die voor de uiterste grenstoestand. Voor een damwandconstructie neemt men aan dat als er 66,66 % of 2/3 van passieve weerstand gemobiliseerd is, dan heeft men de bruikbaarheidsgrenstoestand bereikt van deze damwandconstructie.

2.6. D-Sheet Piling

D-Sheet Piling van *Deltares* wordt gebruikt voor het ontwerpen van damwandconstructies en horizontaal belaste palen. Naast opties die normaal in dergelijke software wordt aangetroffen, beschikt *D-Sheet Piling* over een aantal specifieke opties voor het ontwerpen van damwandconstructies en horizontaal belaste palen [26]:

- **Automatische interpretatie van sonderingen:** Sonderingen kunnen worden ingelezen, zowel in GEF-formaat als online uit BRO/DINO en daarna automatisch worden geïnterpreteerd naar een 1D-grondprofiel.
- **Veiligheid:** *D-Sheet Piling* controleert de veiligheid van de damwandconstructie voor één of meerdere door de gebruiker geselecteerde bouwfasen. Het programma toetst daarbij op partiële veiligheidsfactoren, volgens de Nederlandse Annex of de Belgische Annex van de Eurocode 7. De gebruiker kan desgewenst ook een eigen set partiële veiligheidsfactoren gebruiken.
- **Stabiliteit van ankerwanden:** De stabiliteit van ankerwanden kan getoetst worden aan de hand van de methode van Kranz.
- **Globale stabiliteit:** Een Bishop-glijvlakanalyse wordt gebruikt om de globale veiligheid van de gehele constructie te toetsen.
- **Controle op uitvoerbaarheid:** De damwandberekening kan op uitvoerbaarheid getoetst worden door ze te vergelijken met bestaande ervaringen of op basis van NVAF-ervaringlijnen. Daarnaast kan een voorspelling worden uitgevoerd op de uitvoerbaarheid van de ontworpen constructie.

Het programma heeft de mogelijkheid om een aantal parameters aan te passen:

- grondsoorten met specifieke grondeigenschappen ingeven;
- grondopbouw ingeven aan de hand van de verschillende grondsoorten;
- grondprofiel zowel aan de linker- en rechterzijde van de damwand;
- grondwaterspiegel voor en achter de damplank;
- type keerconstructie, dit kan in staal of beton. *D-Sheet* heeft een databank met verschillende genormeerde types, maar er is ook de mogelijkheid om zelf nog types in te geven.

De berekeningen zijn mogelijk in verschillende fases. Tevens kan men ook kiezen volgens welke ontwerpbenadering men gaat rekenen van Eurocode 7. Er zijn vier standaard mogelijkheden geprogrammeerd waaruit gekozen kan worden zoals:

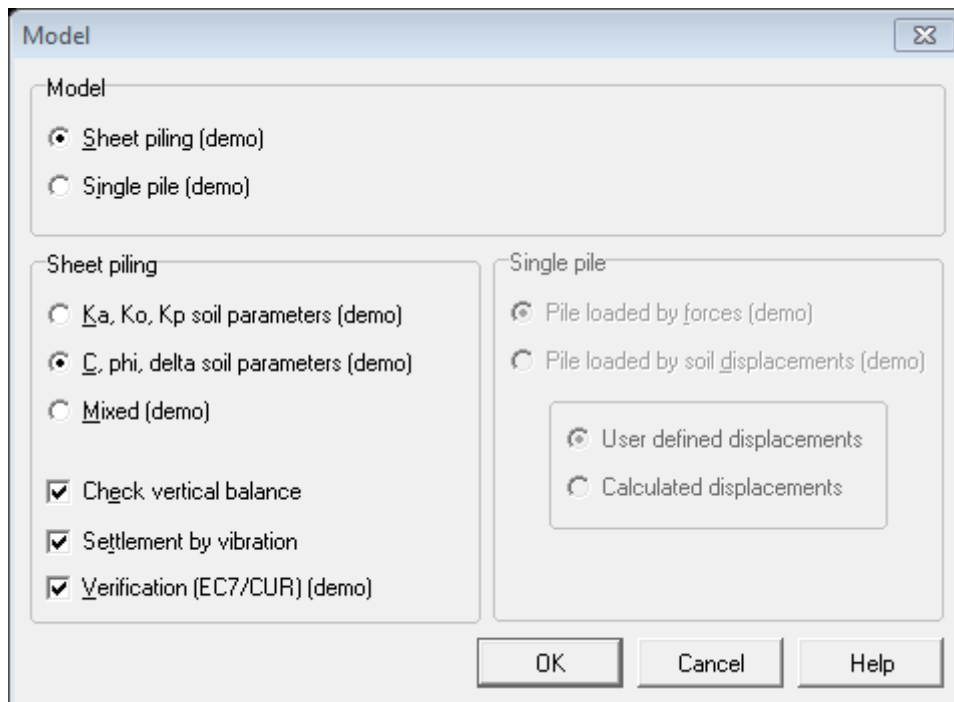
- Eurocode 7: Algemeen (keuze uit ontwerpbenadering 1, 2 en 3);
- Eurocode 7: Volgens Nederlands nationale bijlage (dit betekent rekenen met ontwerpbenadering 3);
- CUR (CUR166 is het handboek voor ontwerpen van damwandconstructies in Nederland. Hierbij wordt ook ontwerpbenadering 3 gebruikt maar volgens andere veiligheidsfactoren);
- Eurocode 7: Volgens Belgische nationale bijlage (er wordt dus gerekend met ontwerpbenadering 1.1 en 1.2)

2.6.1 Berekeningsmethoden D-Sheet Piling

Er zijn twee verschillende berekeningsmethoden waaruit men kan kiezen bij *D-Sheet Piling*. De eerste methode is die volgens de gronddrukcoëfficiënten, de tweede methode is deze volgens Culmann of anders gezegd de C Phi Delta-Methode. In paragraaf 2.4.1 werd de technische kant van de methode van Culmann reeds beschreven. *D-Sheet Piling* heeft een speciale module die deze methode gebruikt. De voordelen hiervan zijn de volgende:

- verfijnde berekeningsmethode voor gronddrukcoëfficiënten;
- modellering van niet-horizontale maaivelden;
- ongelijkmatig verdeelde belastingen;
- initiële bouwfase voor de invoer van niet-horizontale maaivelden of ongelijkmatig verdeelde belastingen, waarbij een spanning- en vervormingsvrije beginsituatie ontstaat.

In figuur 37 [27] staat het invoerscherm om te kiezen welk berekeningsmethode er gebruikt moet worden.



Figuur 37: Keuze berekeningsmethode binnen D-Sheet Piling

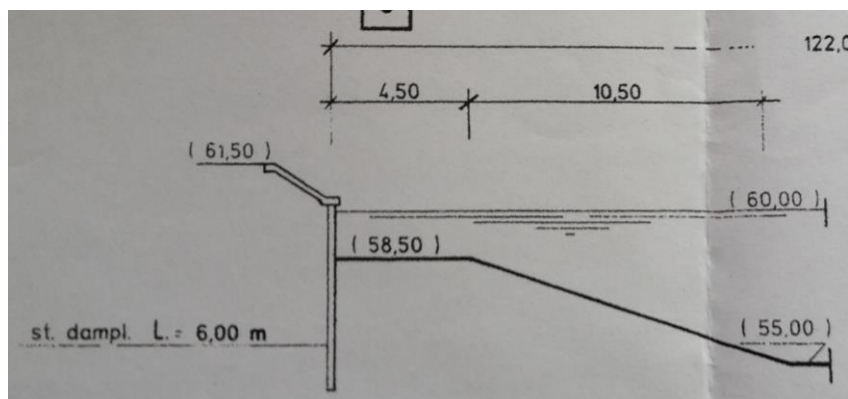
3. Berekningen

3.1. Case studies

Onderstaande cases zullen behandeld worden binnen deze thesis. Het is een selectie van oeververdedigingen die het vaakst voorkomen langsheen het Albertkanaal. Elke case heeft zijn eigen specificaties. Afhankelijk van de ligging zal de ondergrond en het grondprofiel veranderen. Tevens is de lengte van de stalen of betonnen damplanken variabel en zijn deze al dan niet verankerd. Voor elke case wordt de plaats beschreven, een korte beschrijving van de oeververdediging gegeven en een dwarsdoorsnede hiervan weergegeven aan de hand van een overzichtskaart van nv De Scheepvaart.

1^{ste} case:

- gedeelte voor en achter de brug van Veldwezelt;
- linkeroever;
- stalen damplank met een lengte van 6 meter;
- niet verankerd;
- een waterdiepte van 1,5 meter.



(a)

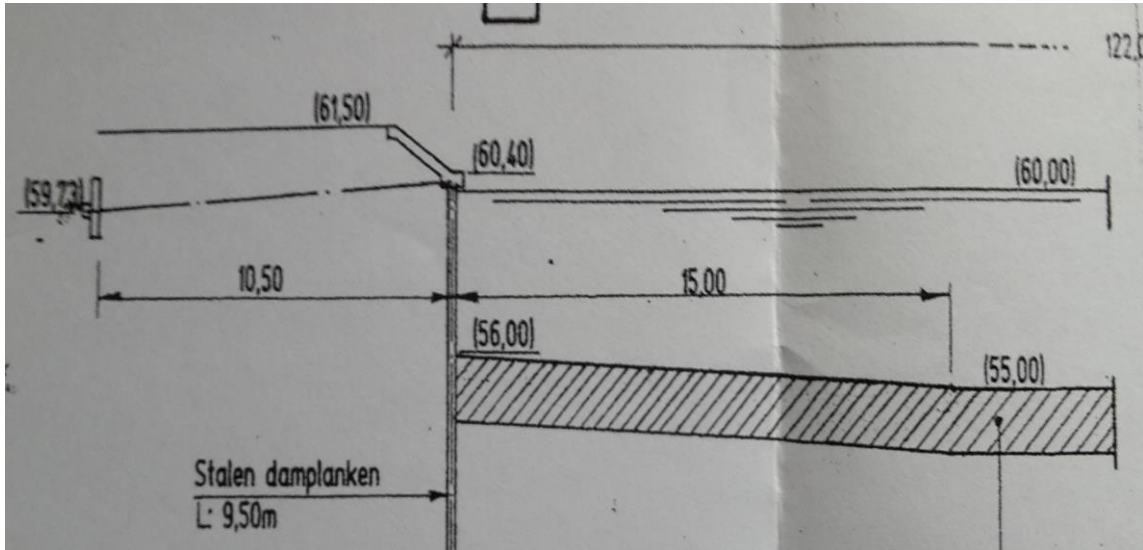


(b)

Figuur 38: (a) Dwarsprofiel case 1; (b) Luchtfoto case 1

2^{de} case:

- zone achter de brug van Veldwezelt en spoorbrug van Lanaken;
- zowel linker- als rechteroever;
- stalen damplank met een lengte van 9,5 meter;
- verankerd;
- een waterdiepte van 4 meter.



(a)

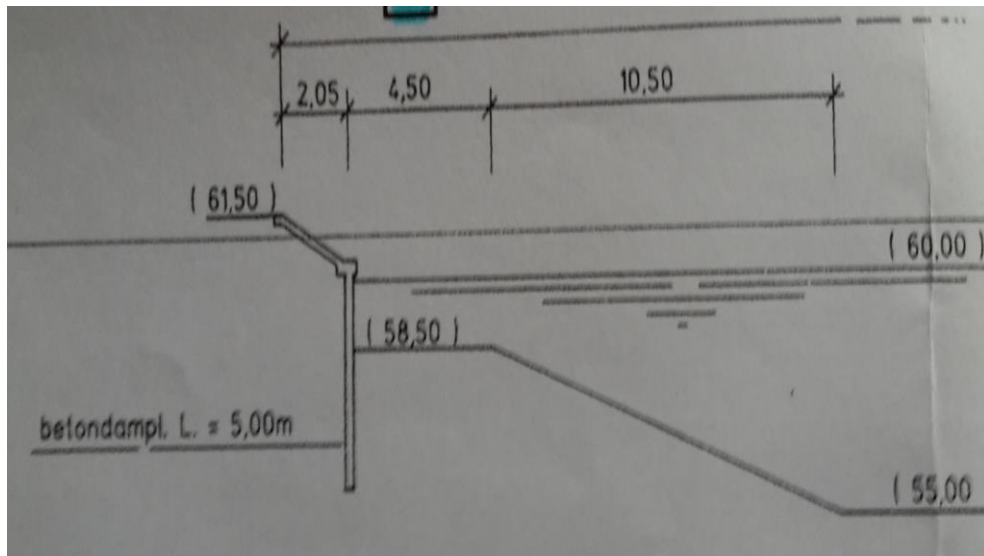


(b)

Figuur 39: (a) Dwarsprofiel case 2; (b) Luchtfoto case 2

3^{de} case:

- gedeelte gelegen tussen de brug van Eigenbilzen en de brug van Zutendaal;
- rechteroever gedeeltelijk in ophoging;
- betonnen damplank met een lengte van 5 meter;
- niet verankerd;
- een waterdiepte van 1,5 meter.



(a)

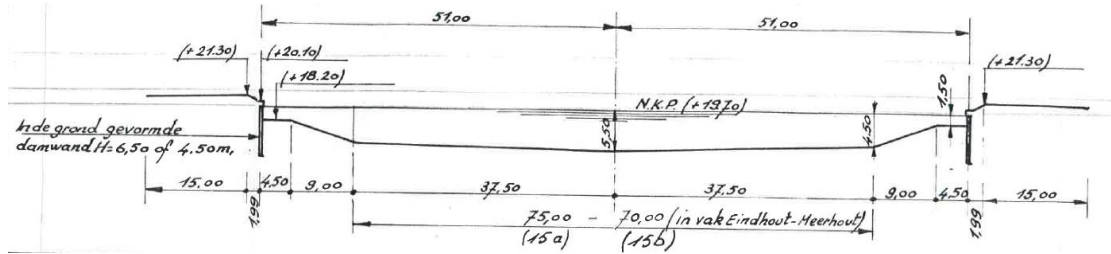


(b)

Figuur 40: (a) Dwarsprofiel case 3; (b) Luchtfoto case 3

4^{de} case:

- zone tussen de brug van Eindhoven en de brug van Geel-Stelen;
- enkel rechteroever in ophoging;
- betonnen damplanken met een lengte van 6,5 meter;
- niet verankerd;
- een waterdiepte van 1,5 meter.



(a)

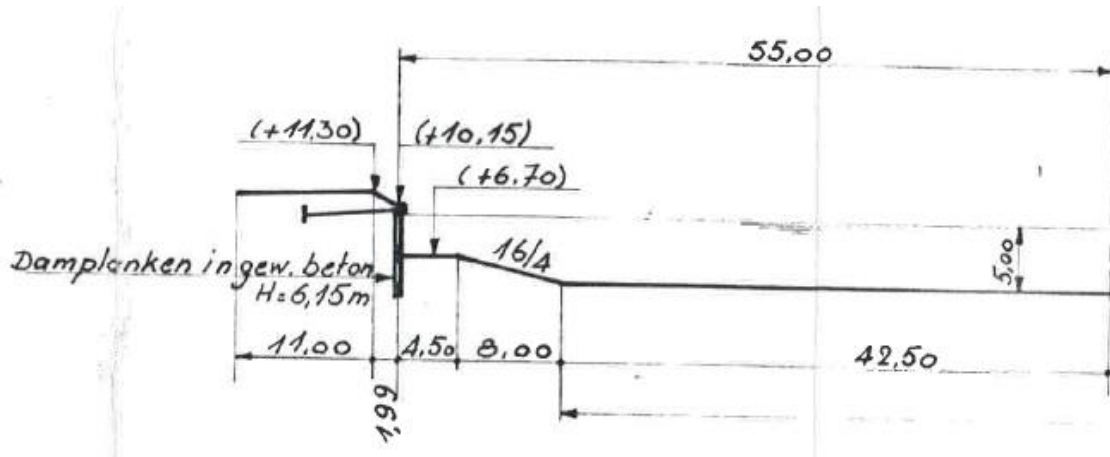


(b)

Figuur 41: (a) Dwarsprofiel case 4; (b) Luchtfoto case 4

5^{de} case:

- zone tussen de brug van Grobbendonk en de brug van Viersel;
- linkeroever gedeeltelijk in ophoging;
- betonnen damplanken met een lengte van 6,15 meter;
- verankerd;
- een waterdiepte van 3 meter.



(a)

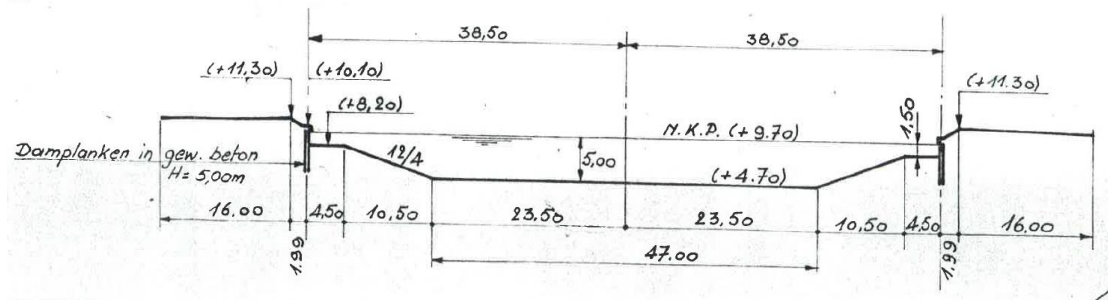


(b)

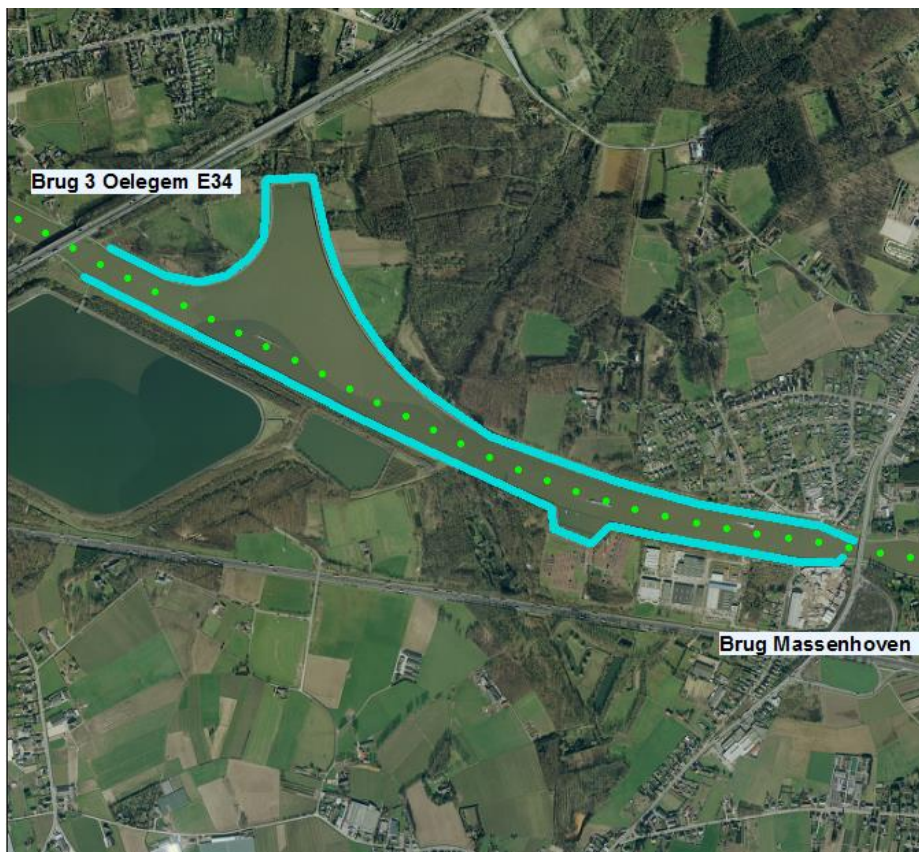
Figuur 42: (a) Dwarsprofiel case 5; (b) Luchtfoto case 5

6^{de} case:

- stroomafwaarts vanaf de brug van Oelegem E34 tot de brug van Oelegem II;
- enkel rechteroever in ophoging;
- betonnen damplank met een lengte van 5 meter;
- niet verankerd;
- een waterdiepte van 1,5 meter.



(a)



(b)

Figuur 43: (a) Dwarsprofiel case 6; (b) Luchtfoto case 6

3.1.1 Berekeningswijze

Voor elke case wordt hetzelfde berekeningspatroon aangehouden. Ten eerste worden alle parameters, zowel die van de damplanken met eventuele verankering als die van de grondsoorten, ingegeven. Ten tweede wordt het grondprofiel gedefinieerd in zijn initiële staat. Hiermee wordt bedoeld dat de grond zowel aan de linker- als rechterzijde op hetzelfde niveau ligt. Ten derde gaan we het oorspronkelijk ontworpen grondprofiel ingeven. Ten vierde wordt in stappen van 0,05 meter het grondniveau verlaagd tot er een instabiliteit plaatsvindt volgens een van de twee ontwerpbenaderingen. Ten vijfde gaan we het grondniveau zodanig verlagen dat ook de grond volgens de overige ontwerpbenadering bezwijkt. Voor deze laatste drie stappen gaan we telkens de momenten, de krachten en de verplaatsingen analyseren, alsook het percentage van de gemobiliseerde passieve weerstand in de grond.

3.1.2 Aannames

- Bij het verlagen van het grondniveau in het kanaal wordt aangenomen dat de grond zich niet naar een lager gebied verplaatst, maar gewoon verdwijnt;
- De taludplaat en kopbalk kunnen niet worden ingegeven bij het berekenen. Het gewicht hiervan wordt niet in rekening gebracht aangezien die slechts een klein effect zullen hebben;
- Belastingen die kunnen optreden langsheen de oever zijn verwaarloosbaar, aangezien het jaagpad enkel toegankelijk is voor voertuigen van nv De Scheepvaart en vergunninghouders.

3.1.3 Rekenoptie D-Sheet volgens EC7 B

Zoals eerder vermeld, is het mogelijk om volgens verschillende ontwerpbenaderingen de gehele stabiliteit van de damwandconstructie uit te rekenen binnen *D-sheet*. Binnen deze berekeningen is er gebruik gemaakt van de standaardoptie "Eurocode 7: Volgens Belgische nationale bijlage". De veiligheidsfactoren waarmee gerekend wordt volgens deze standaardoptie staan weergegeven in tabel 7. Dit wordt weergegeven voor zowel ontwerpbenadering 1.1 als ontwerpbenadering 1.2.

Tabel 7: Rekenopties volgens Eurocode 7 Belgische nationale bijlage

EC7 B: Eurocode 7 gebruikt de factoren zoals beschreven in de nationale annex (ANB) van België			
ANB Set 1 Ontwerpbenadering 1.1		ANB Set 2 Ontwerpbenadering 1.2	
<u>Belastingfactoren</u>		<u>Belastingfactoren</u>	
Effect belasting	1,35	Permanente belasting, ongunstig en gunstig	1,0
Variabele belasting, ongunstig	1,1	Variabele belasting, ongunstig	1,1
<u>Materiaalfactoren</u>		Variabele belasting, ongunstig	0
Cohesie	1,0	<u>Materiaalfactoren</u>	
Tangens phi	1,0	Cohesie	1,25
Wandwrijvingshoek delta	1,0	Tangens phi	1,25
		Wandwrijvingshoek delta	1,25

Opmerking:

In paragraaf 2.5.1 wordt in tabel 5 de partiële veiligheidsfactoren voor de belasting of belastingseffecten volgens Eurocode 7 weergegeven. In die tabel is de waarde van de ongunstige variabele belasting gelijk aan 1,5 volgens ontwerpbenadering 1.1. Binnen D-Sheet werkt men met een waarde van 1,1 zoals te zien is in tabel 7. Dit wil dus zeggen dat D-Sheet het effect van de belastingfactoren onderschat volgens ontwerpbenadering 1.1. Daarom liggen de uitkomsten van ontwerpbenadering 1.1 niet in de buurt van ontwerpbenadering 1.2.

3.2. Case 1

3.2.1 Eigenschappen damplank

Binnen deze eerste case wordt er gebruik gemaakt van een stalen damplank. Het specifieke type van deze damplank is de AZ 18-700. De bovenzijde van deze plank is gelegen op 60,40 meter ten opzichte van het TAW-peil. De lengte bedraagt 6 meter, waarvan 4,1 meter bij het oorspronkelijke grondprofiel zich onder de grond bevindt. De materiaaleigenschappen die verder nodig zijn om de berekeningen uit te voeren staan in tabel 8.

Tabel 8: Eigenschappen damplank case 1

Soort damplank	Lengte damplank [m]	Bovenzijde damplank TAW [m]	Onderzijde damplank TAW [m]	Werkende breedte [m]	Stijfheid EI [kNm ² /m']	Maximum moment [kNm/m']
Staal	6	60,40	54,40	1	$7,938 \cdot 10^4$	432,00

3.2.2 Grondeigenschappen

Aan de hand van sonderingen en boringen die ter beschikking waren op Databank Ondergrond Vlaanderen (DOV) zijn de verschillende grondlagen in de buurt van het type oeververdediging bepaald. Die sonderingen en boringen zijn weergegeven in bijlage B.1. Tabel 9 geeft de verschillende grondlagen met hun specifieke eigenschappen weer. Deze zijn bepaald door middel van een tabel met de verschillende grondeigenschappen per grondsoort uit Eurocode 1997-1 NBN (bijlage A.1).

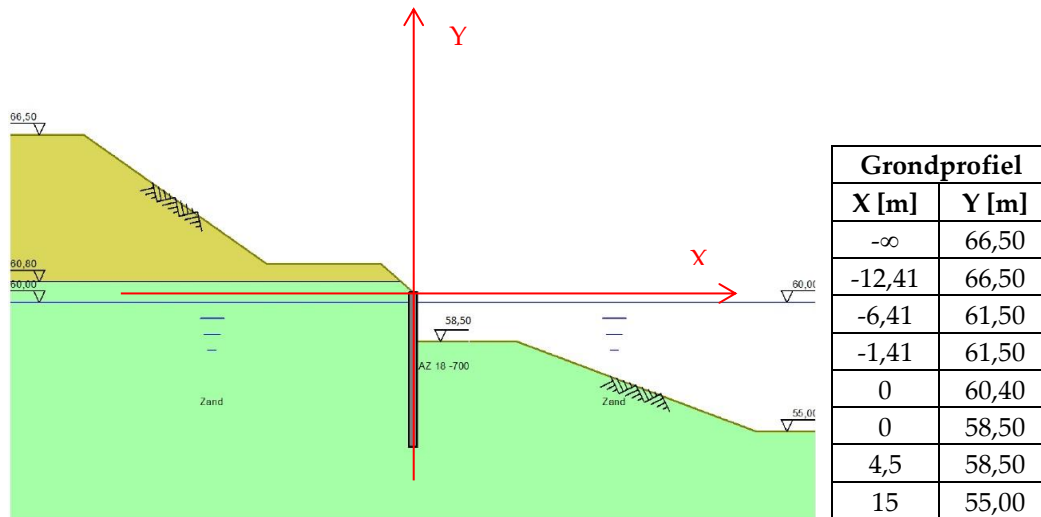
Tabel 9: Grondeigenschappen case 1

Type grond	Bovenste TAW-peil [m]	Onderste TAW-peil [m]	Volumegewicht		Cohesie [kN/m ²]	Wrijvingshoek phi [°]	Delta wrijvingshoek [°]
			Onverz. [kN/m ³]	Verz. [kN/m ³]			
Grind	66,50	60,80	18	20	0	35	23,10
Zand	60,80	48,10	17	19	0	30	19,80

3.2.3 Oorspronkelijk grondniveau in fase 2

De opbouw van het oorspronkelijk grondprofiel is afgeleid uit een overzichtskaart van de oeververdediging langs het Albertkanaal tussen Ternaaen en Kwaadmechelen, die ter beschikking werden gesteld door nv De Scheepvaart. Het oorspronkelijke grondprofiel waarmee gerekend wordt in *D-Sheet* is te zien in figuur 44. De verhoudingen van dat profiel zijn niet correct, maar geven wel een duidelijk beeld van de oeververdediging met zijn verschillende grondlagen.

De tabel bijgevoegd bij figuur 44 geeft het verloop weer van het grondprofiel, zowel in de lengte als in de hoogte, beginnend van links naar rechts. Het nulpunt van de x- en y-as wordt genomen in het bovenste punt van de damplank waarbij we in de y-richting rekenen met het TAW-peil. In de x-richting wordt gerekend vanaf 0 naar links met een negatieve waarde en naar rechts met een positieve waarde. Deze ligging van het assenstelsel wordt ook gebruikt bij de overige cases.



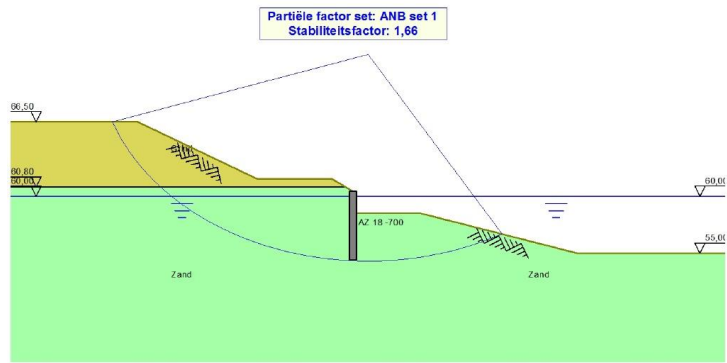
Figuur 44: Oorspronkelijk grondprofiel van case 1

De volledige berekening van deze case is weergegeven in bijlage C.1. De samenvattende gegevens voor het oorspronkelijk grondprofiel staan in tabel 10. De deformatie geeft de krachtenwerking en de verplaatsing op de damwand weer. Daarnaast zijn DA 1.1 en 1.2 de designer approaches of ontwerpbenaderingen volgens Eurocode 7, waarbij in het eerste geval vooral een extra veiligheid wordt ingerekend voor de belastingen en in het tweede geval de veiligheid wordt ingerekend voor de weerstand van de grond.

Tabel 10: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 1

Fase	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	Stabiliteits-factor F_s
2	Deformatie	24,8	15,2	40,0	4,2	/
	DA 1.1	29,8	18,1	42,1		1,66
	DA 1.2	47,4	35,2	66,6		1,33

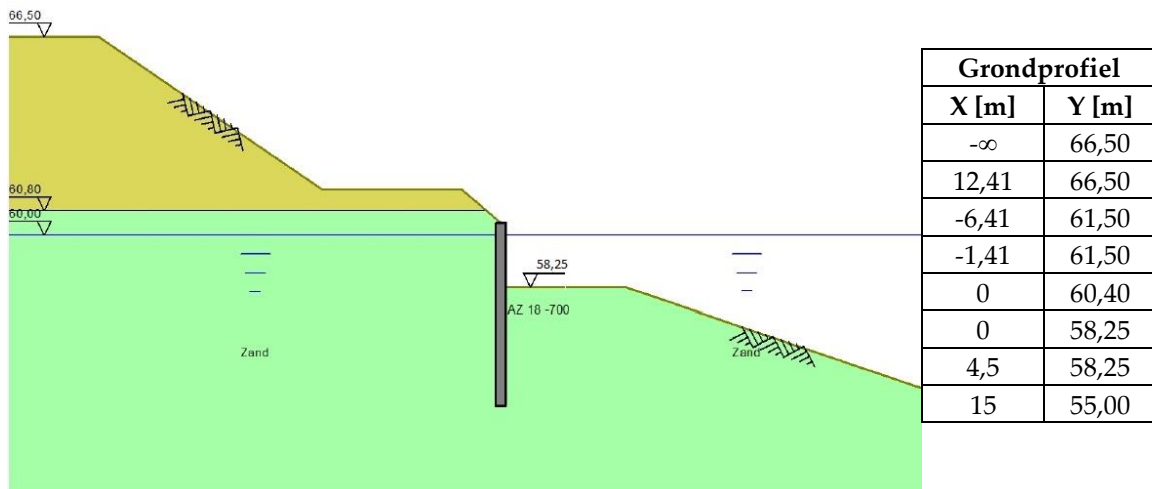
De damplank kan een maximum moment van 432 kNm/m' opnemen, dus voor de drie types van bezwijkmechanismen zal de damplank niet breken. Om te voldoen aan de bruikbaarheidsgrenstoestand moet het mobil percentage lager liggen dan 66,6 %. Voor DA 1.2 ligt dit juist op de grens en kan dit nog aanvaard worden. In figuur 45 wordt het glijvlak van de grond weergegeven met de bijhorende stabiliteitsfactor van 1,66 volgens DA 1.1 weergegeven. Indien $F_s > 1$ is de situatie stabiel en zal de grond niet verschuiven volgens zijn glijvlak. De stabiliteitsfactor F_s bij DA 1.2 bedraagt 1,33 en voldoet dus ook.



Figuur 45: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 1

3.2.4 Instabiliteit volgens DA 1.2 in fase 7

Uit de berekeningen blijkt dat in fase 7 de constructie instabiel wordt volgens DA1.2. Voor die fase is het grondniveau verlaagd met 0,25 meter. De weerstand biedende kracht van de grond wordt in deze fase dus overschreden. In figuur 46 is het grondprofiel in fase 7 weergegeven met een tabel van het grondprofiel. Tabel 11 geeft een duidelijk beeld van de parameters per fase tot deze bezwijkt in DA 1.2.



Figuur 46: Grondniveau 0,25 meter verlaagd, faalt bij DA 1.2 voor case 1

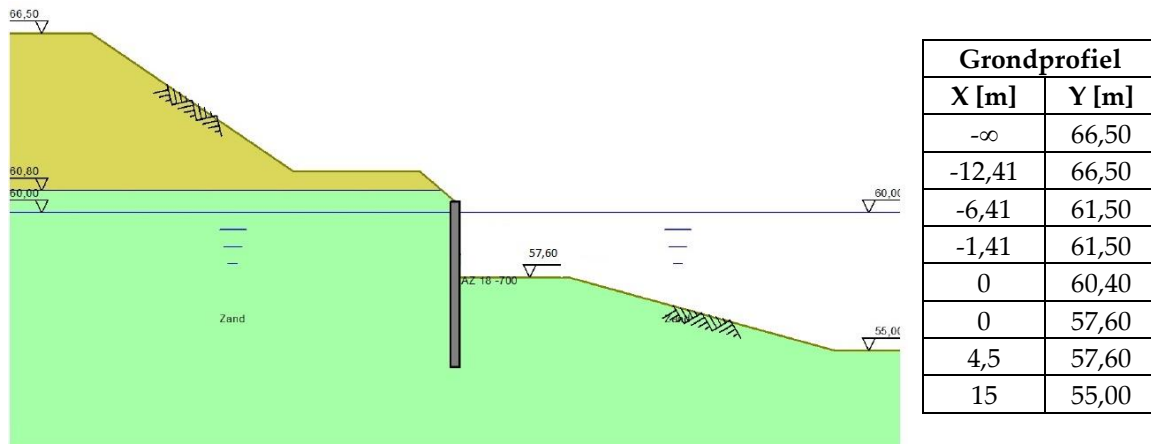
Tabel 11: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.2 in fase 7 voor case 1

Fase	Grondverlaging [m]	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
3	0,05	Deformatie	25,6	15,8	35,1	4,9	/
		DA 1.1	30,8	18,6	37,9		1,65
		DA 1.2	50,0	38,3	67,6		1,32
4	0,10	Deformatie	26,7	16,3	35,4	5,2	/
		DA 1.1	32,1	19,9	38,3		1,64
		DA 1.2	52,8	42,4	71,0		1,31
5	0,15	Deformatie	27,9	16,9	35,8	5,6	/
		DA 1.1	33,4	21,2	38,3		1,63
		DA 1.2	55,4	47,2	74,9		1,30
6	0,20	Deformatie	29,1	17,5	36,2	6,0	/
		DA 1.1	35,1	23,1	39,7		1,62
		DA 1.2	58,7	57,6	83,0		1,30
7	0,25	Deformatie	30,4	18,2	36,7	6,5	/
		DA 1.1	36,7	24,9	40,6		1,61
		DA 1.2	-	-	-		-

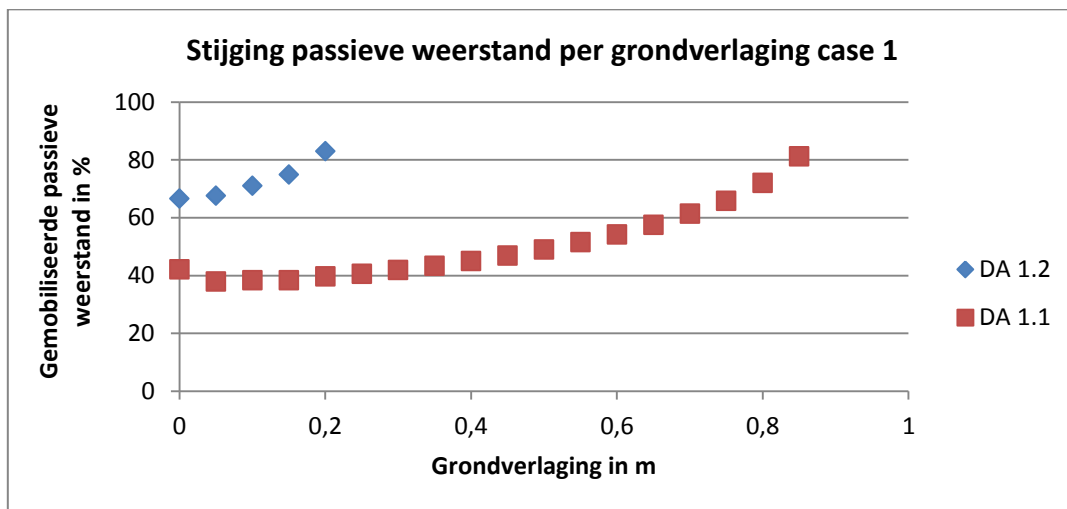
Bij de analyse van de drie falingstypes is het duidelijk te zien dat het percentage van de gemobiliseerde weerstand van ontwerpbenadering 1.2 het hoogst ligt. Bij elke grondverlaging of fase stijgen de waarden voor elke parameter. Het is dan ook logisch dat type DA 1.2 het eerst zal bezwijken. In fase 6 vindt er slechts een grondverlaging van 20 cm plaats en bedraagt het percentage van de passieve gemobiliseerde weerstand al 83,0 %. De stabiliteitsfactor is in beide ontwerpberekeningen nog boven zijn minimale grens. Tijdens fase 7 overschrijdt dat percentage de 100 % en daarom zal de damwand instabiel worden. De verplaatsing van de damwand ten opzichte van zijn eigenlijke positie aan de bovenzijde is slechts 6,5 mm. De verplaatsing is zo klein dat de tandgroefverbinding tussen de kopbalk en taludplaat behouden zal blijven. Ook het optredend moment in de damwand van 30,4 kNm is beperkt ten opzichte van het maximale moment 432 kNm/m' wat deze damwand heeft.

3.2.5 Instabiliteit volgens DA 1.1 in fase 20

Om het grondniveau waarbij de constructie faalt te weten te komen, gaan we in stappen van 0,05 cm het grondniveau verlagen tot dat de constructie instabiel wordt. Figuur 47 geeft de situatie weer bij welke grondniveauverlaging de oeververdediging faalt. Tabel 12 geeft de maxima van de parameters per grondverlaging weer.



Figuur 47: Grondniveau 0,9 meter verlaagd, faalt bij DA 1.1 voor case 1



Figuur 48: Stijging passieve weerstand in functie van de grondverlaging case 1

De damwand zal in fase 20 instabiliteit vertonen volgens ontwerpbenadering 1. In die fase is het grondniveau met 0,90 meter verlaagd. Bij de grondverlaging van 0,85 meter was er 81,2 % van de passieve weerstand gemobiliseerd. Een extra verlaging van 5 cm heeft de grond instabiel gemaakt volgens DA 1.1. De verplaatsing van de damwand bedraagt 46,5 mm ten opzichte van de onderzijde van de damwand. De stalen damplank zal niet breken aangezien er slechts een moment van 63,4 kNm optreedt. De uiteindelijke stabiliteitsfactor in fase 19 is 1,52 en is dus groter dan 1, wat betekent dat de grond niet zal afschuiven volgens zijn glijvlak. De grafiek in figuur 48 toont aan dat het percentage aan gemobiliseerde passieve weerstand exponentieel stijgt ten opzichte van de grondverlaging. Dus naarmate er meer grond wordt uitgespoeld, stijgt de passieve weerstand van een grond, en dit voor zowel ontwerpbenadering 1 en 2.

Tabel 12: Samenvattende tabel maxima per grondverlagingsniveau tot falen van case 1

Fase	Grondverlaging [m]	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
8	0,3	Deformatie	31,8	19,5	37,3	7,1	/
		DA 1.1	38,4	26,9	41,9		1,61
9	0,35	Deformatie	33,2	21,0	37,9	7,9	/
		DA 1.1	40,2	29,1	43,3		1,60
10	0,4	Deformatie	34,7	22,5	38,6	8,8	/
		DA 1.1	42,2	31,5	45,0		1,59
11	0,45	Deformatie	36,2	24,2	39,5	10,0	/
		DA 1.1	44,2	34,0	46,9		1,58
12	0,5	Deformatie	37,9	26,1	40,5	11,4	/
		DA 1.1	46,4	36,8	49,0		1,57
13	0,55	Deformatie	39,6	28,1	41,8	13,3	/
		DA 1.1	48,6	39,8	51,5		1,56
14	0,6	Deformatie	41,4	30,3	43,2	15,5	/
		DA 1.1	51,0	43,2	54,2		1,56
15	0,65	Deformatie	43,2	32,6	44,8	18,2	/
		DA 1.1	53,4	47,1	57,5		1,55
16	0,7	Deformatie	45,1	35,0	46,5	21,5	/
		DA 1.1	55,9	51,6	61,4		1,54
17	0,75	Deformatie	47,1	37,6	48,5	25,5	/
		DA 1.1	58,4	56,6	65,8		1,53
18	0,8	Deformatie	49,1	40,5	50,7	30,5	/
		DA 1.1	61,1	64,1	72,0		1,52
19	0,85	Deformatie	51,2	43,5	63,2	37,2	/
		DA 1.1	-63,8	76,4	81,2		1,52
20	0,9	Deformatie	63,4	47,0	56,1	46,5	/
		DA 1.1		-	-		-

3.3. Case 2

3.3.1 Eigenschappen damplank

Net als in case 1 wordt er gebruik gemaakt van het stalen type damwand AZ 18-700 van de fabrikant Arcelormital. De lengte van de damplank bedraagt hierbij echter 9,5 meter en de ankerstaaf is verankerd aan de kopbalk. De passieve verankering grijpt aan in de kopbalk op een hoogte van 60,40 meter ten opzichte van het TAW-peil en heeft een helling van $3,7^\circ$ naar beneden. Het maximum moment wat hierdoor kan opgevangen worden is 127 kNm voor 1 staaf. Aangezien er gerekend wordt met 1,5 staaf per lopende meter zal het maximale moment dat kan worden opgevangen 190,5 kNm bedragen. Extra gegevens van de damplank staan in tabel 13. De gegevens voor de verankering zijn weergegeven in tabel 14.

Tabel 13: Eigenschappen damplank case 2

Soort damplank	Lengte damplank [m]	Bovenzijde damplank TAW [m]	Onderzijde damplank TAW [m]	Werkende breedte [m]	Stijfheid EI [kNm ² /m']	Maximum moment [kNm/m']
Staal	9,5	60,40	50,90	1	$7,938 \cdot 10^4$	432,00

Tabel 14: Eigenschappen passieve verankering case 2

Verankering	Lengte [m]	Aangrijpingspunt [m]	Elasticiteit	Doorsnede [m ²]	Helling [°]	Maximum moment [kNm]
Staal	10,5	60,40	$2,1 \cdot 10^8$	$1,41 \cdot 10^{-3}$	3,7	127

3.3.2 Grondeigenschappen

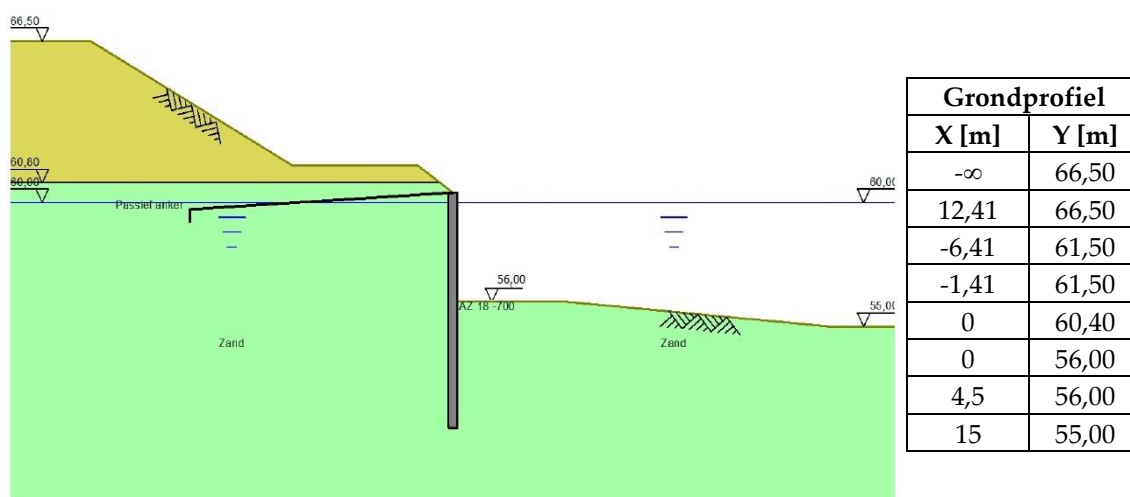
Case 2 bevindt zich in het zelfde grondgebied als case 1. Daarom zijn de grondeigenschappen overgenomen uit case 1. Volgens de gebruikte sonderingen zijn er twee grondsoorten in de onderzochte diepte. Enerzijds is er een grindlaag die vanboven ligt en anderzijds is er een zandlaag die onderaan ligt. De hoogte en extra eigenschappen die nodig zijn voor de berekeningen in *D-Sheet* worden beschreven in tabel 15.

Tabel 15: Grondeigenschappen case 2

Type grond	Bovenste TAW-peil [m]	Onderste TAW-peil [m]	Volumegewicht		Cohesie [kN/m ²]	Wrijvingshoek phi [°]	Delta wrijvingshoek [°]
			Onverz. [kN/m ³]	Verz. [kN/m ³]			
Grind	66,50	60,80	18	20	0	35	23,10
Zand	60,80	48,10	17	19	0	30	19,80

3.3.3 Oorspronkelijk grondprofiel in fase 2

Het oorspronkelijk grondprofiel en de constructie zijn afgeleid uit het eerder besproken dwarsprofiel in figuur 39 en de tabellen 13, 14 en 15 die de beschrijvingen van de grond en de constructie weergeven. De afmetingen voor de uitgraving van het landtalud en het jaagpad zijn ter plaatse uitgevoerd. Figuur 49 en de daarbij horende tabel geven een beeld van de hellingen, de grondsoorten en de grondniveaus voor zijn oorspronkelijke staat.



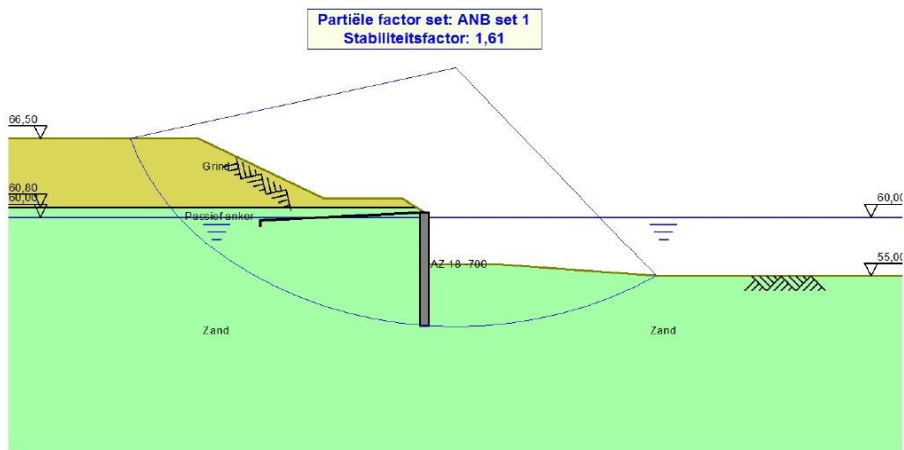
Figuur 49: Oorspronkelijk grondprofiel van case 2

Volgens de berekening in *D-Sheet* zal de damwand in zijn oorspronkelijke staat een verplaatsing hebben van 3,1 mm. De optredende momenten voor zowel de deformatie als voor DA 1.1 en DA 1.2 liggen onder de drempel van het maximum moment van de staalplaat. Het percentage gemobiliseerde passieve weerstand is voor ontwerpbenadering 1.2 het hoogst en bedraagt 68,0 %. Dit is een indicatie dat de grond eerst zal bezwijken volgens de strengere veiligheidsfactoren van de grondweerstand. In tabel 16 worden alle karakteristieken weergegeven per type. De volledige berekening van case 2 staat in bijlage C.2.

Tabel 16: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 2

Fase	Falings-type	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Ankerkracht [kN]	Verplaatsing [mm]	F _s
2	Deformatie	41,4	28,0	35,1	/	3,1	/
2	DA 1.1	69,9	44,1	38,4	38,28		1,61
2	DA 1.2	105,5	47,9	68,0	47,99		1,29

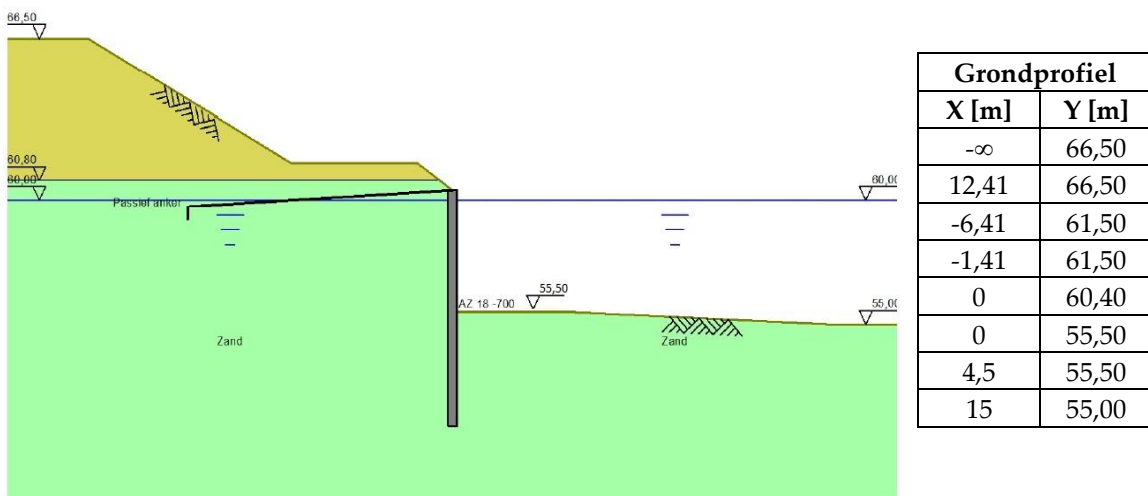
De stabiliteitsfactoren in de oorspronkelijke staat van het grondprofiel voor DA 1.1 en DA 1.2 zijn groter dan 1, dus zal de grond niet afschuiven volgens het getekende glijvlak in figuur 50. De ankerkrachten zijn ook niet overschreden en vertonen nog altijd elastisch gedrag.



Figuur 50: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 2

3.3.4 Grondniveau daling van 0,5 meter bij fase 12

Uit peilingsverslagen in het kanaal bleek dat er gemiddeld 0,5 meter grond langs de damwand was weggespoeld. Daarom wordt tot fase 12 het grondniveau in stappen van 5 cm verlaagd. Aan de hand hiervan is te zien wat het effect is van deze verlaging ten opzichte van het oorspronkelijk profiel en of de constructie in zijn geheel nog wel stabiel blijft. In figuur 51 en tabel 17 worden de gegevens geanalyseerd voor deze fase.



Figuur 51: Grondniveau 0,5 meter verlaagd voor case 2

Ten opzichte van het oorspronkelijk grondprofiel zijn alle parameters voor elke stap geleidelijk gestegen. Dit is logisch aangezien door het verminderen van de grond aan de passieve zijde de damwand instabiel wordt. Er is wel voor geen enkel geval al een indicatie dat de damwand instabiel wordt. Het maximaal gemobiliseerd percentage aan passieve weerstand is 78,8 % in fase 12 voor DA 1.2. Zowel de ankerkrachten als de stabiliteitsfactoren stijgen voor beide ontwerpbenaderingen niet sterker en hebben daarom hun maximale en minimale bezwijktoestand nog niet bereikt.

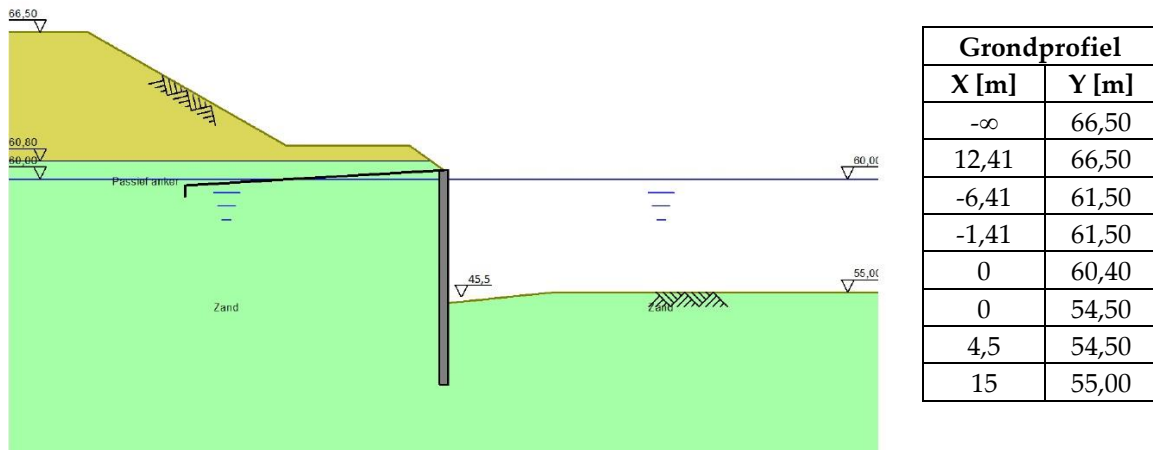
Tabel 17: Maxima berekening tot 0,5 meter grondverlaging voor case 2

Fase	Grondverlaging [m]	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Ankerkracht [kN]	Verplaatsing [mm]	F _s
3	0,05	Deformatie	42,0	28,7	35,3	/	3,1	/
		DA 1.1	71,0	45,2	38,9	38,65		1,60
		DA 1.2	108,6	48,7	68,9	48,83		1,28
4	0,10	Deformatie	42,7	29,3	35,6	/	3,2	/
		DA 1.1	72,3	46,2	39,3	39,09		1,60
		DA 1.2	112,0	49,6	69,9	49,72		1,28
5	0,15	Deformatie	43,5	30,0	35,8	/	3,2	/
		DA 1.1	73,7	47,1	39,6	39,54		1,59
		DA 1.2	115,2	50,5	70,7	50,57		1,27
6	0,20	Deformatie	44,4	30,6	36,1	/	3,3	/
		DA 1.1	75,6	48,1	40,1	40,15		1,59
		DA 1.2	119,3	51,5	71,8	51,63		1,27
7	0,25	Deformatie	45,3	31,3	36,3	/	3,4	/
		DA 1.1	77,5	49,0	40,5	40,72		1,58
		DA 1.2	123,1	52,5	71,8	52,61		1,27
8	0,30	Deformatie	46,3	31,9	36,6	/	3,5	/
		DA 1.1	79,4	49,9	41,0	41,33		1,58
		DA 1.2	127,1	53,5	73,9	53,62		1,26
9	0,35	Deformatie	47,3	32,5	36,8	/	3,6	/
		DA 1.1	81,5	50,8	41,5	41,98		1,57
		DA 1.2	131,2	54,5	75,0	54,65		1,26
10	0,40	Deformatie	48,3	33,1	37,1	/	3,7	/
		DA 1.1	83,7	51,6	42,0	42,65		1,57
		DA 1.2	135,4	55,6	76,2	55,70		1,25
11	0,45	Deformatie	49,4	33,8	37,3	/	3,8	/
		DA 1.1	86,1	52,4	42,6	43,38		1,56
		DA 1.2	144,2	57,7	78,8	56,76		1,25
12	0,50	Deformatie	50,5	34,4	37,6	/	3,9	/
		DA 1.1	88,6	53,2	43,2	44,14		1,56
		DA 1.2	144,2	57,7	78,8	57,82		1,24

3.3.5 Grondniveau daling tot 1,5 meter bij fase 32

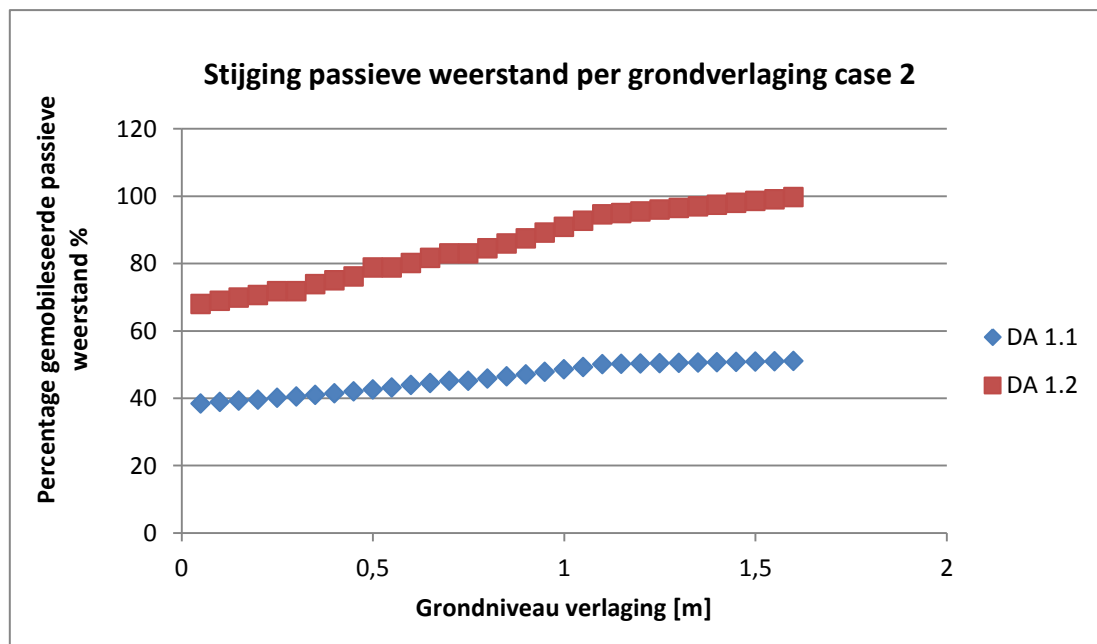
Het bodempeil van het Albertkanaal bedraagt in dit gebied 55,00 meter ten opzichte van het TAW-peil. Dit komt overeen met een grondverlaging van 1 meter langsheen de damwand. In tabel 18 komt dit overeen met fase 22. Uit de gegevens blijkt dat de damwand nog steeds stabiel blijft voor de drie bezwijkingscontroles. Indien er nog extra gronduitspoeling door de scheepvaart plaatsvindt, dan kan men veronderstellen dat het grondniveau nog eens met 0,5 meter verlaagt. Dit wordt weergegeven in figuur 52. Er moet dan ook gekeken worden of de damwand instabiel is op dat moment.

Voor ontwerpbenadering 1.2 is het kritieke punt bijna bereikt in fase 32, aangezien het gemobiliseerde percentage aan passieve weerstand in deze fase 99,7 % bedraagt. Voor de andere types ligt dit veel lager en is er nog geen sprake van instabiliteit. De verplaatsing in fase 32 ten opzichte van de onderzijde van de damplank is 7,6 mm. Hierdoor zal de aansluiting tussen de kopbalk en taludplaten ook niet onderbroken worden. De ankerkrachten bevinden zich nog steeds in hun elastische toestand tijdens fase 32 en zullen dus niet bezwijken. Voor beide designer approaches ligt de stabiliteitsfactor boven de kritische grens van 1, waardoor de grond dus niet zal afglijden via het voorspelde afglijvlak.



Figuur 52: Grondniveau 1,5 meter verlaagd voor case 2

De stijging van het percentage gemobiliseerde passieve weerstand ten opzichte van de grondverlaging is in tegenstelling tot case 1 eerder lineair dan parabolisch. Het verloop van deze grafiek wordt afgebeeld in figuur 53.



Figuur 53: Grafiek passieve weerstand in functie van de grond verlaging voor case 2

Tabel 18: Maxima berekening tot 1,5 meter grondverlaging voor case 2

Fase	Grondverlaging [m]	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Ankerkracht [kN]	Verplaatsing [mm]	F _s
19	0,85	Deformatie	60,1	38,4	39,8	/	5,1	/
		DA 1.1	108,5	58,0	47,8	49,85		1,52
		DA 1.2	174,0	64,6	89,2	64,71		1,22
20	0,90	Deformatie	61,8	39,0	40,3	/	5,3	/
		DA 1.1	111,7	58,6	48,6	50,73		1,52
		DA 1.2	178,3	65,5	90,9	65,67		1,21
21	0,95	Deformatie	63,6	39,5	40,8	/	5,6	/
		DA 1.1	115,0	59,2	49,3	51,63		1,51
		DA 1.2	182,7	66,5	92,7	66,62		1,21
22	1,00	Deformatie	65,4	40,0	41,3	/	5,8	/
		DA 1.1	118,4	59,8	50,1	52,55		1,51
		DA 1.2	187,0	67,4	94,6	67,56		1,21
23	1,05	Deformatie	66,7	40,5	41,3	/	6,0	/
		DA 1.1	120,6	60,6	50,2	53,13		1,51
		DA 1.2	189,0	67,9	95,0	68,01		1,20
24	1,10	Deformatie	68,0	41,0	41,4	/	6,1	/
		DA 1.1	122,8	61,3	50,3	53,70		1,51
		DA 1.2	191,1	68,3	95,5	68,45		1,20
25	1,15	Deformatie	69,3	41,6	41,5	/	6,3	/
		DA 1.1	125,0	62,0	50,4	54,28		1,50
		DA 1.2	193,2	68,8	96,0	68,91		1,20
26	1,20	Deformatie	70,6	42,0	41,5	/	6,5	/
		DA 1.1	127,3	62,7	50,5	54,87		1,50
		DA 1.2	195,4	69,2	96,5	69,36		1,20
27	1,25	Deformatie	72,0	42,6	41,6	/	6,6	/
		DA 1.1	129,5	63,4	50,6	55,46		1,50
		DA 1.2	197,5	69,7	97,0	69,82		1,20
28	1,30	Deformatie	73,3	43,1	41,7	/	6,8	/
		DA 1.1	131,8	64,3	50,7	56,04		1,50
		DA 1.2	199,7	70,8	97,5	70,29		1,20
29	1,35	Deformatie	74,7	43,8	41,8	/	7,0	/
		DA 1.1	134,1	65,0	50,8	56,63		1,50
		DA 1.2	201,9	72,0	98,0	70,76		1,20
30	1,40	Deformatie	76,2	44,3	41,8	/	7,2	/
		DA 1.1	136,6	65,8	50,9	57,25		1,50
		DA 1.2	204,2	73,1	98,6	71,23		1,20
31	1,45	Deformatie	77,7	44,9	41,9	/	7,4	/
		DA 1.1	139,1	66,6	51,0	57,88		1,50
		DA 1.2	206,5	74,3	99,1	71,71		1,20
32	1,50	Deformatie	79,5	45,5	41,9	/	7,6	/
		DA 1.1	141,9	67,4	51,1	58,59		1,50
		DA 1.2	208,9	75,6	99,7	72,21		1,20

3.4. Case 3

3.4.1 Eigenschappen damplank

In case 3 wordt er gebruik gemaakt van een betonnen damplank, die een lengte van 5 meter heeft en waarvan de bovenzijde ligt op 60,40 meter ten opzichte van het TAW-peil. Het softwareprogramma *D-Sheet* heeft een bibliotheek met verschillende voorgeprogrammeerde betonnen damplanken. Hieruit werd een betonnen damplank gekozen die het dichtst bij de realiteit aanleunde. De lengte en positie kunnen wel aangepast worden en liggen dus niet vast voor dit type. In tabel 19 staan de voornaamste eigenschappen van de gebruikte damplank.

Tabel 19: Eigenschappen damplank case 3

Soort damplank	Lengte damplank [m]	Bovenzijde damplank TAW [m]	Onderzijde damplank TAW [m]	Werkende breedte [m]	Stijfheid EI [kNm ² /m']	Maximum moment [kNm/m']
Beton	5	60,40	55,40	1	$2,38 \cdot 10^4$	177,00

3.4.2 Grondeigenschappen

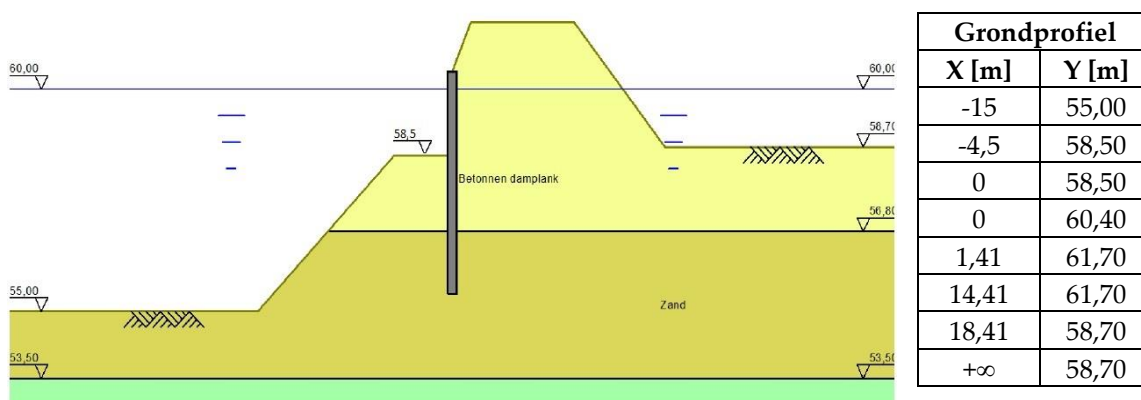
De gegevens betreffende de sonderingen en boringen waaruit de informatie voor deze case gehaald is, staan in bijlage B.2. Er zijn vier verschillende grondlagen te onderscheiden op de sondering: een losse kleilaag, een zandlaag, een vrij vaste kleilaag en opnieuw een laag zand. Verdere gegevens en diktes van deze lagen staan in tabel 20.

Tabel 20: Grondeigenschappen case 3

Type grond	Bovenste TAW-peil [m]	Onderste TAW-peil [m]	Volumegewicht		Cohesie [kN/m ²]	Wrijvingshoek phi [°]	Delta wrijvingshoek [°]
			Onverz. [kN/m ³]	Verz. [kN/m ³]			
Klei weinig vast	61,50	56,80	16	16	2	20	20
Zand	56,80	53,50	17	19	0	30	30
Klei vrij vast	53,50	45,40	18	18	8	20	20
Zand	45,40	44,20	17	19	0	30	30

3.4.3 Oorspronkelijk grondprofiel tevens faling volgens DA 1.2 in fase 2

Het oorspronkelijk grondprofiel in case 3 is een voorbeeld van een kanaal in ophoging. Het maaiveld achterliggend aan de damwand ligt lager dan het waterniveau in het Albertkanaal. Bij instabiliteit of falen van de damwand bestaat de kans dat er een dijkbreuk zal optreden en het achterliggend gebied overstroomt. Er wordt wel conservatief gerekend aangezien het waterniveau achter de damwand normaal daalt en uiteindelijk in een teengracht zou uitmonden. In *D-Sheet* bestaat er geen mogelijkheid om de helling van het waterniveau aan te passen. Verder is het grondprofiel achter de damwand handmatig opgemeten. Figuur 54 en tabel 21 geven respectievelijk het dwarsprofiel en de berekeningen van de ontwerpbenadering van het oorspronkelijke profiel weer.



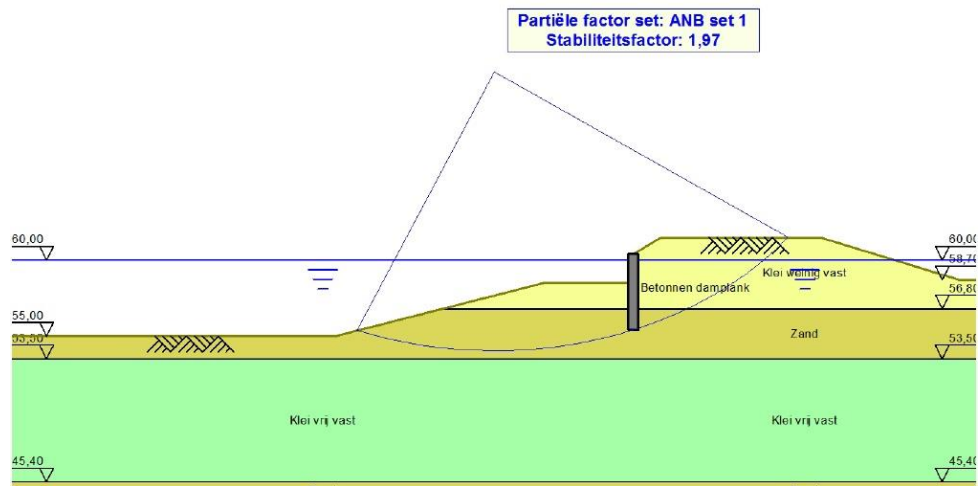
Figuur 54: Oorspronkelijk grondprofiel van case 3

Een eerste vaststelling is dat de damwand in zijn oorspronkelijke staat al instabiel is volgens ontwerpbenadering 1.2 en daarom wordt de stabiliteitsfactor ook niet meer berekend. Tevens is de bijkomende verplaatsing van de damwand al 111,1 mm, wat meteen een oorzaak kan zijn voor het invallen van de taludplaten. Men zou uit deze resultaten verwachten dat die damwand al instabiel zou moeten zijn. Maar we rekenen met veiligheidsfactoren uit Eurocode 7 die nog niet werden toegepast bij het ontwerpen van deze oeververdediging in de jaren '70.

Tabel 21: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 3

Fase	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Gemobiliseerde passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
0	Deformatie	17,4	16,8	34,1	111,1	/
	DA 1.1	27,8	32,9	46,9		1,97
	DA 1.2	-	-	-		-

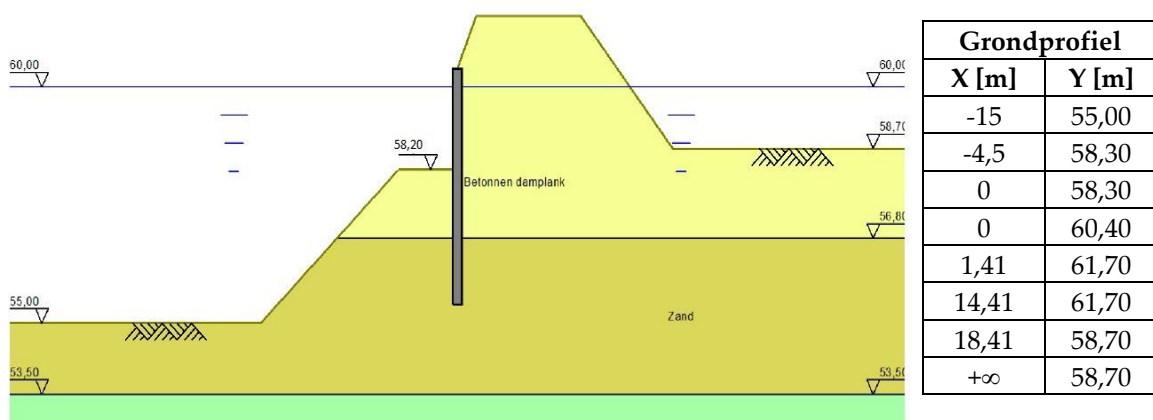
Verder kan de betonnen damplank een maximum moment van 177 kNm/m' opnemen, dus in dit geval zal de damplank niet breken. Voor DA 1.1 bedraagt het percentage aan gemobiliseerde passieve weerstand 46,9 %. Voor dit geval lijkt het er dus op dat er nog wat meer marge is indien gronderosie of -verlaging optreedt. Tevens is de stabiliteit volgens het glijvlak voor DA 1.1 ook nog gegarandeerd. Dit is te zien in figuur 55 waarin de stabiliteitsfactor 1,97 aangeeft.



Figuur 55: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 3

3.4.4 Fase 8: Instabiliteit volgens DA 1.1

Indien we het grondniveau in stappen van 0,05 meter verlagen, is te zien dat bij een grondverlaging van 0,3 meter de constructie ook al instabiel wordt volgens ontwerpbenadering 1.1, zoals afgebeeld in figuur 56. Bij de grondverlaging van 25 cm is het percentage aan passieve weerstand slechts 65,8 %. Men zou dus veronderstellen dat de damwand nog wel enkele centimeters aan grondverlaging zou kunnen verdragen. Maar er moet ook rekening gehouden worden met de verplaatsing van de damplank. Deze bedraagt in fase 7 al bijna 30 cm. Als men weet dat er gemiddeld 0,5 meter grond uitgespoeld is langsheen de damwand, is het dus niet onlogisch dat er schade optreedt aan de oeververdediging. De damwand moet een maximum moment van 36,3 kNm opnemen en zal dus niet breken, aangezien deze een moment van 177 kNm/m' kan verdragen. De stabiliteit volgens zijn afschuifvlak is nog steeds gegarandeerd omdat F_s gelijk is aan 1,90 in de laatst berekende fase. Verdere gegevens van de tussenstappen staan in tabel 22. De stijging van het percentage gemobiliseerde passieve weerstand ten opzichte van de grondverlaging wordt hier niet weergegeven, omdat het aantal grondverlagingen te laag is om een duidelijke trend weer te geven.



Figuur 56: Grondniveau 0,3 meter verlaagd, faalt bij DA 1.1 voor case 3

Tabel 22: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.1 in fase 8 voor case 3

Fase	Grondverlaging [m]	Falings-type	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
3	0,05	Deformatie	19,6	18,4	35,4	128,4	/
		DA 1.1	31,3	36,1	50,0		1,96
4	0,1	Deformatie	19,9	20,3	37,0	151,2	/
		DA 1.1	29,6	36,1	53,3		1,95
5	0,15	Deformatie	21,3	22,4	38,8	184,2	/
		DA 1.1	32,9	42,2	56,2		1,93
6	0,2	Deformatie	22,8	24,8	40,9	229,5	/
		DA 1.1	34,6	46,3	60,6		1,92
7	0,25	Deformatie	24,4	27,5	43,2	288,8	/
		DA 1.1	36,3	51,8	65,8		1,90
8	0,3	Deformatie	26,0	30,5	45,8	364,5	/
		DA 1.1	-	-	-		-

3.5. Case 4

3.5.1 Eigenschappen damplank

Net als in case 3 wordt er in case 4 gebruik gemaakt van een betonnen damplank. Het verschil met de andere case is dat de lengte van de damplank nu 6,5 meter bedraagt. Tevens ligt de bovenzijde van de damplank op 20,10 meter ten opzichte van het TAW-peil. Ook op deze hoogte is de damplank verankerd met de kopbalk. Er wordt wel opnieuw conservatiever gerekend doordat het waterniveau achter de damwand horizontaal blijft liggen en niet schuin afvloeit naar een teengracht. Extra gegevens de damplank worden weergegeven in tabel 23.

Tabel 23: Eigenschappen damplank case 4

Soort damplank	Lengte damplank [m]	Bovenzijde damplank TAW [m]	Onderzijde damplank TAW [m]	Werkende breedte [m]	Stijfheid EI [kNm ² /m']	Maximum moment [kNm/m']
Beton	6,50	20,10	13,60	1	$2,38 \cdot 10^4$	177,00

3.5.2 Grondeigenschappen

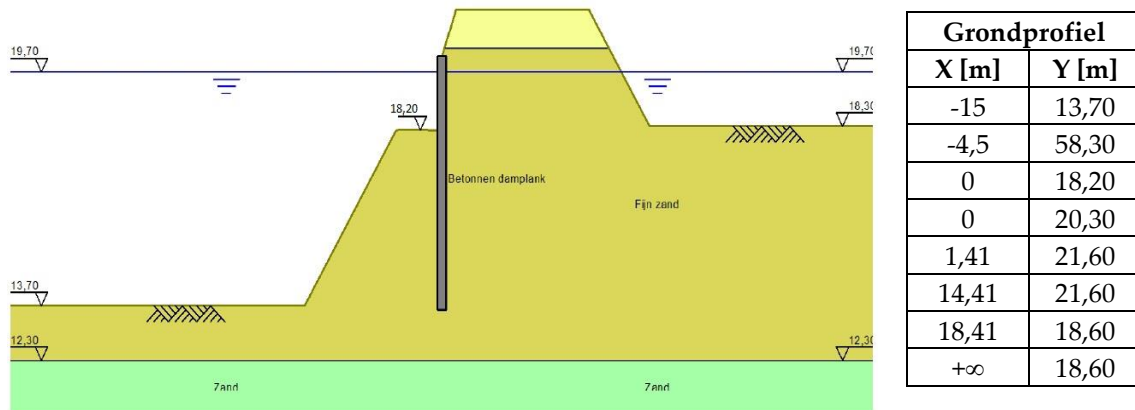
Vanuit de gevonden sonderingsverslagen en boringen op DOV zijn er drie grondlagen te onderscheiden. Als bovenste laag onderscheiden we grof zand met daaronder een laag een fijner zand, waaronder zich als laatste een laag gewoon zand bevindt. Verder eigenschappen staan in tabel 24 die afgeleid zijn uit de tabel in bijlage A.1. In bijlage B.3 staan de gevonden gegevens betreffende de sonderingen en boringen voor deze case.

Tabel 24: Grondeigenschappen case 4

Type grond	Bovenste TAW-peil [m]	Onderste TAW-peil [m]	Volumegewicht		Cohesie [kN/m ²]	Wrijvingshoek phi [°]	Delta wrijvingshoek [°]
			Onverz. [kN/m ³]	Verz. [kN/m ³]			
Grof zand	21,30	20,30	16	18	0	25	25
Fijn zand	20,30	12,30	16	18	0	30	29
Zand	12,30		17	19	0	27	27

3.5.3 Oorspronkelijk grondprofiel in fase 2

Het oorspronkelijke grondprofiel is gebaseerd op de dwarsdoorsnede in figuur 41. Het toepassingsgebied is gelegen tussen de brug van Eindhout en die van Geel-Stelen. Hierbij is het kanaal zowel voor de linker- als rechteroever in ophoging. Het dwarsprofiel achter de damwand is hierbij handmatig opgemeten. De gronddiepte vlak langs de damwand bedraagt 1,5 meter en wordt om de stabiliteit na te gaan, net zoals in alle andere cases, verlaagd in stappen van 5 centimeter. De gegevens over de stabiliteit van de wand zijn weergegeven in tabel 25. In figuur 57 is het bijhorend grondprofiel getekend.

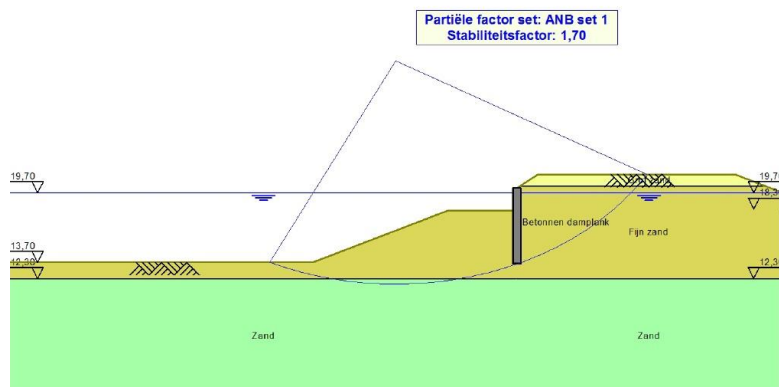


Figuur 57: Oorspronkelijk grondprofiel van case 4

In de tweede fase, ofwel het oorspronkelijke grondprofiel, is te zien dat de damwand stabiel is voor alle bezwijkingstypes. Het hoogste percentage aan gemobiliseerde weerstand is 62,6 % voor ontwerpbenadering 1.2. Verder zal de damwand niet bezwijken aangezien het maximum moment slecht 39,9 kNm bedraagt. De verplaatsing is miniem omdat deze slechts 3 cm bedraagt ten opzichte van de onderzijde van de damplank. Ten slotte bedraagt de stabiliteit volgens het glijvlak voor beide ontwerpbenaderingen een waarde die groter is dan 1. De constructie zal dus niet bezwijken. In figuur 58 staat dit afgebeeld voor DA 1.1. De volledige berekening van deze case is weergegeven in bijlage C.4.

Tabel 25: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 4

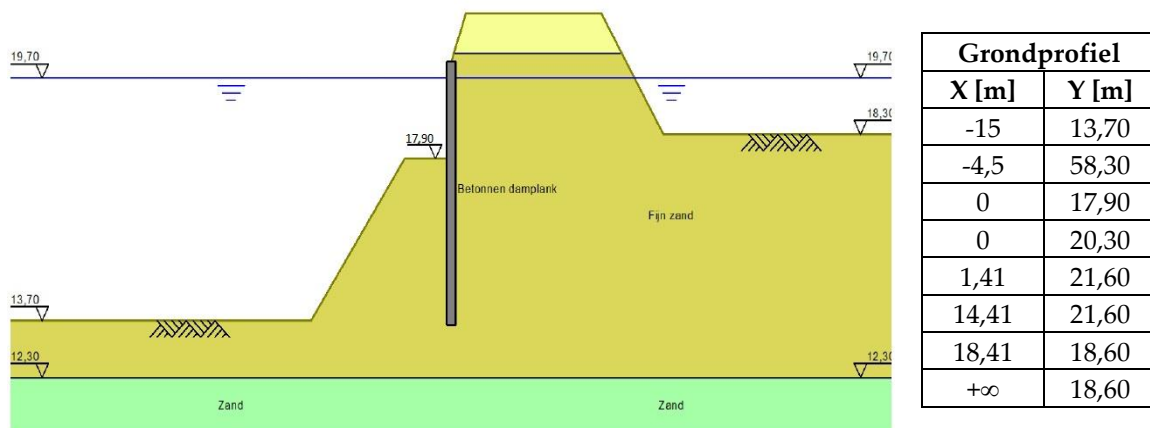
Fase	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Gemobiliseerde passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
2	Deformatie	22,6	13,8	29,6	27,7	/
	DA 1.1	26,7	15,8	32,2		1,70
	DA 1.2	39,9	24,7	62,6		1,36



Figuur 58: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 4

3.5.4 Instabiliteit volgens DA 1.2 in fase 8

De damwand zal als eerste instabiel worden volgens DA 1.2 in fase 8 of beter gezegd bij een grondniveauverlaging van 0,3 meter. In fase 7, vlak voor er instabiliteit optreedt, bereikt het percentage gemobiliseerde weerstand een waarde van 79,9 %. In de volgende stap, bij fase 8, wordt dat percentage groter dan 100 % en geeft dit dus aan dat de damwand instabiel is volgens DA 1.2. De verplaatsing en het moment die in deze fase optreden, zijn klein en zullen dus geen instabiliteit van de damwand veroorzaken. De stabiliteitsfactoren voldoen nog aan hun minimale waarde. Figuur 59 geeft weer bij welke grondverlaging de damwand instabiel wordt volgens ontwerpbenadering 1.2. In tabel 26 worden de waardes van elke parameter voor alle fases tot instabiliteit opgesomd.



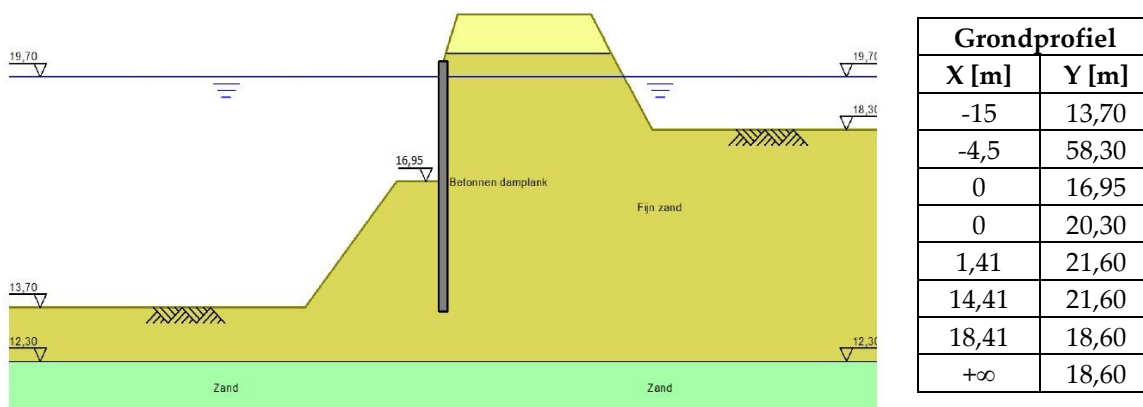
Figuur 59: Grondniveau 0,3 meter verlaagd, faalt bij DA 1.2 voor case 4

Tabel 26: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.2 in fase 8 voor case 4

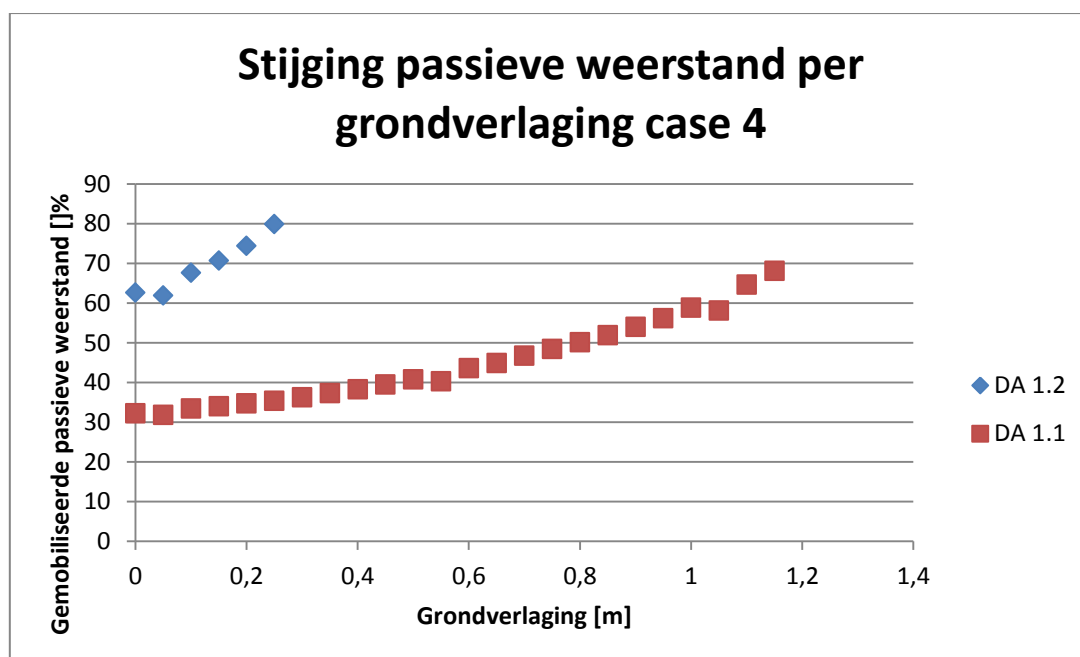
Fase	Grondverlaging [m]	Falings-type	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
3	0,05	Deformatie	23,2	14,3	30,0	28,7	/
		DA 1.1	26,9	15,9	31,8		1,70
		DA 1.2	40,3	25,1	61,9		1,36
4	0,10	Deformatie	23,9	14,8	30,4	30,0	/
		DA 1.1	28,4	16,9	33,4		1,69
		DA 1.2	44,7	30,5	67,6		1,35
5	0,15	Deformatie	24,7	15,3	30,8	31,5	/
		DA 1.1	29,4	17,5	34,0		1,69
		DA 1.2	47,1	33,7	70,7		1,35
6	0,20	Deformatie	25,7	15,9	31,3	33,3	/
		DA 1.1	30,5	18,1	34,7		1,69
		DA 1.2	49,5	37,7	74,4		1,35
7	0,25	Deformatie	26,7	16,4	31,7	35,5	/
		DA 1.1	31,8	18,7	35,4		1,68
		DA 1.2	52,1	44,5	79,9		1,35
8	0,30	Deformatie	27,8	16,9	32,2	38,2	/
		DA 1.1	33,2	19,3	36,3		1,68
		DA 1.2	-	-	-		-

3.5.5 Instabiliteit volgens DA 1.1 in fase 27

Het bezwijken volgens DA1.1 gebeurt bij een grondniveauverlaging van 1,25 in fase 27. Dit is te zien in tabel 27. Het grondprofiel waarbij dit gebeurt, staat in figuur 60. Bij een grondverlaging van 1,20 is er 81,2 % van de passieve weerstand gemobiliseerd. Een extra verlaging van 5 cm heeft de damwand instabiel gemaakt volgens DA 1.1. De verplaatsing van de damwand bedraagt bij instabiliteit 35 cm ten opzichte van de onderzijde van de damwand. Hierdoor zal de aansluiting tussen de kopbalk en taludplaat verbroken worden. De betonnen damplank zal echter niet breken aangezien er slechts een moment van 69 kNm optreedt. De grafiek in figuur 61 toont aan dat het percentage aan gemobiliseerde passieve weerstand exponentieel stijgt ten opzichte van de grondverlaging. Dit is duidelijker te zien voor DA 1.1, aangezien het aantal grondverlagingen groter is. Daarnaast is de stabiliteitsfactor van 1,6 nog groot genoeg, zodat er geen afschuiving via het glijvlak zal plaatsvinden.



Figuur 60: Grondniveau 0,3 meter verlaagd, faalt bij DA 1.2 voor case 4



Figuur 61: Stijging passieve weerstand per grondverlaging case 4

Tabel 27: Samenvattende tabel maxima per grondverlagingsniveau tot falen van case 4

Fase	Grondverlaging [m]	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
9	0,35	Deformatie	28,9	17,4	32,7	41,4	/
		DA 1.1	34,7	20	37,3		1,67
10	0,4	Deformatie	30,2	18,0	33,3	45,3	/
		DA 1.1	36,3	21,6	38,3		1,67
11	0,45	Deformatie	31,5	18,5	33,9	50,0	/
		DA 1.1	37,9	23,2	39,5		1,67
12	0,5	Deformatie	32,8	19,1	34,5	55,8	/
		DA 1.1	39,6	24,8	40,8		1,66
13	0,55	Deformatie	34,2	19,6	35,3	62,8	/
		DA 1.1	40,0	25,2	40,3		1,66
14	0,6	Deformatie	35,6	20,4	36,1	71,0	/
		DA 1.1	43,2	29,3	43,6		1,66
15	0,65	Deformatie	37,0	21,7	37,0	80,8	/
		DA 1.1	45,0	30,0	44,9		1,65
16	0,7	Deformatie	38,4	23,2	38,0	92,2	/
		DA 1.1	47,1	32,1	46,7		1,65
17	0,75	Deformatie	39,9	24,7	39,1	105,4	/
		DA 1.1	49,1	34,1	48,4		1,65
18	0,8	Deformatie	41,5	26,3	40,2	120,9	/
		DA 1.1	51,1	36,0	50,1		1,64
19	0,85	Deformatie	43,1	27,9	41,5	139,2	/
		DA 1.1	53,1	38,2	51,9		1,64
20	0,9	Deformatie	44,8	29,7	42,8	160,3	/
		DA 1.1	55,2	40,4	54,0		1,63
21	0,95	Deformatie	46,6	31,5	44,2	183,5	/
		DA 1.1	57,3	43,0	56,2		1,63
22	1	Deformatie	48,4	33,3	45,7	209,0	/
		DA 1.1	59,5	45,8	58,8		1,63
23	1,05	Deformatie	50,2	35,2	47,2	237,1	/
		DA 1.1	59,9	46,3	58,1		1,62
24	1,1	Deformatie	52,1	37	48,8	268,1	/
		DA 1.1	64,2	52,2	64,6		1,62
25	1,15	Deformatie	54,0	39,1	50,5	303,2	/
		DA 1.1	66,3	56,3	68,1		1,61
26	1,2	Deformatie	55,9	41,2	52,3	345,7	/
		DA 1.1	69,0	64,9	74,8		1,60
27	1,25	Deformatie	57,9	43,6	54,4	400,8	/
		DA 1.1	-	-	-		-

3.6. Case 5

3.6.1 Eigenschappen damplank

In case 5 wordt er gebruik gemaakt van een betonnen damplank, die een lengte van 6,15 meter heeft en waarvan de bovenzijde ligt op 10,15 meter ten opzichte van het TAW-peil. De passieve verankering grijpt aan in de kopbalk, op dezelfde hoogte als de bovenzijde van de damplank en heeft een helling van $3,7^\circ$ naar benden. Het maximum moment wat hierdoor kan opgevangen worden, is 127 kNm voor 1 staaf. Aangezien er gerekend wordt met 1,5 staaf per lopende meter zal het maximale moment dat kan worden opgevangen 190,5 kNm bedragen. Extra gegevens van de damplank staan in tabel 28. De gegevens voor de verankering zijn weergegeven in tabel 29.

Tabel 28: Eigenschappen damplank case 5

Soort damplank	Lengte damplank [m]	Bovenzijde damplank TAW [m]	Onderzijde damplank TAW [m]	Werkende breedte [m]	Stijfheid EI [kNm ² /m']	Maximum moment [kNm/m']
Beton	6,15	10,15	4,00	1	$2,38 \cdot 10^4$	177

Tabel 29: Eigenschappen passieve verankering case 5

Verankering	Lengte [m]	Aangrijpingspunt [m]	Elasticiteit	Doorsnede [m ²]	Helling [°]	Maximum moment [kNm]
Staal	10,5	10,15	$2,1 \cdot 10^8$	$1,41 \cdot 10^{-3}$	3,7	127

3.6.2 Grondeigenschappen

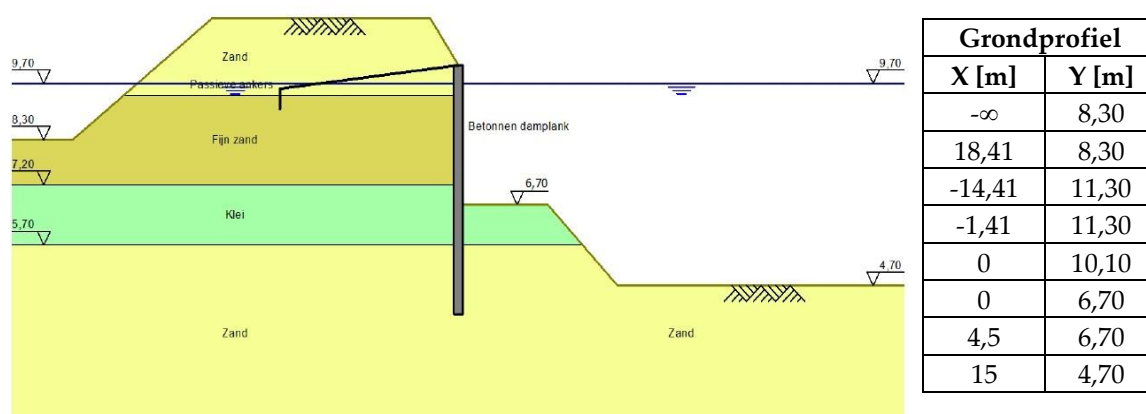
Voor deze case zijn er vier verschillende grondlagen te onderscheiden. Aan de hand van sonderingen en boringen die ter beschikking waren op DOV zijn die verschillende grondlagen in de buurt van het type oeververdediging bepaald. Deze sonderingen en boringen zijn weergegeven in bijlage B.4. Tabel 30 toont een overzicht van de verschillende grondlagen met hun specifieke eigenschappen.

Tabel 30: Grondeigenschappen case 5

Type grond	Bovenste TAW-peil [m]	Onderste TAW-peil [m]	Volumegewicht		Cohesie [kN/m ²]	Wrijvingshoek phi [°]	Delta wrijvingshoek [°]
			Onverz. [kN/m ³]	Verz. [kN/m ³]			
Zand	11,30	9,40	16	18	0	20,46	20,46
Fijn zand	9,40	7,20	16	18	0	22,18	22,18
Klei	7,20	5,70	17	17	3,2	17,91	17,91
Zand	5,70		16	18	0	20,46	20,46

3.6.3 Oorspronkelijk grondprofiel tevens faling volgens DA 1.2 in fase 2

Het oorspronkelijk grondprofiel in case 5 is een kanaal in ophoging. Het maaiveld achterliggend aan de damwand ligt lager dan het waterniveau in het Albertkanaal. Bij instabiliteit of falen van de damwand bestaat de kans dat er een dijkbreuk zal optreden en het achterliggend gebied overstroomt. Verder werd het grondprofiel achter de damwand handmatig opgemeten. Figuur 62 en tabel 31 geven respectievelijk het dwarsprofiel en de berekeningen van de ontwerpbenadering van het oorspronkelijke profiel weer. De volledige berekening staat in bijlage C.5.

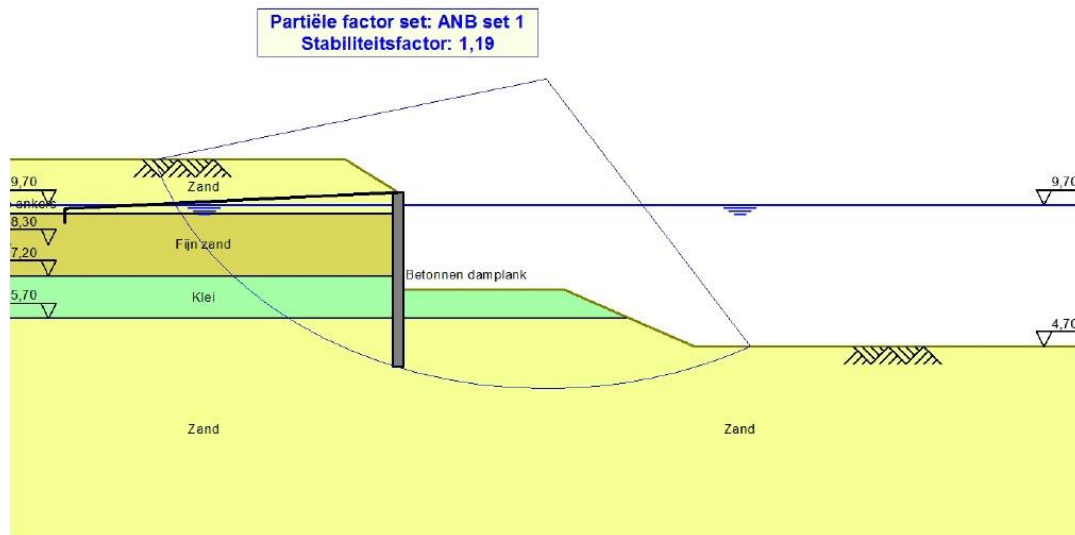


Figuur 62: Oorspronkelijk grondprofiel van case 5

Een eerste vaststelling is dat de damwand in zijn oorspronkelijke staat al instabiel is volgens ontwerpbenadering 1.2. De bijhorende verplaatsing bedraagt slechts 32,4 mm. Men zou uit deze resultaten verwachten dat die damwand al instabiel zou zijn geworden. Maar we rekenen met veiligheidsfactoren uit Eurocode 7 die nog niet werden toegepast bij het ontwerpen van deze oeververdediging in de jaren '70. Verder kan de betonnen damplank een maximum moment van 177 kNm/m' opnemen, dus de damplank zal in dit geval niet breken. Voor DA 1.1 bedraagt het percentage aan gemobiliseerde passieve weerstand 79,8 %. De marge voor grondverlaging is hierbij dus ook niet meer zo groot. Tevens is de stabiliteit volgens het glijvlak nog maar net gegarandeerd volgens DA 1.1. Dit is te zien in figuur 63 waarin de stabiliteitsfactor 1,19 aangeeft. De ankerkracht is beperkt en vertoont nog altijd elastisch gedrag. De ankerstaaf zal bijgevolg niet bezwijken.

Tabel 31: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 5

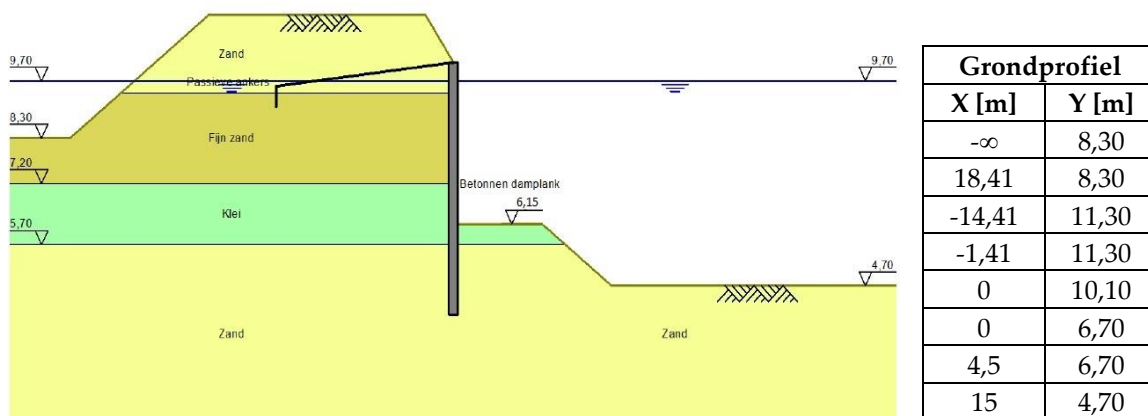
Fase	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Ankerkracht [kN]	Verplaatsing [mm]	F _s
2	Deformatie	29,6	21,3	67,2	/	32,4	/
	DA 1.1	34,5	23,3	79,8	31,46		1,19
	DA 1.2	-	-	-	-		-



Figuur 63: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 5

3.6.4 Instabiliteit volgens DA 1.1 in fase 13

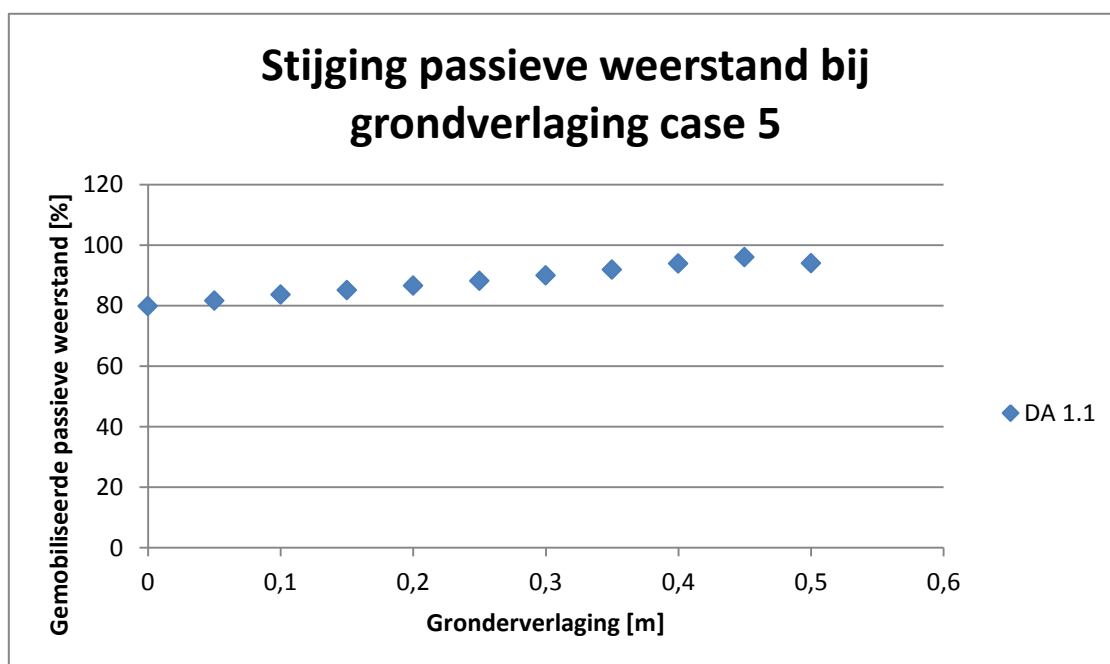
In fase 13, bij een grondverlaging van 0,55 meter, wordt de damwand instabiel, zelfs met een verankering. In figuur 64 is het grondprofiel bij bezwijking volgens DA 1.1 weergegeven. De krachten en andere parameters per fase tot instabiliteit staan in tabel 32. In de fase voordat de damwand instabiel wordt, is er 94 % van de passieve weerstand gemobiliseerd. Uit de grafiek in figuur 65 blijkt ook dat dit percentage lineair stijgt per grondverlaging van 5 cm. Enkel bij het laatste punt is er een kleine daling voordat de damwand uiteindelijk instabiel wordt. De maximale verplaatsing en moment zijn beperkt en zullen dus geen instabiliteit veroorzaken. De ankerkracht voldoet nog steeds en ook de stabiliteitsfactor heeft zijn minimale waarde van 1 nog niet overschreden. Voor beide gevallen zal er dus geen bezwijking optreden.



Figuur 64: Grondniveau 0,55 meter verlaagd, faalt bij DA 1.1 voor case 5

Tabel 32: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.2 in fase 7 voor case 5

Fase	Grondverlaging [m]	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Ankerkracht [kN]	Verplaatsing [mm]	F _s
3	0,05	Deformatie	30,3	21,6	68,1	/	33,4	/
		DA 1.1	35,2	23,5	81,6	31,84		1,19
4	0,1	Deformatie	30,9	21,8	69,1	/	34,5	/
		DA 1.1	36,1	23,9	83,6	32,29		1,18
5	0,15	Deformatie	31,6	22,1	70,0	/	35,6	/
		DA 1.1	37,3	24,3	85,1	32,88		1,18
6	0,2	Deformatie	32,3	22,4	71,0	/	36,8	/
		DA 1.1	38,4	24,7	86,6	33,45		1,17
7	0,25	Deformatie	33,0	22,7	72,1	/	39,7	/
		DA 1.1	39,6	25,2	88,2	34,02		1,17
8	0,3	Deformatie	33,6	22,9	73,3	/	41,6	/
		DA 1.1	40,5	25,5	90,0	34,48		1,16
9	0,35	Deformatie	34,3	23,2	74,5	/	43,0	/
		DA 1.1	41,3	25,8	91,9	34,88		1,16
10	0,4	Deformatie	35,1	23,5	75,7	/	44,4	/
		DA 1.1	42,2	26,1	93,9	35,33		1,15
11	0,45	Deformatie	35,9	23,8	77,0	/	46,5	/
		DA 1.1	43,2	26,5	96,0	35,79		1,14
12	0,5	Deformatie	36,9	24,2	78,3	/	49,1	/
		DA 1.1	43,4	26,5	94,0	35,88		1,14
13	0,55	Deformatie	37,7	24,5	79,8	/	49,1	/
		DA 1.1	-	-	-	-		-



Figuur 65: Stijging passieve weerstand bij grondverlaging case 5

3.7. Case 6

3.7.1 Eigenschappen damplank

In deze laatste case wordt er gebruik gemaakt van een betonnen damwand met een lengte van 5 meter. De bovenzijde van de damplank zich op een hoogte van 10,10 meter ten opzichte van het TAW-peil. De verdere eigenschappen zijn gelijkaardig aan die van de andere cases waarin een betonnen damplank wordt gebruikt. De gegevens zijn nog eens weergegeven in tabel 33.

Tabel 33: Eigenschappen damplank case 6

Soort damplank	Lengte damplank [m]	Bovenzijde damplank TAW [m]	Onderzijde damplank TAW [m]	Werkende breedte [m]	Stijfheid EI [kNm ² /m']	Maximum moment [kNm/m']
Beton	5	10,10	5,10	1	$2,38 \cdot 10^4$	177

3.7.2 Grondeigenschappen

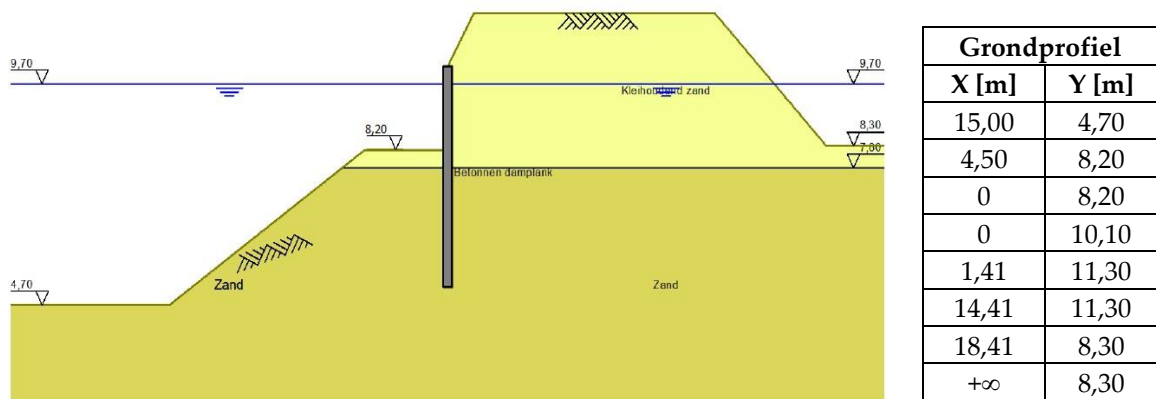
Uit de sonderings- en boringsverslagen van case 6 konden twee grondlagen onderscheiden worden. De bovenste grondlaag bevat gewoon zand. De onderste laag bevat fijner zand. De overige karakteristieken die bepaald zijn aan de hand van Eurocode 7, staan in tabel 34. De gegevens betreffende de gebruikte sonderingen en boringen zijn weergegeven in bijlage B.5.

Tabel 34: Grondeigenschappen case 6

Type grond	Bovenste TAW-peil [m]	Onderste TAW-peil [m]	Volumegewicht		Cohesie [kN/m ²]	Wrijvingshoek phi [°]	Delta wrijvingshoek [°]
			Onverz. [kN/m ³]	Verz. [kN/m ³]			
Zand	11,30	7,80	18	18	8	22	22
Fijn zand	7,80		17	19	0	27	27

3.7.3 Oorspronkelijk grondprofiel in fase 2

Het oorspronkelijk grondprofiel van case 6 komt bijna overeen met het grondprofiel uit case 4. Het enige verschil is dat er verschillende grondlagen zijn en dat de damplank 1,5 meter korter is. Figuur 66 geeft het dwarsprofiel in zijn oorspronkelijke staat weer. De tabel naast figuur 66 bevat de exacte beschrijving van het maaiveld. Zoals bij alle cases waar met een kanaal in ophoging is gerekend, zal het waterniveau achter de damplank niet dalen. Het zal dus, zoals in de realiteit, niet uitmonden in een teengracht. In tabel 35 staan de berekeningen volgens de verschillende bezwijkmogelijkheden.

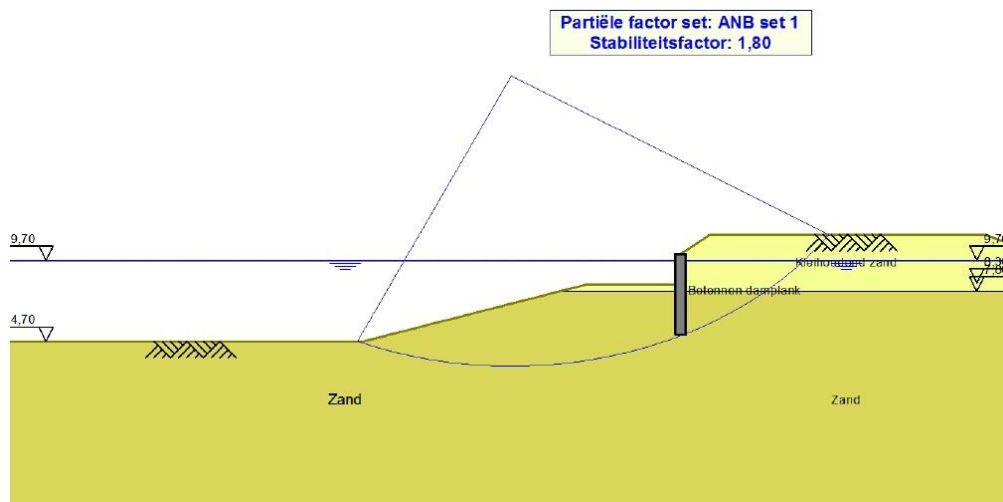


Figuur 66: Oorspronkelijk grondprofiel van case 6

De volledige berekening van deze case staat in bijlage C.6. Ten eerste is te zien dat de damwand niet zal bezwijken in zijn oorspronkelijke toestand. Toch geldt voor DA 1.2 dat deze de hoogst gemobiliseerde passieve weerstand heeft, namelijk 56,5 %. De rest van de waardes blijven ruim onder de maximum belasting die ze kunnen verdragen. De stabiliteitsfactor, weergegeven in figuur 67, bedraagt 1,80 voor DA 1.1 en 1,44 voor DA 1.2. Deze liggen dus boven de kritische grens van 1 en zullen niet bezwijken volgens hun glijvlak.

Tabel 35: Maxima berekening van oorspronkelijk grondprofiel voor case 6

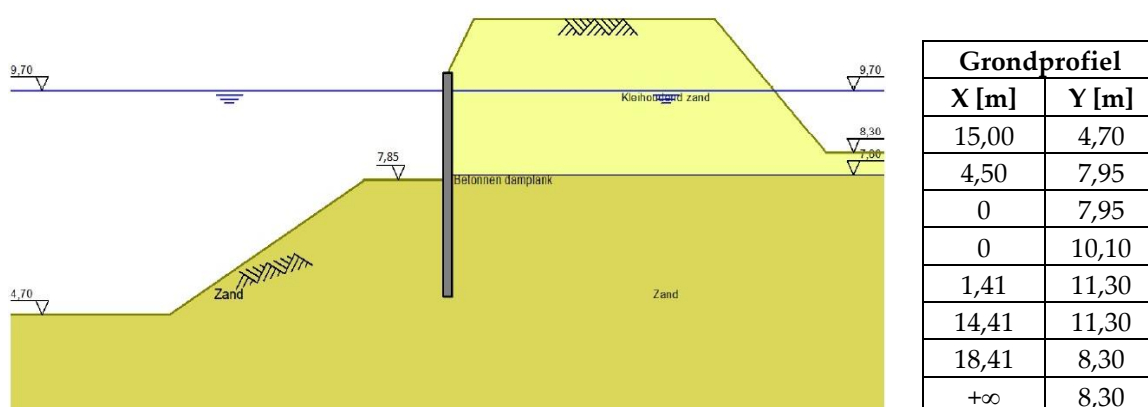
Fase	Falings-type	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
2	Deformatie	2,5	3,5	29,7	11,1	/
	DA 1.1	2,0	2,6	30,2		1,80
	DA 1.2	6,2	6,4	56,5		1,44



Figuur 67: Glijvlak en stabiliteitsfactor oorspronkelijk grondprofiel case 6

3.7.4 Instabiliteit volgens DA 1.2 in fase 9

Bij case 6 treedt de instabiliteit volgens ontwerpbenadering 1.2 op in de negende fase. Dit komt overeen met een grondniveauverlaging van 0,35 meter, dit wordt weergegeven in figuur 68. Beide stabiliteitsfactoren zijn in de fase net voor er instabiliteit optreedt nog veel groter dan één en zullen dus niet bezwijken. In fase 8, voor de damwand instabiel wordt, bedraagt het percentage gemobiliseerde passieve weerstand 76,8 % voor DA 1.2 en 32,2 % voor DA 1.1. De marge voor de grondverlaging in de eerste ontwerpbenadering lijkt dus nog groot te zijn. De optredende verplaatsing van de damwand ten opzichte van de onderzijde is slechts 13,6 mm en dus verwaarloosbaar. De tussenwaardes van alle fases staan in tabel 36.



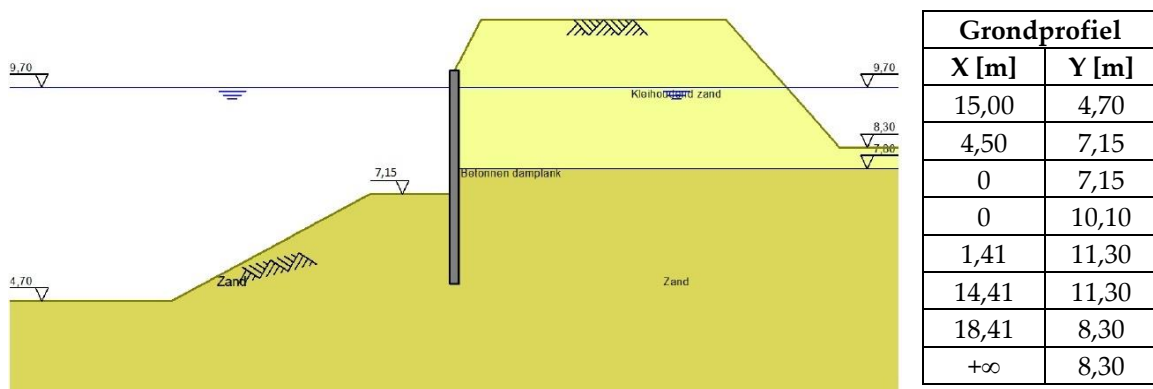
Figuur 68: Grondniveau 0,35 meter verlaagd, faalt bij DA 1.2 voor case 6

Tabel 36: Maxima berekening tot falingsgedrag voor DA 1.2 in fase 9 voor case 6

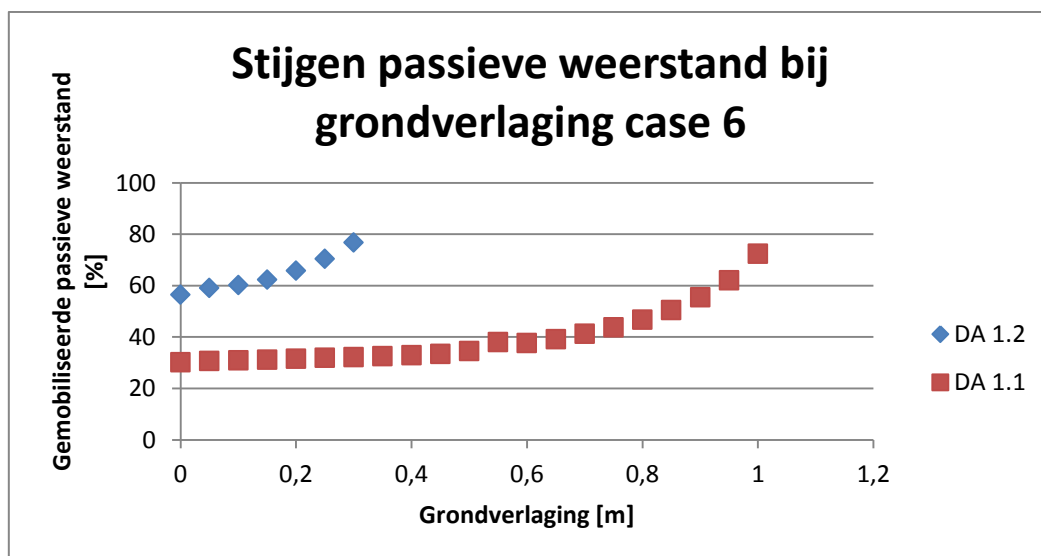
Fase	Grondverlaging [m]	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
3	0,05	Deformatie	2,3	3,1	29,5	11,6	/
		DA 1.1	2,0	2,7	30,7		1,79
		DA 1.2	7,3	7,6	59,0		1,43
4	0,1	Deformatie	2,2	3,0	29,6	11,9	/
		DA 1.1	1,9	2,6	30,9		1,79
		DA 1.2	8,4	8,8	60,2		1,43
5	0,15	Deformatie	2,2	3,0	29,7	12,3	/
		DA 1.1	1,8	2,5	31,1		1,78
		DA 1.2	9,5	10,3	62,3		1,43
6	0,2	Deformatie	2,1	3,2	29,8	12,7	/
		DA 1.1	1,7	2,3	31,5		1,77
		DA 1.2	11,1	12,5	65,8		1,42
7	0,25	Deformatie	2,1	3,3	30,1	12,8	/
		DA 1.1	1,6	2,1	31,9		1,77
		DA 1.2	12,7	15,5	70,4		1,41
8	0,3	Deformatie	1,9	3,1	30,4	13,1	/
		DA 1.1	1,5	1,8	32,2		1,76
		DA 1.2	14,6	19,9	76,8		1,41
9	0,35	Deformatie	1,8	2,6	30,5	13,6	/
		DA 1.1	1,4	1,9	32,5		1,75
		DA 1.2	-	-	-		-

3.7.5 Instabiliteit volgens DA 1.1 in fase 23

Om het grondniveau waarbij de constructie faalt te weten te komen, gaan we in stappen van 0,05 cm het grondniveau verlagen. Figuur 69 geeft de situatie weer bij welke grondniveauverlaging de oeververdediging faalt. In tabel 37 staan de maxima van de parameters per grondverlaging. Zoals verwacht uit de eerdere resultaten bezwijkt de damwand pas in fase 23, die overeenkomt met een grondverlaging van 1,05 meter. In de fase net voordat er instabiliteit optreedt, is het percentage gemobiliseerde passieve weerstand gelijk aan 72,4 %. In figuur 70 is de stijging van dit percentage weergegeven per grondniveauverlaging van 5 cm. Voor de grondverlaging tot 0,5 meter heeft de passieve weerstand in functie van het grondniveau eerder een lineair verloop. Eens het punt van de grondverlaging van 0,5 meter gepasseerd is, heeft het een exponentieel verloop. Verder bedraagt de verplaatsing van de damwand ongeveer 13,5 cm en is het optredend moment maximaal 11,3 kNm. Die verplaatsing kan tot gevolg hebben dat de taludplaat zal instorten doordat de aansluiting met de kopbalk onderbroken wordt. De damwand kan maximaal een moment van 177 kNm/m' bedragen en zal dus niet bezwijken. Tevens zal de stabiliteitsfactor volgens ontwerpbenadering 1.1 niet onder zijn kritische waarde zakken en dus ook niet afschuiven volgens het glijvlak.



Figuur 69: Grondniveau 1,05 meter verlaagd, faalt bij DA 1.1 voor case 6



Figuur 70: Stijging van gemobiliseerde passieve weerstand ten opzichte van de grondverlaging

Tabel 37: Samenvattende tabel maxima per grondverlagingsniveau tot falen van case 6

Fase	Grondverlaging [m]	Falingstype	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]	Verplaatsing [mm]	F _s
10	0,4	Deformatie	1,7	2,4	30,7	14,0	/
		DA 1.1	1,4	2,1	32,9		1,74
11	0,45	Deformatie	1,6	2,2	31,0	14,4	/
		DA 1.1	1,4	2,3	33,4		1,73
12	0,5	Deformatie	1,6	1,8	31,3	14,9	/
		DA 1.1	1,9	3,0	34,5		1,72
13	0,55	Deformatie	1,5	1,8	31,7	15,6	/
		DA 1.1	2,6	3,9	38,0		1,71
14	0,6	Deformatie	1,4	2,0	32,0	16,3	/
		DA 1.1	3,3	4,7	37,6		1,69
15	0,65	Deformatie	1,4	2,2	32,4	17,3	/
		DA 1.1	4,0	5,5	39,1		1,68
16	0,7	Deformatie	1,5	2,4	33,0	19,1	/
		DA 1.1	4,9	6,5	41,3		1,66
17	0,75	Deformatie	2,1	3,2	34,2	25,2	/
		DA 1.1	5,7	7,9	43,7		1,65
18	0,8	Deformatie	2,7	4,0	35,5	33,0	/
		DA 1.1	6,6	9,7	46,7		1,63
19	0,85	Deformatie	3,4	4,8	36,9	43,1	/
		DA 1.1	7,5	11,6	50,4		1,61
20	0,9	Deformatie	4,1	5,6	38,6	56,2	/
		DA 1.1	8,7	14,2	55,4		1,59
21	0,95	Deformatie	4,8	6,4	40,3	73,5	/
		DA 1.1	10,0	17,6	62,1		1,58
22	1	Deformatie	5,5	7,5	42,4	97,7	/
		DA 1.1	11,3	23,1	72,4		1,56
23	1,05	Deformatie	6,3	9,1	44,9	134,1	/
		DA 1.1	-	-	-		-

4. Resultaten

De belangrijkste resultaten van elke case zijn samengevat in tabel 38. Hierbij wordt eerst het type damwand besproken en vervolgens de parameters bij instabiliteit volgens de verschillende ontwerpbenaderingen. De grondverlaging en -verplaatsing komen daadwerkelijk overeen met de fase waarin de damwand instabiel wordt. Het moment, de dwarskracht en het percentage gemobiliseerde passieve weerstand komen overeen met de maximumwaardes die zijn opgetreden voor de bijhorende ontwerpbenadering.

Een eerste algemene vaststelling is dat voor alle cases de damwand het eerste instabiel zal worden volgens designer approach 1.2. Hierbij zijn de partiële veiligheidsfactoren toegepast op de grondeigenschappen of op de weerstand van de grond of op beide. De veiligheidsfactoren die rekening houden met de belasting of belastingseffecten zijn gelijkgesteld aan 1. Men moet wel rekening houden met het feit dat men voor ontwerpbenadering 1.1 met een lager waarde werkt voor de ongunstige variabele belastingseffecten.

Voor drie van de zes cases zal bij DA 1.2 de damwand instabiel worden rond fase 8. Dit komt overeen met een grondniveauverlaging van 0,3 meter ten opzichte van het oorspronkelijke grondniveau. Het percentage aan gemobiliseerde passieve weerstand, net voor er instabiliteit optreedt, bedraagt ongeveer 80 %. Een fase later wordt die groter dan 100 % en zal de damwand dus instabiel worden. In case 3 en 5 treedt er reeds instabiliteit op bij het oorspronkelijke grondniveau of fase 2 van de berekeningen. Aan de hand van deze vaststelling zou men verwachten dat de damwand in realiteit al bezweken zou zijn, maar dit is niet het geval. Ten eerste zijn deze damwanden ontworpen in de jaren '70 en werd er nog geen gebruik gemaakt van Eurocode 7 en de bijhorende veiligheidsfactoren. Ten tweede zijn er bij het kanaal in ophoging enkele conservatieve aannames gebeurd waardoor de berekening nog strenger wordt. Nu blijkt wel dat in werkelijkheid de meeste schadegevallen optreden in het gebied waarop case 3 is gebaseerd. De verplaatsing van 111,1 mm bij die case is de grootste voor deze ontwerpbenadering. Het is niet onlogisch dat hierdoor de aansluiting van de taludplaat op de kopbalk verbroken wordt en hierdoor inzakt. Figuur 6a is een foto van dit soort schade in het gebied waarop case 3 is gebaseerd. Verder is er nog case 2. Hierbij treedt er geen instabiliteit op, zelfs niet bij een grondniveauverlaging van 1,5 meter. Hierbij is het grondniveau zelf 0,5 meter lager dan het oorspronkelijk laagste niveau in het Albertkanaal. Dit is te zien in figuur 52. Uit het percentage gemobiliseerde passieve weerstand van 99,7 % blijkt wel dat voor ontwerpbenadering 2 de damwand bijna instabiel wordt.

Bij zowel de stalen als betonnen damwand is het maximum optredend moment lager dan het maximum toegelaten moment en zal de damwand dus niet bezwijken. De dwarskrachten die inwerken op de damwandconstructie zijn voor alle cases beperkt en zullen dus geen falingsgedrag veroorzaken. In case 2 en 5 waren de damplanken verankerd ter hoogte van de kopbalk. In case 2 had dit een zeer gunstig effect. Mede door de lengte van de damwand werd de gehele constructie niet instabiel. Voor case 5 was dit niet het geval. De extra verankering kon niet voorkomen dat de damwand al instabiel zou worden volgens DA 1.2. Toch geldt voor beide gevallen dat de passieve verankering niet bezweek.

Tabel 38: Samenvattende tabel cases

	Soort damplank	Lengte [m]	Waterdiepte [m]	Moment [kNm/m']	Verankerd	
Case 1	Staal	6	1,5	432	Nee	
Instabiel	Fase	Grondverlaging [m]	Verplaatsing [mm]	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]
DA 1.2	7	0,25	6,5	58,7	57,6	83,0
DA 1.1	20	0,9	46,5	63,8	76,4	81,2
	Soort damplank	Lengte [m]	Waterdiepte [m]	Moment [kNm/m']	Verankerd	Ankerkracht [kN]
Case 2	Staal	9,5	4	432	Ja	58,59/72,21
Instabiel	Fase	Grondverlaging [m]	Verplaatsing [mm]	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]
/	32	1,5	7,6	208,9	75,6	99,7
/	32	1,5	7,6	141,9	67,4	51,1
	Soort damplank	Lengte [m]	Waterdiepte [m]	Moment [kNm/m']	Verankerd	
Case 3	Beton	5	1,5	177	Nee	
Instabiel	Fase	Grondverlaging [m]	Verplaatsing [mm]	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]
DA 1.2	2	0	111,1	-	-	-
DA 1.1	8	0,3	364,5	36,3	51,8	65,8
	Soort damplank	Lengte [m]	Waterdiepte [m]	Moment [kNm/m']	Verankerd	
Case 4	Beton	6,5	1,5	177	Nee	
Instabiel	Fase	Grondverlaging [m]	Verplaatsing [mm]	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]
DA 1.2	8	0,3	38,2	52,1	44,5	79,9
DA 1.1	27	1,25	400,8	69,0	64,9	74,8
	Soort damplank	Lengte [m]	Waterdiepte [m]	Moment [kNm/m']	Verankerd	Ankerkracht [kN]
Case 5	Beton	6,15	3	177	Ja	35,88
Instabiel	Fase	Grondverlaging [m]	Verplaatsing [mm]	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]
DA 1.2	2	0	32,4	-	-	-
DA 1.1	13	0,55	49,1	43,4	26,5	94,0
	Soort damplank	Lengte [m]	Waterdiepte [m]	Moment [kNm/m']	Verankerd	
Case 6	Beton	5	1,5	177	Nee	
Instabiel	Fase	Grondverlaging [m]	Verplaatsing [mm]	Moment [kNm]	Dwarskracht [kN]	Passieve weerstand [%]
DA 1.2	9	0,35	13,6	14,6	19,9	76,8
DA 1.1	23	1,05	134,1	11,3	23,1	72,4

In tegenstelling tot ontwerpbenadering 1.2 zal voor geen enkele case de damwand instabiel worden volgens 1.1. Het is wel een feit dat in de cases waarbij er reeds instabiliteit optreedt bij het oorspronkelijk grondprofiel voor DA 1.2, de damwand ook veel sneller instabiel wordt volgens DA 1.1. Dit is zo het geval bij case 3 en 5 waar respectievelijk in fase 8 en 13 of bij een grondverlaging van 0,3 en 0,55 meter niet meer voldaan wordt volgens DA 1.1. In de andere vier cases is het mogelijk dat er een grondoniveauverlaging optreedt tussen de 0,9 en 1,5 meter. Het is wel zo dat de verplaatsingen voor de case van de betonnen damplanken hoog oplopen. Zo vindt in case 4 een verplaatsing van 400 mm plaats in fase 27 waarbij deze normaal instabiel zou worden. Dit soort van verplaatsingen zijn niet meer realistisch. De constructie zal al eerder bezwijken.

Uit peilingsverslagen langsheen de oevers van de besproken cases blijkt dat het grondoniveau momenteel met 0,5 meter is gezakt ten opzichte van zijn oorspronkelijk grondoniveau. Uit visuele inspecties blijkt dat er langsheen het gehele Albertkanaal op enkele plaatsen de damwand al instabiel geworden is. In het gebied tussen de brug van Eigenbilzen en de brug van Zutendaal heeft men het vaakst problemen omtrent deze instabiliteit vastgesteld. Uit de berekeningen blijkt tevens dat hier het meeste schade zal plaatsvinden aangezien voor case 3 de resultaten over het algemeen het slechtst zijn. Dijkbreuken, die een gevolg kunnen zijn van deze instabiliteit, zijn nog niet opgetreden en dienen te allen tijde vermeden te worden.

5. Renovatie en vernieuwing van de infrastructuur

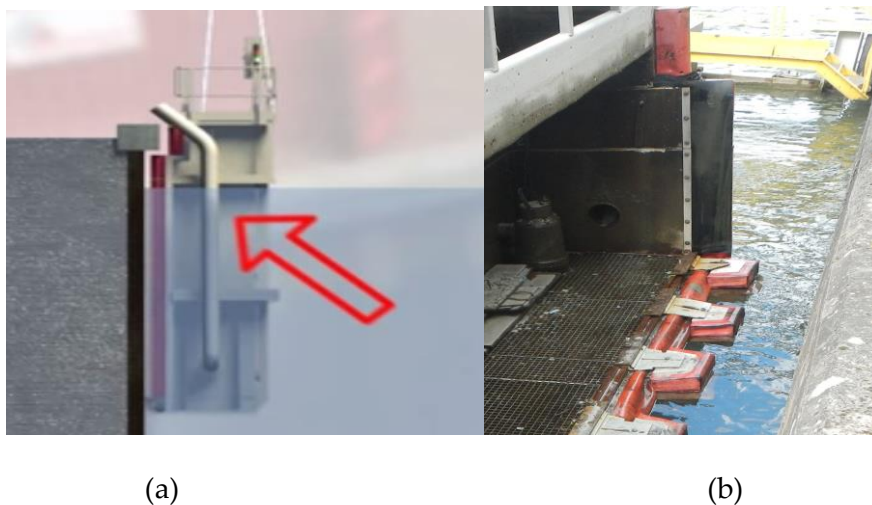
5.1. Renovatiemogelijkheden aan bestaande infrastructuur

5.1.1 Herstellingen damwand

In paragraaf 1.5.2 over het inzakken van de taludplaten door gronduitspoeling achter de damwand werden een aantal schadegevallen getoond. Die hadden allemaal te maken met defecten aan de damwand zelf en niet met de stabiliteit van de gehele constructie. Door corrosie bij de stalen damwanden komen er gaten in de structuur waardoor de grond kon uitspoelen. Voor de betonnen variant lag het probleem ofwel bij het verschuiven van een hele moot damplanken, ofwel door corrosie van de wapening waardoor er ook betonschade zal optreden. Deze problemen omtrent de damplanken zijn reeds langer bekend bij nv De Scheepvaart. Zij hebben dan ook een contract om de damwanden te inspecteren en te herstellen, dat wordt jaarlijks vernieuwd via een overheidsopdracht. Sinds verschillende jaren wordt deze opdracht uitgevoerd door *Acotec*. Binnen deze paragraaf wordt, zowel voor de stalen als voor de betonnen constructie, besproken welke technieken ze gebruiken om damwanden te herstellen.

Algemeen: Droogzetten van de damwand

Eerst en vooral moet men zich de vraag stellen hoe men het best een damwand die schade vertoont onder water kan herstellen. De firma *Acotec* maakt gebruik van een droogzetinstallatie (*DZI Cofferdam*), zoals weergegeven in figuur 71a. De lengte hiervan bedraagt ongeveer 6 meter. De hoogte is afhankelijk van hoe diep de schade zich bevindt. De plaatsing gebeurt vlak langsheen de damwand door middel van een kraan. Voor de afdichting hiervan wordt gebruik gemaakt van rubberen kussens die de kist waterdicht kunnen afsluiten. Als men te maken heeft met een vlakke betonnen damplank is het afdichten gemakkelijk en moet men geen speciaal profiel voorzien. Bij een stalen damwand met een Z-profiel moet men onderaan een speciale mal gebruiken om de kist waterdicht te kunnen afsluiten. In figuur 71b staat een voorbeeld van zulk profiel afgebeeld.



Figuur 71: (a) Dwarsdoorsnede plaatsing Cofferdam [28] ; (b) Speciaal tandprofiel voor afdichting stalen damplanken

Het water dat zich nog in de Cofferdam bevindt, wordt door een aantal waterpompen afgevoerd. Om te voorkomen dat die waterdichte bekisting omhoog zou schieten, wordt deze onder de kopbalk geplaatst. De waterdruk buiten deze droogzetinstallatie zorgt ervoor dat deze tegen de damwand wordt gedrukt. Door de rubberen dichting zal er geen water meer in de Cofferdam lopen. Eventuele gaten die door de rubber niet goed zijn gedicht, worden door middel van doeken afgesloten zodat het water hierlangs niet meer kan binnendringen. De werknemers bevinden zich in een veilige positie om te werken. Als de Cofferdam volledig waterdicht is, kan men beginnen met het zuiver maken van de damplanken. Door middel van een hoge drukreiniger worden alle dierlijke en plantaardige afzettingen, maar ook oppervlakkige corrosie verwijderd. Als dit gebeurd is, kan men de schade aan de damplanken herstellen [28].

Renovatietechniek betonnen damwand

De renovatie van een betonnen damwand gebeurt op een andere manier aangezien hier ook andere soorten van schade optreden. Een eerste schadegeval is het corroderen van de wachtwapeningen tussen de damplank en de kopbalk. Die corrosie is een gevolg van carbonatatie. Men lost dit op door de wapening te zandstralen tot op blank staal. Daarna plaatst men er een extra beschermlaag op, om toekomstige corrosie te vermijden. Vervolgens vervangt men het afgebrokkeld beton door een epoxymortel zodat de wapeningen terug beschermd is en de aansluiting tussen de damplank en kopbalk terug gedicht is.

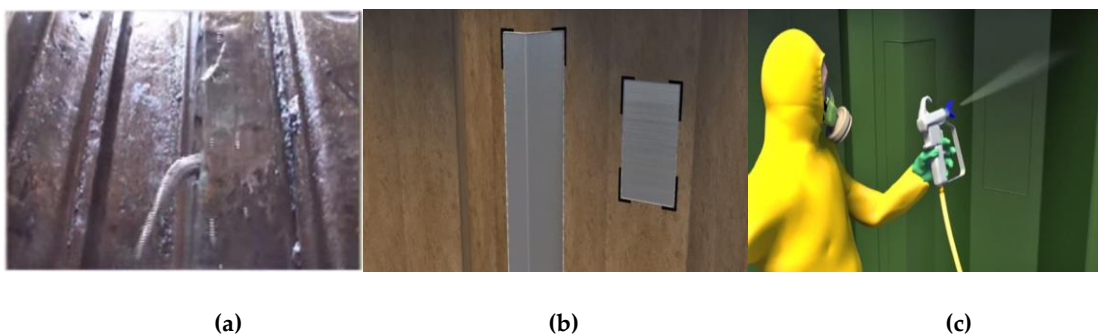
Een tweede schadegal zijn de spleten die optreden tussen de aansluitingen van verschillende damplanken. Door gronduitspoeling voor de damwand zijn die verschoven ten opzichte van elkaar. De verbinding wordt verbroken en er ontstaan scheuren of gaten. Dit betekent dus ook dat er een droogzetinstallatie geplaatst moeten worden tot op waterdiepte van het kanaal. Als die geplaatst is, worden alle begroeiingen op de damwand verwijderd met een hogedrukreiniger. Hierdoor kan men duidelijk zien waar er gaten zijn of plaatsen waar de damplanken niet meer zijn uitgelijnd ten opzichte van elkaar. Die verplaatsing kan niet hersteld worden door *Acotec*, maar de gaten of spleten wel. Men smeert deze toe met een speciale epoxymortel die meteen uithardt zodat als alle gaten gevuld zijn en men direct aan een volgende zone kan beginnen. In figuur 72 staat een foto van een herstelde betonnen damwand.



Figuur 72: Herstelling betonnen damwand

Renovatietechniek stalen damwand

In tegenstelling tot de renovatie van de betonnen damwand is deze van de stalen iets complexer. Toch moet men niet zo diep gaan. Aangezien staal enkel zal eroderen indien het in aanraking komt met lucht. Men neemt aan dat de splash zone van de damwand 1 meter bedraagt daarom dat men slechts tot op deze hoogte de herstelling uitvoert. Verder kunnen er in de renovatie van een stalen damwand drie fases onderscheiden worden. In de eerste fase wordt, zoals eerder vermeld, de damplank gereinigd. Hierdoor kan men zien waar er ernstige corrosie of zelfs gaten zijn (figuur 73a). De dikte van het staal wordt ook gemeten over het gehele oppervlak om te zien of dit nog wel voldoende bescherming biedt. In de tweede fase vindt de eigenlijke herstelling van de damwand plaats. Oppervlaktes waarbij de dikte niet meer voldoende is of waarbij er gaten zijn door corrosie, worden overdekt met een gelaste stalen plaat (figuur 73b). Hierdoor is de plaatdikte terug vergroot en stopt de verdere corrosie. Omdat de gaten gedicht zijn, zal er nu ook geen grond meer uitspoelen. Voor de derde en laatste fase zullen de damplanken gezandstraald worden tot op blank staal. Daarna wordt er een speciale coating overgespoten die de corrosiewerking voor meerdere decennia stopt. In figuur 73c staat een voorbeeld van hoe een coating wordt aangebracht. De coating die gebruikt wordt, is de *Humidur Coating* gepatenteerd door *Acotec*. In bijlage D.1 is een technische fiche van dit product bijgevoegd. Op de website van het bedrijf staan enkele referenties waarbij men dit product heeft toegepast. Een voorbeeld hiervan is de kaaimuur te Zelzate. Na een plaatsing van 10 jaar vertoonden de stalen damplanken al zware corrosie. In 1985 werd die damwand hersteld met de *Humidur Coating*. Uit een inspectie 25 jaar later, in 2010, bleek dat er geen corrosie meer was opgetreden en er amper begroeiing was tegen de damplanken [29].



Figuur 73: (a) Gat stalen damwand; (b) Herstelling met gelaste platen; (c) *Humidur* corrosie beschermende coating

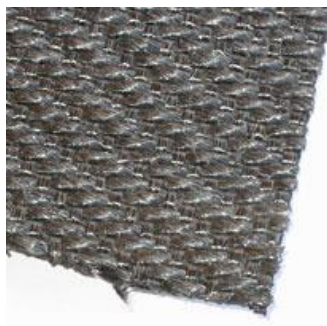
5.1.2 Toepassingen om bodemerrosie tegen te gaan

Om bodemerrosie tegen te gaan, kan men het best gebruik maken van geotextiel. Dit is doorlaatbaar textiel dat gebruikt wordt voor grond-, water- en wegenbouwkundige toepassingen. Er zijn veel fabrikanten die deze geotextiel maken. Om een zo uniform mogelijk beeld te krijgen, worden in deze thesis enkel de verschillende soorten gebruikt die het bedrijf *Texion* ontwikkelt. Zij bieden een groot gamma aan geokunststoffen, maar in deze thesis worden enkel de geotextielen in kunststof en de flexibele erosiematten geanalyseerd. Onderstaande gegevens zijn gevonden op de website van het bedrijf en beschikbare pdf-bestanden van de fabrikant.

Geotextielen in kunststof

1. *Geolon*[®] PP

De naam *Geolon PP* doet al vermoeden dat het geotextiel gemaakt is uit polypropyleen. Het polypropyleen is gestabiliseerd tegen de invloed van uv-licht. Het garentype is een band gemaakt van een gesneden polypropyleenfilm of gefibrilleerd garen. Dit wil zeggen dat hiervoor zwaardere garens in de langsrichting worden gesneden om ze weefbaar te maken. Het garen wordt versterkt door het tijdens gecontroleerde omstandigheden onder spanning te zetten. Dit oriënteert de moleculen in de langsrichting en doet de treksterkte van het garen toenemen. Met dit garen wordt het *Geolon PP* geotextiel gemaakt met een ketting in de langsrichting en een schering of inslag in de dwarsrichting. In figuur 74 wordt dit type van geotextiel weergegeven en in bijlage D.2 staan nog extra technische gegevens [30].

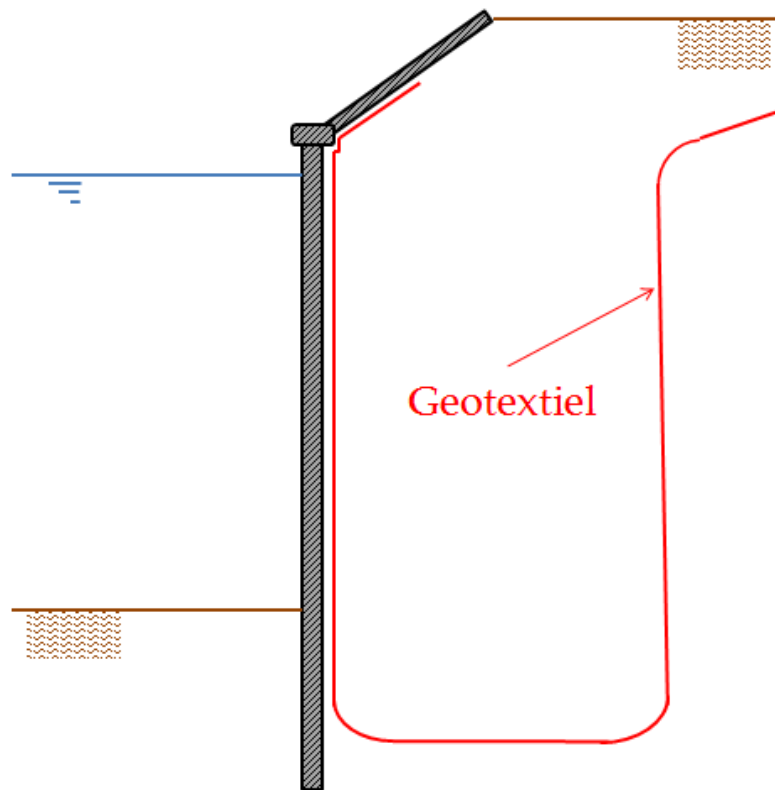


Figuur 74: *Geolon*[®] PP [30]

De voordelen van dit type zijn:

- hoge elasticiteitsmodulus;
- beperkte vervorming;
- grote treksterkte;
- goede gronddichtheid;
- hoge waterdoorlatendheid.

Dit type zal eerder gebruikt worden achter de damwand zoals te zien in figuur 75. Het geotextiel wordt achter de damwand geplaatst zodat de grond niet meer kan uitspoelen ook al zijn er gaten in de damwanden. Hierdoor zullen de taludplaten ook niet meer kunnen inzakken.



Figuur 75: Plaatsing geotextiel achter de damwand

Indien men een optimale werking wilt van het geotextiel moet men dit wel op de correcte wijze plaatsen. Ten eerst moet er gezorgd worden dat men het geotextiel plaatst voor de aansluiting tussen de damplank, kopbalk en taludplaat. Als er dan schade optreedt aan een van deze constructieonderdelen of aan de verbinding van twee constructieonderdelen kan er geen grond meer uitspoelen. Ten tweede moet het geotextiel lager geplaatst worden dan het laagste grondniveau in het kanaal. Anders is het mogelijk dat door grondwaterstroming de grond toch nog wordt uitgespoeld. Indien de geotextiel onder het grondniveau van het kanaal ligt, kunnen deze waterstromen niet meer optreden. Men moet wel rekening houden dat dit moeilijk toepasbaar is bij bestaande damwandconstructies.

Flexibele erosiematten

1. *Teximat*®

De *teximat* is een flexibele geotextiel- en grindmat die onder meer gebruikt wordt voor erosiecontrole bij taluds, oevers en bodems van kanalen. *Teximat* is een flexibele erosiemat gemaakt van een sterk geweven geotextiel. Door dit geotextiel wordt er haaks een 3D-structuur van polypropyleen of polyethyleen garens getuft. Daarop wordt een laagje grind geplaatst. Het resultaat is een 3D-geocomposiet van geotextiel, aan de oppervlakte opgevuld met grind, gebonden met bitumen. De standaardbreedte is 4,8 meter, maar het kan ook op maat worden gemaakt. De standaardlengte is 15 meter en kan niet worden aangepast. In figuur 76 staat een foto van het materiaal, samen met een foto van de plaatsing. Verdere technische gegevens staan in bijlage D.3.



Figuur 76: *Teximat*® [31]

De voordelen van deze erosiemat zijn:

- Het product is kant en klaar en kan snel geplaatst worden;
- Het is grond dicht voor de deeltjes van de onderliggende grond;
- Het is waterdoorlatend zodat er geen hydrostatische overdruk ontstaat;
- Het heeft een groot eigengewicht wat ervoor zorgt dat de mat ter plaatste blijft liggen;
- Er zal onder water geen groen door groeien, boven water kan er gras of dergelijke worden ingezaaid.

Deze techniek is niet zo vriendelijk in gebruik te nemen bij een kanaal dat reeds gevormd is. Uit de uitvoeringswijze blijkt dat men nog sleuven moet graven voor de verankering. Ook moet de talud gelijkmatig worden gemaakt en moet als de mat ligt deze nog in de ondergrond bevestigd worden met U-vormige pennen. Het is wel mogelijk om dit systeem te plaatsen in de natte, maar dit brengt veel moeilijkheden met zich mee. [31].

2. *Dycel*®

Dycel is een eerste type betonnen blokkenmat, een kabelmat bestaande uit betonblokken waarin kabelgaten zijn voorzien. De blokken worden in halfsteens verband gelegd en door de kabelgaten worden staalkabels geweven. De kabelmatten worden prefab geleverd, met een speciaal legjuuk gelost en onmiddellijk geplaatst. Door het onderlinge verband van de betonblokken is de golf- en stroombestendigheid zeer groot. Een onderliggend geotextiel, op de werf geplaatst of prefab meegeleverd, zorgt voor gronddichtheid en is waterdoorlatend. De betonnen blokmatten worden toegepast op rivieren en kanalen om bodemerosie te vermijden. In figuur 77 wordt de *Dycel* betonnen blokmatt weergegeven en tevens ook de plaatsing ervan, de technische fiche wordt weergegeven in bijlage D.4 [31].



Figuur 77: *Dycel*® [31]

Enkele voordelen van deze mat zijn:

- Stroom- en golfbestendig;
- Waterdoorlatend;
- Gronddicht langs de onderzijde;
- Begroeibaarheid aan de bovenzijde;
- Het is mogelijk om deze prefab te plaatsen onder water.

3. Flex Mat®

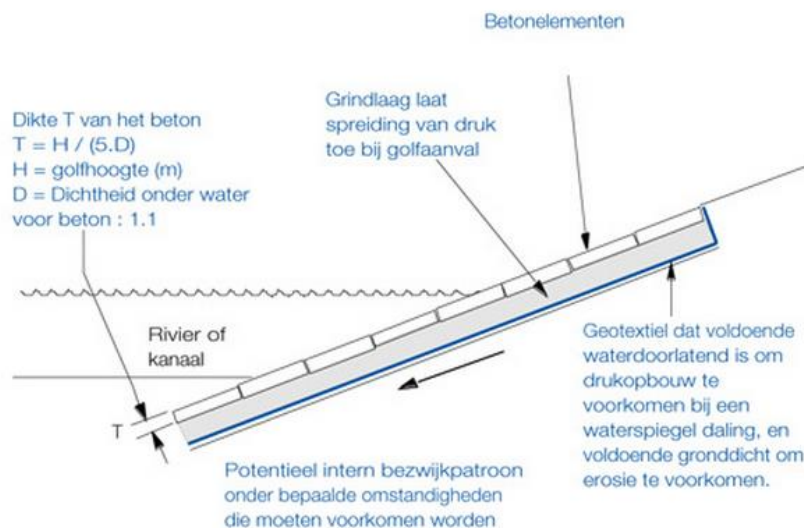
De Flex Mat is een flexibele erosiemat gemaakt uit een speciaal geotextiel met een zeer ruwe oppervlaktestructuur. Op het geotextiel zijn betonblokken gegoten, die muurvast komen te zitten op het geotextiel. De Flex Matten zijn eenvoudig te plaatsen als prefab. Met een speciaal legjuuk is dit ook onder water mogelijk. Dit type van flexibele erosiemat wordt weergegeven in figuur 78, zowel in detail als in toepassing. In bijlage D.5 zijn extra specificaties van dit type van flexibele erosiemat toegevoegd [31].



Figure 78: Flex Mat® [31]

Bijhorende voordelen van de Flex Mat zijn:

- Stroom- en golfbestending door onderlinge hechting van de betonblokken;
- Waterdoorlatend, maar grond dicht door het onderliggend geotextiel;
- Mogelijkheid tot begroeiing.



Figuur 79: Plaatsingswijze Dycel [31]

Tevens wordt in figuur 79 een detailtekening weergegeven van de oeverbekleding met betonelementen [31]. De verdere gegevens zijn bijgevoegd in bijlage D.5.

Gestorte grondbreuksteen

Naast de flexibele erosiematten is het ook mogelijk om los gestorte grondbreuksteen te gebruiken als verdediging tegen erosie van de grond. Hierbij stellen de losse grondbreukstenen de toplaag voor. In figuur 82 staat een afbeelding met breukstenen. Onder de toplaag moet nog een geotextiel voorzien worden die verdere gronduitspoeling voorkomt. Het principe van dit soort verdediging berust op het eigengewicht van de grondbreukstenen. Als men verder onderzoek zou doen naar de stroomsnelheden in het kanaal en de hydraulische belastingen die de schepen veroorzaken op de ondergrond, dan is het mogelijk om de exacte afmetingen van de grondbreukstenen te bepalen. Met de formule van Pilarczyk is het mogelijk om de dikte van deze bodembescherming te bepalen. Deze formule geldt als volgt:

$$\Delta \cdot D_n \geq \frac{0,035}{\psi_{cr}} \cdot \varphi \cdot k_t \cdot k_h \cdot k_{sl}^{-1} \cdot \frac{u^2}{2 \cdot g} \quad (5.1)$$

met

$$\Delta = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \quad (5.2)$$

en

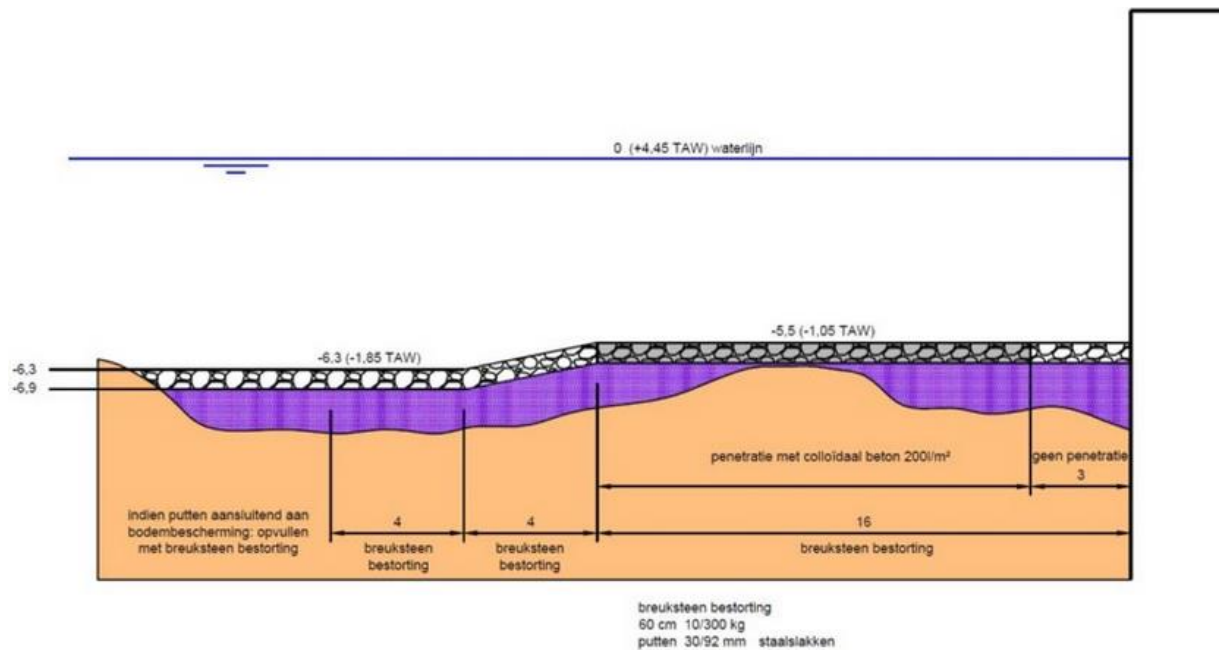
$$k_h = \left(1 + \frac{h}{D_n}\right)^{-0,2} \quad (5.3)$$

Hierbij stelt D_n de nominale steendiameter voor die door 50 % overschreden wordt en Δ geeft de relatieve massadichtheid van de bodembescherming weer. De andere parameters worden verkregen uit onderzoek of extra gegevens. Het rechtse deel van de formule geeft de belasting weer die zal optreden op de ondergrond. Het linkerdeel stelt de sterkte-eigenschappen van de grondbreuksteen voor. Men kan dus opteren om te werken met een kleinere korrelgrootte, maar dan moet men wel een breuksteen gebruiken met een groter eigengewicht, of men kan een grotere korreldiameter toepassen, waarbij men dan breukstenen kan gebruiken die een kleiner eigengewicht hebben. Deze toetsing is afhankelijk van de toepassing waarvoor dit gebruikt wordt [32].



Figuur 80: Breuksteen [33]

Indien men een colloïdaal beton gebruikt bij de losse breukstenen noemt men dit gepenetreerde breuksteen. In figuur 81 wordt dit weergegeven in combinatie met de losse breukstenen.



Figuur 81: Gebruik losse en gepenetreerde breuksteen, [34]

Er zijn twee soorten colloïdaal beton, enerzijds een beton met een open structuur en anderzijds met een dichte structuur. Het dichte type laat geen water door en kent normale druksterkteklassen. Het open type laat wel water door en heeft een maximale sterkteklasse C12/15. Dit zal een gunstig effect hebben op de belastingparameters. Colloïdaal beton leent zich specifiek voor oeverbeschermingsconstructies waar aanslibbing en begroeiing zijn gewenst. Een combinatie van beide typen voor respectievelijk onder en boven de waterlijn kan aantrekkelijk zijn voor een optimale bescherming bij een attractief uiterlijk met grassen [35].

Asfaltmatten

Asfaltmatten bestaan uit een combinatie van asfalt met geotextiel en wapening. Deze matten vormen een geschikt materiaal tegen deze vorm van bodemerrosie. Ze beschikken namelijk over een open structuur waardoor er geen onderdrukken (en dus opdrijven) kunnen ontstaan ten gevolge van de door de schepen veroorzaakte waterstromingen. In figuur 82 a en b staat een voorbeeld van een asfaltmat afgebeeld.



Figuur 82: (a) Asfaltmengsel in mal plaatsen; (b) Asfaltmat in kanaal plaatsen, [34]

Om de dikte van deze matten te bepalen kan gebruik gemaakt worden van de formule voor de diktebepaling bij los gestorte breuksteen. Hierbij wordt D_n , de nominale steendiameter, vervangen door d , de dikte van de asfaltmat. De waardes van de parameters die rekening houden met de belasting zullen ook anders zijn dan deze bij losse breuksteen. Men krijgt dus de volgende formule voor het uitrekenen van asfaltmatten [32]:

$$\Delta \cdot d \geq \frac{0,035}{\psi_{cr}} \cdot \varphi \cdot k_t \cdot k_h \cdot k_{sl}^{-1} \cdot \frac{u^2}{2 \cdot g} \quad (5.4)$$

Enkele specifieke aandachtspunten voor deze toepassing zijn:

- Als de temperatuur van het asfalt te hoog is, is dit niet goed voor geotextiel. Tevens zal bij een te lage temperatuur dit ook invloed hebben op de geotextiel;
- Tenslotte is er vrij weinig bekend over de resulterende drukken op de matten die ten gevolge van waterstromingen kunnen ontstaan.

5.2. Vernieuwen infrastructuur

5.2.1 Kunststof damplanken

Als men het over kunststof damplanken heeft, kan men deze in twee groepen onderscheiden. De eerste groep is de damwand bestaande uit vinyl. De andere groep kan men definiëren als composiet damwanden. Beide gevallen zullen geanalyseerd en vergeleken worden met elkaar. Een grote fabrikant van dat soort damplanken is Crane Materials International (CMI). Zij maken gelijkaardige profielen als de stalen varianten en zorgen voor de distributie hiervan over de hele wereld.

Het grootste verschil tussen kunststof damplanken en stalen damplanken is het verschil in buigstijfheid. De belangrijkste voordelen ten opzichte van de stalen variant is dat kunststof niet zal corroderen en ze veel lichter zijn, wat het transport gemakkelijker maakt [36].

Vinyl damplanken

Vinyl is een betrouwbaar bouw materiaal en wordt in de loop der jaren steeds meer toegepast. In België zijn de damplanken uit vinyl nog niet zo goed gekend, maar in Amerika worden deze steeds vaker gebruikt ter vervanging van de houten, betonnen of stalen variant. Het is een duurzame en budgetvriendelijke oplossing. De damplanken uit vinyl die gefabriceerd worden door CMI bestaan uit 92% gerecycleerd PVC, de ander toegevoegde stoffen dienen voor de sterkte en eventuele kleur. In tabel 39 staat een lijst met verschillende types van vinyl damplanken [27,28]. De technische fiche van het type SG-950 staat in bijlage D.6.

Tabel 39: Vergelijking tussen verschillende types van vinyl damplanken [37]

Type	Opname moment	Weerstandsmoment	Traagheidsmoment	Stijfheid	Dikte	Hoogte	Breedte	Profielvorm	Gewicht	Gewicht	Doorsnede	Verf oppervlak	
	M	Wx	Ix	E*I	t	D	W		kg/m	kg/m ²	cm ² /m	m ² /m ²	
		$\sigma_a = 22,06$ N/mm ²		$E = 0,02620$ $\cdot 10^5$ N/mm ²									
												eenzijdig	
Vinyl	SG-225	7,81	354	2.417	63,32	5,7	127	457	Ω	6,02	13,17	91,47	1,60
	SG-300	13,27	602	5.541	145,17	6,4	178	305	Z	4,82	15,80	109,77	1,66
	SG-325	12,27	556	5.333	139,72	6,4	178	610	Ω	8,99	14,74	102,41	1,57
	SG-425	15,60	707	7.798	204,30	7,2	203	610	Ω	10,38	17,02	118,26	1,64
	SG-525	18,99	861	10.758	281,85	7,4	229	610	Ω	11,62	19,05	132,34	1,77
	SG-550	22,77	1.032	10.691	280,11	9,4	203	305	Z	7,42	24,33	169,05	1,83
	SG-625	27,05	1.226	16.710	437,80	9,8	254	762	Ω	17,86	23,44	162,86	1,67
	SG-650	34,18	1.549	20.184	528,82	10,2	254	457	Z	11,80	25,82	179,45	1,80
	SG-750	41,66	1.888	24.870	651,61	11,7	254	305	Z	10,86	35,61	247,48	2,17
	SG-950	65,72	2.979	46.527	1.219,02	16,5	305	457	Z	20,76	45,43	315,60	1,99
	Flat-panel	36,92	1.673	12.399	324,85	7,4	229	610	F	14,31	23,46	163,00	2,06
	CL-9000	18,27	828	10.038	262,99	7,1	229	610	Ω	10,72	17,57	121,39	1,70
CL-9900	22,38	1.015	12.337	323,23	8,9	229	610	Ω	13,31	21,82	151,62	1,72	

Het maximum moment dat kan worden opgenomen bedraagt 65,72 kNm/m voor het type SG-950. Dat kan vergeleken worden met een moment dat kan opgenomen worden door een houten damwand constructies. Uit de resultaten van de cases blijkt dat voor een stalen damwand van 9,5 meter (case 2), er een maximum moment van 208,9 kNm/m' zal optreden. Dat ligt dus veel hoger dan het moment dat een damplank uit vinyl kan opnemen. Bij de overige cases bedraagt de lengte van de damwanden tussen de 5 meter en de 6,50 meter, hierbij ligt het maximum optredend moment voor alle cases lager dan 70 kNm/m'. Dus afhankelijk van de lengte die nodig is en externe grondparameters is het toch mogelijk om voor sommige gevallen een damplank uit vinyl te gebruiken. Echter zal dit het geval zijn bij kleinere damwanden.

Voordelen van een damplank uit vinyl:

- Klein eigen gewicht;
- Duurzaam (>50 jaar);
- Bestaat uit gerecycleerd materiaal en kan terug gerecycleerd worden;
- Beschermd tegen corrosie en andere chemische aantastingen;
- UV-bestendig;
- Verkrijgbaar in verschillende types en kleuren.

Composiet damplanken

Een damplank uit composiet of beter gezegd een Fiber Reinforced Polymer (FRP) damplank heeft dezelfde voordelen als die van een damplank uit vinyl. Het enige verschil is dat men hierbij glasvezels toevoegt aan het polymeer waardoor de strekte van de damplank wordt vergroot. In tabel 40 wordt een vergelijking weergegeven tussen de verschillende soorten van composiet damplanken. Hierdoor is het mogelijk om langere lengtes van damwanden te maken die aan een gelijkaardig optredend moment kunnen weerstaan als deze van een stalen damplank [35,36]. In bijlage D.7 Staat de technische fiche voor het type GG-95.

Tabel 40: Vergelijking tussen de verschillende types van composiet damplanken [36]

	Type	Opname moment	Weerstandsmoment	Traagheidsmoment	Stijfheid	Dikte	Hoogte	Breedte	Profielvorm	Gewicht	Gewicht	Doorsnede	Verfoppervlak
		M	Wx	Ix	E*I	t	D	W					eenzijdig
		kNm/m	cm ³ /m	cm ⁴ /m	kNm ²	mm	mm	mm		kg/m	kg/m ²	cm ² /m	m ² /m ²
Composiet	GG-20	21,81	316	2.309	60,50	4,4/5,1	140	610	Ω	7,87	12,90	68,57	1,37
			$\sigma_s = 68,95$ N/mm ²	$E = 0,18616$ $\cdot 10^5$ N/mm ²									
	GG-30	46,38	673	7.063	185,06	6,4/6,7	203	457	Z	9,20	20,13	99,58	1,44
	GG-50	76,57	1.110	14.236	372,99	8,3/9,0	254	914	Ω	22,99	25,15	130,39	1,48
	GG-75	136,59	1.981	36.313	951,41	10,2/10,9	356	610	Z	19,88	32,59	173,13	1,60
GG-95	201,88	2.928	67.577	1770,52	13,7	432	762	Z	31,37	41,17	218,70	1,56	

Vergelijking tussen de verschillende soorten damplanken

Als men de eigenschappen van de damplanken, die gebruikt zijn bij de verschillende cases, vergelijkt met de alternatieve damplanken en de resultaten van alle cases in rekening brengt (tabel 41), dan kan men de volgende besluiten trekken.

Het optredend moment en de stijfheid van de stalen damplank zijn het grootst. Hierdoor is het mogelijk damplanken met een lengte tot 14 meter en zelfs groter te realiseren. De sterkte eigenschappen van een betonnen damwand liggen ongeveer 25 à 30% lager ten opzichte van een stalen type. In de realiteit bedraagt de lengte van een betonnen damwand dan ook maximaal 10 meter.

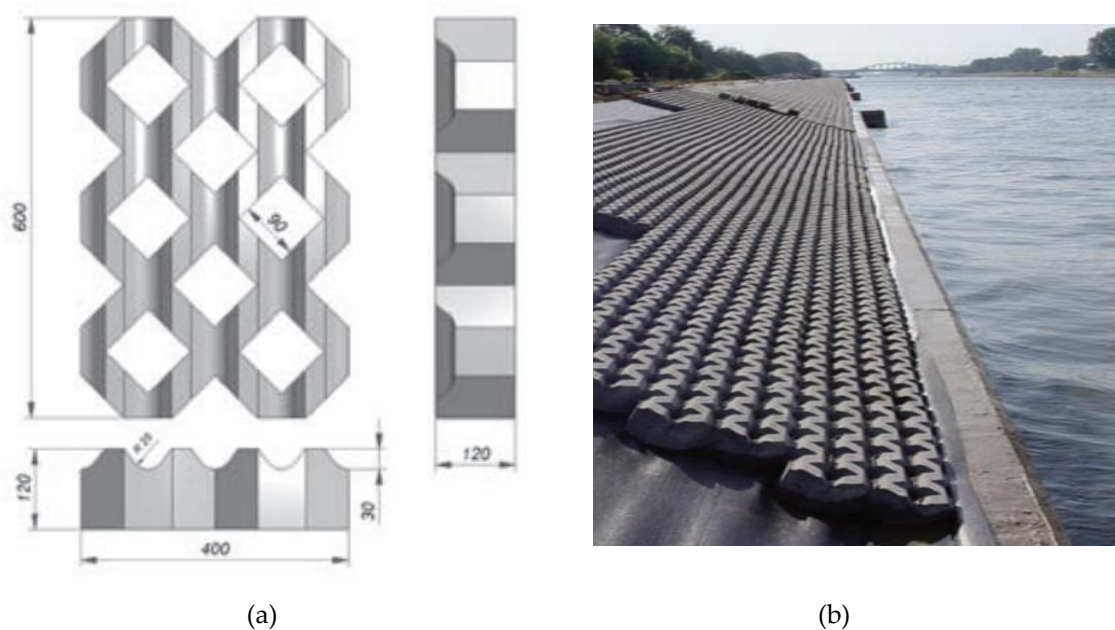
Tabel 41: Vergelijking tussen de verschillende types damplanken

Soort	Type	Optredend moment M (kNm/m')	Stijfheid EI (kNm²/m')	Corrosie gevoelig
Staal	AZ 18-700	432,00	7,938. 10 ⁴	Ja
Beton	Standaard	177,00	2,380. 10 ⁴	Wapening
Vinyl	SG-950	65,72	2667,43	Nee
Composiet	GG-95	201,88	2323,51	Nee

Zoals eerder vermeld, zal een damplank bestaande uit vinyl niet sterk genoeg zijn om een stalen damplank met een lengte van 9,5 meter te vervangen. Maar door gebruik te maken van een FRP-damplank zou dat wel mogelijk kunnen zijn, zowel voor het stalen als voor het betonnen type. Het optredend moment van een damplank uit composiet ligt drie keer hoger dan dat van een damplank uit vinyl, het bedraagt dus ongeveer 200 kNm/m'. De stijfheid van dat materiaal is wel nog steeds beperkt en zal daarom nooit zo lang gemaakt kunnen worden als de maximum lengte van een stalen damplank. Maar toch heeft het zijn voordelen, het eigengewicht ligt veel lager dan dat van de betonnen en stalen variant. Er zal geen corrosie meer optreden, wat dus wil zeggen minder onderhoud. Zowel de damplank uit vinyl en composiet bestaan grotendeels uit gerecycleerd materiaal en zijn dus ook milieuvriendelijk. Deze laatste eigenschappen zijn allemaal voorwaardes die in de doelstellingen waren opgenomen. Men kan dus stellen dat dit een goed alternatief is voor de bestaande types.

5.2.2 Grasbetontegels als taludplaat

Door de sterke betonstructuur kan de grasbetontegel bepaalde verkeerslasten dragen, de stabiliteit van de taluds verhogen en gebruikt worden als oever- en dijkversterking. Het open karakter van de tegel creëert een waterdoorlatend oppervlak dat in combinatie met steenslag en een doorlatende fundering als volwaardig infiltratie- en buffersysteem voor het hemelwater kan dienen. Grasbetontegels worden bij de inrichting van publieke ruimtes voor diverse toepassingen aangewend. Hun duurzame en veelzijdige kwaliteiten worden er benut in esthetische en veilige oplossingen.



Figuur 83: (a) Afmetingen grasbetontegel; (b) Legpatroon grasbetontegels op landtalud [37]

De grasbetontegel is een plaatvormig product van ongewapend beton voorzien van doorgaande openingen en andere uitsparingen. De afmetingen hiervan staan weergegeven in figuur 83a. De openingen kunnen gevuld worden met teelaarde of steenslag. De zijkanten van de tegel zijn voorzien van profileringen, die bij aaneensluiting van de tegels ook openingen vormen of toelaten de tegels in elkaar te passen bij het leggen. De meest courante maat voor grasbetontegels is 600 mm x 400 mm. De dikte varieert tussen 80 mm en 150 mm. De oppervlakte van de openingen bedraagt minimaal 25 % van de totale oppervlakte van de tegel. De openingen komen voor in ronde of vierkante vormen. Onderaan zijn de grasbetontegels vlak afgewerkt. Aan de zichtzijde zijn de grasbetontegels vlak of voorzien van langs- of dwarsgroeven. Deze groeven dienen als zijdelingse waterafvoer of als extra ruimte voor grasgroei. Bij toepassingen als bermversterking of -verbreding geven deze groeven bovendien een sonische waarschuwingfunctie als een voertuig van de weg dreigt af te raken. Bepaalde types grasbetontegels zijn voorzien van vellingskanten. Bij de plaatsing van grasbetontegels op oevers gebruikt men een speciaal legpatroon wat gebruikt is in figuur 83b. Men plaatst de tegels in een 1/3-verband rechtstreeks vanaf de vrachtwagen op de schuine landtalud in combinatie met een geotextiel om uitspoeling van de talud te voorkomen [37]. In bijlage D.8 staat een brochure van Febestral over dit product.

6. Conclusie

Uit de berekeningen van de zes cases kan men besluiten dat door bodemerosie langsheen de damwand de gehele constructie instabiel zal worden. Eerst zal de damwand bezwijken volgens ontwerpbenadering 1.2. Hierbij worden de veiligheidsfactoren op de grondweerstand vergroot en die van de belastingen gelijkgesteld aan 1. Er is gemiddeld 0,30 meter gronduitspoeling nodig om instabiliteit te veroorzaken volgens dat falingsmechanisme. Om te bezwijken volgens ontwerpbenadering 1.1 is er gemiddeld 1 meter bodemerosie nodig. De constructie in het algemeen zal enkel bezwijken volgens een van deze twee ontwerpbenaderingen. Het optredend moment in de damwand en de eventuele ankerkrachten overschrijden in geen enkele case hun maximale waarde. Buiten de schade die optreedt volgens bodemerosie moet er ook rekening gehouden worden met de schade door corrosie, zowel voor betonnen als voor stalen damplanken.

Volgens peilingsverslagen langsheen het Albertkanaal blijkt dat er gemiddeld een grondniveauverlaging van 0,5 meter heeft plaatsgevonden ten opzichte van het laatst gemeten grondprofiel. Dat indiceert dat er volgens ontwerpbenadering 1.2 voor alle cases al instabiliteit zou moeten optreden. Voorlopig zijn er langsheen het Albertkanaal nog geen damwanden bezweken, maar er treden wel al enkele duidelijke schadegevallen op. De oorzaak hiervan is de instabiliteit volgens designer approach 1.2.

Er zijn een aantal opmerkingen waar men rekening mee moet houden:

- De eerste opmerking is dat grondmechanica geen exacte wetenschap is, maar een wetenschap die aan de hand van aannames een zo realistisch mogelijk beeld probeert weer te geven. Het is dus mogelijk dat sommige aannames ervoor zorgen dat er conservatief gerekend wordt.
- De tweede opmerking is het feit dat men vroeger nog niet rekende met de veiligheidsfactoren die nu worden toegepast en er dus meer grondverlaging mogelijk was vooraleer de damwand instabiel zou worden.
- De laatste opmerking is deze betreffende de onderschatting van de veiligheidsfactor voor het ongunstige variabele belastingeffect binnen D-Sheet. Hierdoor liggen de berekende waardes lager dan men normaal zou verwachten.

De renovatiemogelijkheden om gehele stabiliteit en corrosie van de damwand te voorkomen zijn de volgende:

- Door flexibele erosiematten te plaatsen op de onderwatertalud zal er geen bodemerosie optreden en zal de damwand bijgevolg niet verder instabiel worden. Doordat de onderkant van deze matten voorzien is van een geotextiel, is het wel nog mogelijk dat er water door gaat. De grond zal echter niet meer uitgespoeld kunnen worden.
- Voor de corrosieproblemen bij stalen damwanden kan er gewerkt worden met bijvoorbeeld een Humidur coating. Deze coating zorgt voor een extra beschermlaag gedurende minstens 25 jaar.

- De spleten die optreden bij betonnen damwanden worden gedicht door een epoxymortel. Hierdoor zal er geen grond meer uitspoelen door de gaten en zullen de taludplaten ook niet meer inkalven.
- Carbonatatie die optreed bij de wapening van betonnen damwanden kan opgelost worden door een corrosiewerend product. Men zandstraalt eerste de wapening, daarna behandelt men de wapening dus met het product.

Als men de gehele constructie zou willen vervangen, kan men het best damplanken uit composiet gebruiken samen met flexibele erosiematten en betongrastegels. Deze damplanken zijn vergelijkbaar met de stalen varianten, maar zullen niet corroderen. Hun eigengewicht is veel lager en daarom ook veel makkelijker om te vervoeren. Ze bestaan uit gerecycleerd materiaal en zijn dus natuurvriendelijk. Tevens is het een duurzame oplossing, aangezien men een levensduur van 50 jaar garandeert. Dat zijn twee eigenschappen waaraan voldaan moest worden volgens de doelstellingen, dus mag men aannemen dat dit een goede oplossing is.

Referenties

- [1] Promotie Binnenvaart Vlaanderen, feiten en cijfers. Samenstelling en evolutie Belgische binnenvaartvloot (december 2013). Geraadpleegd op 27 februari 2015
<http://www.binnenvaart.be/nl/downloads/feiten.asp> .
- [2] Promotie Binnenvaart Vlaanderen, Waterwegen, Waterwegenkaarten. Waterwegen volgens CEMT-Klasse en sluizen. Geraadpleegd op 10 oktober 2014.
<http://www.binnenvaart.be/nl/waterwegen/kaarten/index.html> .
- [3] Nv De Scheepvaart, Over ons, Werkingsgebied. Geraadpleegd op 09 oktober 2014.
<http://www.descheepvaart.be/Rubriek/Overons/Werkingsgebied.aspx> .
- [4] Nv De Scheepvaart (1989), Boek: 50 jaar Albertkanaal.
- [5] Nv De Scheepvaart (2014), Boek: 75 jaar Albertkanaal.
- [6] NV De Scheepvaart, website over 75 jaar Albertkanaal. Geraadpleegd op 09 oktober 2014.
<http://www.75jaaralbertkanaal.be/default.aspx?ID=eabfec12-ee14-4941-bbcf-128d89314b96> .
- [7] H. Verheij, Deltares & TU Delft, Powerpoint: Erosie effecten van scheepvaart (28 april 2011). Geraadpleegd op 27/05/2015.
<http://www.dredging.org/media/ceda/org/documents/presentations/ceda-nl/ceda-nl-knvt-2011-04-28-verheij.pdf> .
- [8] Promotie Binnenvaart Vlaanderen, Binnenvaart info. Geraadpleegd op 10 oktober 2014.
<http://www.binnenvaart.be/nl/binnenvaartinfo/troeven.asp> .
- [9] D. Verhoeven, Nv De Scheepvaart, PowerPoint: Problematiek omtrent bescherming van metalen damplanken (2011).
- [10] Wikipedia types of retaining wall. Geraadpleegd op 15 oktober 2014.
http://en.wikipedia.org/wiki/Retaining_wall .
- [11] Prof. dr. ir. F. De Smedt, Boek: Grondmechanica cursus nota mei 2013 p.(125-126). Vrije Universiteit Brussel.
- [12] J. Devree, Bouwencyclopedie, Website. Geraadpleegd op 27 februari 2015.
<http://www.joostdevree.nl/shtmls/diepwand.shtml> .
- [13] Fondedile, Technieken, Slibwand, Website. Geraadpleegd op 27 februari 2015.
<http://fondedile.be/technieken/slibwanden/> .
- [14] Prof. ir. J. Maertens, Prof. ir. B. Van Zegbroeck, Diepwanden uitvoeren. XIOS hogeschool, Hasselt (2009)

- [15] ArcelorMittal, Producten, Stalen damwand, Z-profielen. Geraadpleegd op 22 oktober 2014.
http://ds.arcelormittal.com/projects/europe/foundationsolutions/NL/sheet_piling/AZ_sections/AZ18-700.htm .
- [16] Prof. dr. ir. F. De Smedt, Boek: Grondmechanica cursus nota mei 2013 p.(16-18). Vrije Universiteit Brussel.
- [17] A. Veruijt, Grondmechanica p (127-134), TU Delft (2001)
- [18] Prof. dr. ir. F. De Smedt, Boek: Grondmechanica cursus nota mei 2013 p.(49-55). Vrije Universiteit Brussel.
- [19] M. de Koning, Verticaal evenwicht van damwandconstructies, TU Delft (2006).
- [20] B. Vanhoute, F. Verstrynghe, Ontwerpmethodes voor damwandconstructies. Katholieke Hogeschool Brugge Oostende (2007).
- [21] A. Veruijt, Grondmechanica p (200-214), TU Delft (2001).
- [22] Hai-feng LU, Bao-yuan YUAN, Calculation of passive earth pressure of cohesive soil based on Culmann's method, College of Earth Science and Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, P. R. China. Water Science and Engineering, 2011, 4(1): 101-109.
- [23] Ir. J. Niemeijer (Arcadis), ir. C.J. Cornejo (Tauw bv), ir. D. van Ittersum (TAUW), ir. T.D.S. Feenstra (Tauw bv) en dr.ir. U. Backhausen (Hogeschool Utrecht). Reader Geotechniek voor het HBO, Hoofdstuk 9: Ontwerpen van grondconstructies. (p 9-11 tot 9-13),(Augustus 2013).
- [24] Prof. dr.ir. A. van der Stoel, ir. H. Dieteren (CRUX), dr. ir. U. Backhausen (HU)). Reader Geotechniek voor het HBO, Hoofdstuk 8: Ontwerpen van bouwkuipen. (p 8-47 tot 8-59),(Maart 2012).
- [25] EN 1997 – Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp.
- [26] D-Sheet Piling, Delatres, Website. Geraadpleegd op 01 februari 2015.
<https://www.deltares.nl/nl/software/d-sheet-piling/> .
- [27] D-Sheet Pilingen, Delatres, D-Sheet Piling Manual (2014).
- [28] Acotec, Marine, Standard Cofferdams, DZI Cofferdam Caisson for Humidur Corrosion treatment by Acotec. Geraadpleegd op 10 mei 2015.
<https://www.youtube.com/watch?v=RbSMrhMfgkg> .
- [29] Acotec, Humidur. Geraadpleegd op 10 mei 2015.
<http://www.acotec.be/Humidur.aspx> .

- [30] Texion, Geotextielen in kunststof, Geweven geotextielen in polypropyleen met treksterkte > 75 kN/m Geolon® PP. Geraadpleegd op 12 mei 2015.
<http://www.texion.be/BENL/site/products-detail.aspx?vPK=149&k=1&page=0> .
- [31] Texion, Flexibele erosiemat. Geraadpleegd op 12 mei 2015.
<http://www.texion.be/BENL/site/products-overview.aspx?k=11&lbl=1> .
- [32] H. Verheij, H. van Meerten, S. Giri, Onderzoek bodemerrosie Amsterdam-Rijnkanaal, Deltares (2012).
- [33] J. Devree, Bouwencyclopedie, Breuksteen, Website. Geraadpleegd op 17 mei 2015.
<http://www.joostdevree.nl/shtmls/breuksteen.shtml>
- [34] Ghent Dredging, Referenties, Waterbouw, Gent-Moervaart, Website. Geraadpleegd op 10 mei 2015.
<http://www.ghentdredging.be/view/nl/Referenties/ProjectenWaterbouw/Moervaart.html> .
- [35] Vereniging van Ondernemers van Betonmortelfabrikanten in Nederland, Colloïdaal beton, website. Geraadpleegd op 10 mei 2015.
<http://www.vobn-beton.nl/beton/beton/soorten-beton/colloidaal-beton> .
- [36] CMI Sheet piling, vinyl sheet piling an composite of FRP sheet piling. Geraadpleegd op 13 mei 2015.
<http://cmisheetpiling.com/products/> .
- [37] Sheet Pile Europe, Kunststof damwanden, vergelijkingstabel. Geraadpleegd op 13 mei 2015.
<http://www.sheetpile.nl/index.php/nl/> .
- [38] Febe, Febestral, Brochure Grasbetontegels. Geraadpleegd op 14 mei 2015.
<http://www.febe.be/nl/publicaties/detail/brochure-grasbetontegels> .

Bijlage

Bijlage A. Tabellen	130
Bijlage A.1 Tabel grondeigenschappen Eurocode 7.....	130
Bijlage B. Sonderings-en boringsverslagen	131
Bijlage B.1 Sondering en boring voor case 1 en 2	131
Bijlage B.2 Sondering en boring voor case 3	133
Bijlage B.3 Sondering en boring voor case 4	135
Bijlage B.4 Sondering en boring voor case 5	137
Bijlage B.5 Sondering en boring voor case 6	139
Bijlage C. Resultaten D-Sheet	141
Bijlage C.1 Resultaten D-Sheet case 1	141
Bijlage C.2 Resultaten D-Sheet case 3	141
Bijlage C.3 Resultaten D-Sheet case 3	141
Bijlage C.4 Resultaten D-Sheet case 4	141
Bijlage C.5 Resultaten D-Sheet case 5	141
Bijlage C.6 Resultaten D-Sheet case 6	141
Bijlage D. Technische fiches materialen.....	142
Bijlage D.1 Humidur coating	142
Bijlage D.2 Gelon PP.....	143
Bijlage D.3 Teximat.....	145
Bijlage D.4 Dycel.....	147
Bijlage D.5 Flexmat.....	148
Bijlage D.6 Damplank uit vinyl type SG-950	150
Bijlage D.7 Composiet damplank type UC-95.....	151
Bijlage D.8 Brochure grasbetontegels van Febestral	152

Bijlage A. Tabellen

Bijlage A.1 Tabel grondeigenschappen Eurocode 7

NBN EN 1997-1 ANB:2011(N)

Tabel 2.1 ANB - Standaardtabel met karakteristieke waarden voor grondparameters

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

Bijlage B. Sonderings- en boringsverslagen

Bijlage B.1 Sondering en boring voor case 1 en 2

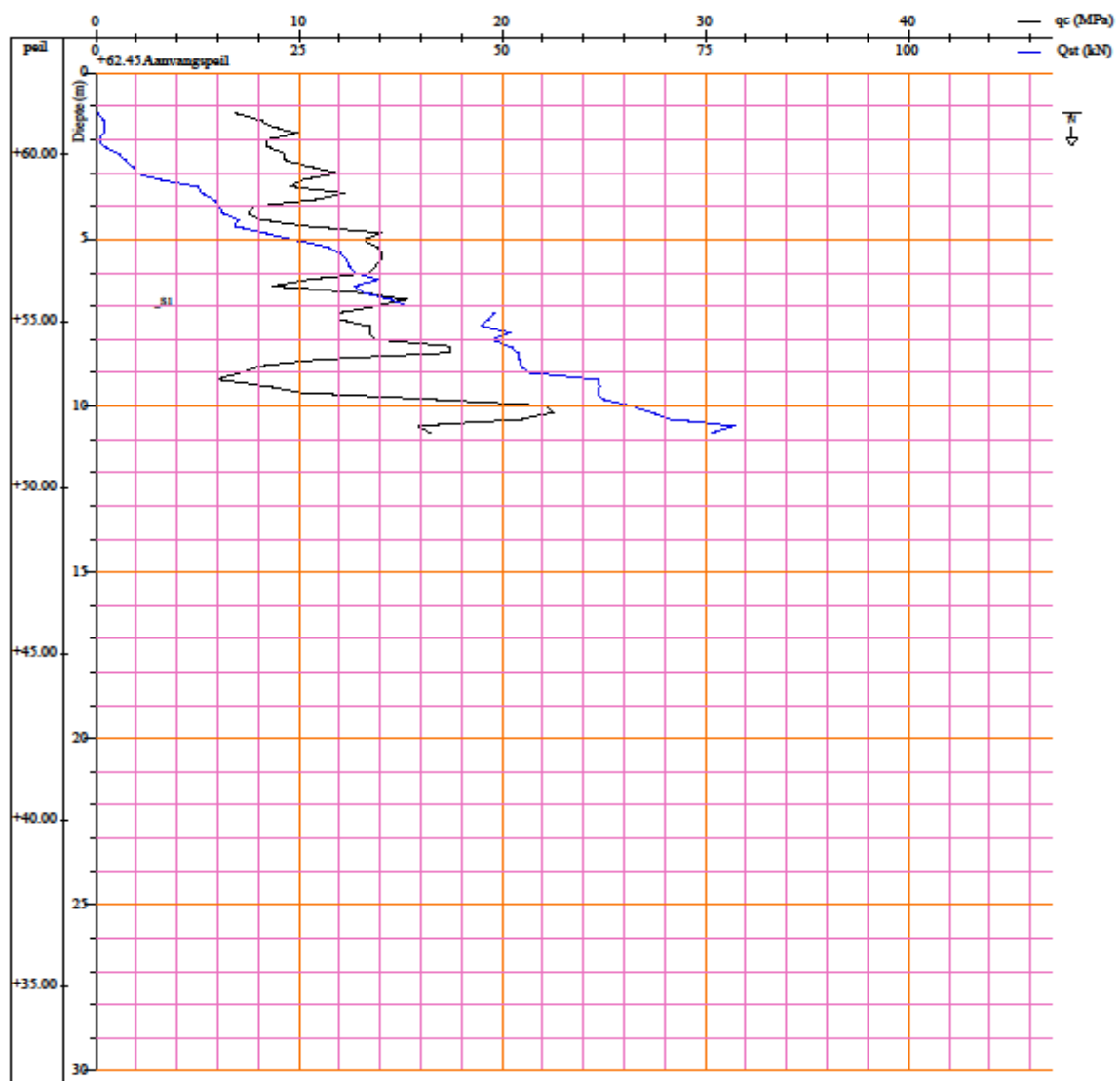
Databank Ondergrond Vlaanderen in de buurt van de brug van Veldwezelt



Sondering GEO-60/2508-SII

Sondering

Proefnummer:	GEO-60/2508-SII	Aanvangsdatum:	16/06/1960
X (mLambert):	239363.0 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)	Uitvoeringsmethode:	discontinuu mechanisch
Y (mLambert):	172896.0 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)	Sondeerapparaat:	100KN
Z (mTAW):	62.45 (Z_methode onbekend)	Conus:	M4 (1000 mm ²)
Gemeente:	LANAKEN (VELDWEZELT)	Diepte (m):	1.20 tot 10.80
Uitvoerder:	Rijksinstituut voor Grondmechanica	Water op (m):	1.65 (60.80 mTAW)
Grondsoort aan de conus: geel fijnzand			





Boring kb34d93e-B338

Boring

Proefnummer: kb34d93e-B338
X (mLambert): 239401.2 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)
Y (mLambert): 173014.4 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)
Z (mTAW): 78.00 (Z_afgeleid van topokaart)
Gemeente: LANAKEN (VELDWEZELT)
Uitvoerder: MOW - Bruggen en Wegen
Opmerking: opdrachtgever : dienst bruggen en wegen

Aanvangsdatum: 08/09/1931
Uitvoeringsmethode: droge boring (goede kwaliteit)
Diepte (m): 33.20

lithologische beschrijving

Auteur: (bedrijf-dienst onbekend)

Betrouwbaarheid: onbekend

Van(m) Tot(m) Beschrijving

Van(m)	Tot(m)	Beschrijving
0.00	0.15	Limon, terre végétale
0.15	0.65	Limon brunâtre, terre à briques
0.65	1.15	Idem
1.15	1.65	Idem
1.65	1.85	Idem
1.85	2.35	Limon gris jaunâtre
2.35	2.85	Idem
2.85	3.35	Idem
3.35	3.50	Idem
3.50	4.00	Limon gris jaunâtre friable, calcaire
4.00	4.50	Idem
4.50	5.00	Idem
5.00	5.50	Idem
5.50	5.80	Idem
5.80	6.20	Limon grisâtre avec quelques petits cailloux roulés de silex
6.20	6.70	Sable assez grossier, jaune brunâtre, avec quelques tout petits silex roulés
6.70	7.20	Idem
7.20	7.70	Idem
7.70	8.05	Idem
8.05	8.55	Limon assez compact avec cailloux roulés de silex et quartz blanc
8.55	9.05	Idem
9.05	9.40	Idem
9.40	9.90	Limon gris
9.90	10.30	Idem
10.30	10.80	Limon et sable graveleux
10.80	11.30	Graviers ardennais
11.30	11.80	Idem
11.80	12.30	Idem
12.30	12.80	Idem
12.80	13.30	Idem
13.30	13.80	Idem
13.80	14.30	Idem
14.30	14.80	Idem
14.80	15.30	Idem
15.30	15.80	Idem
15.80	16.30	Idem
16.30	16.80	Idem
16.80	17.10	Idem
17.10	17.60	Sable jaune verdâtre, fin, finement pailleté

Bijlage B.2 Sondering en boring voor case 3

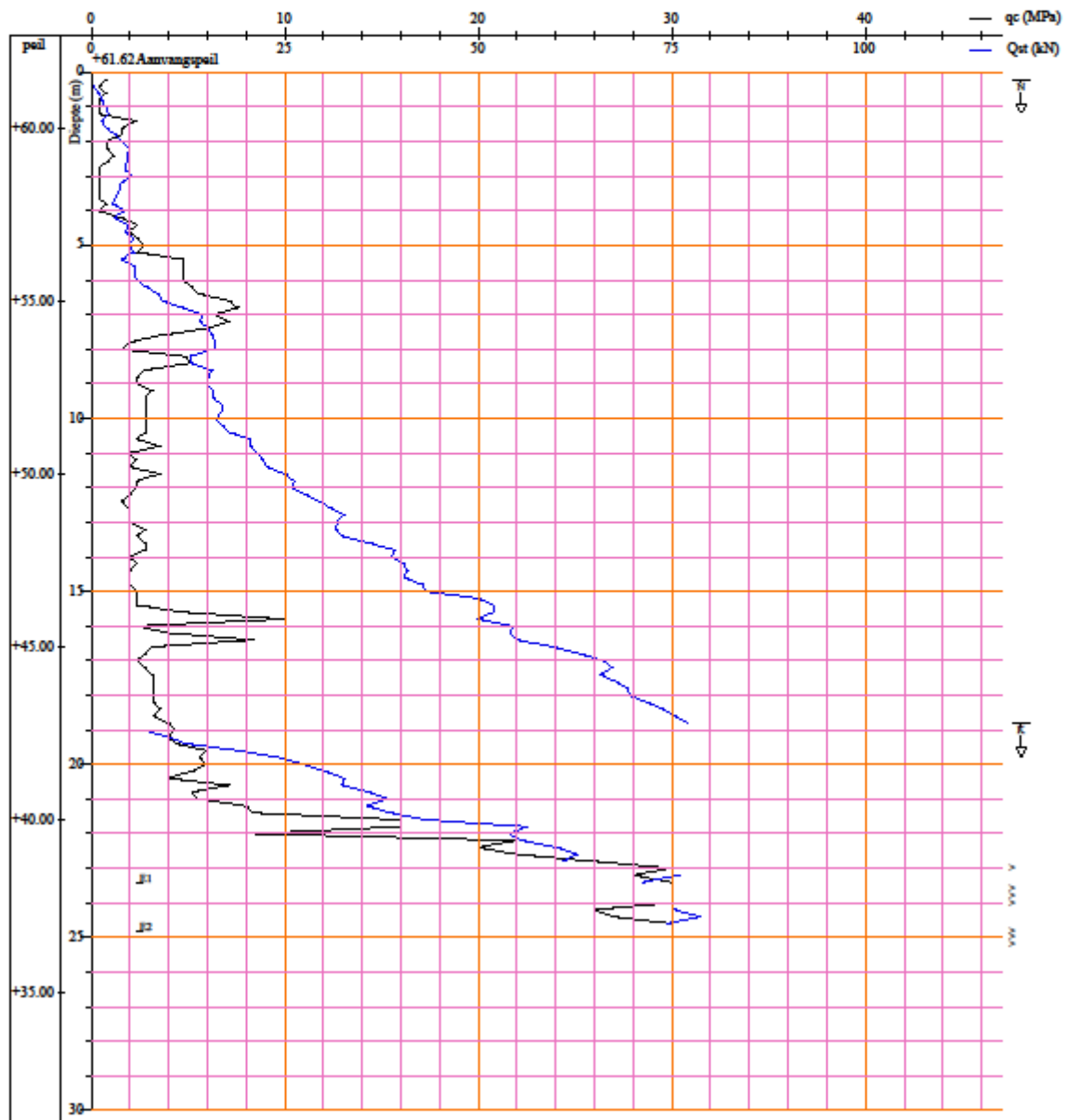
Databank Ondergrond Vlaanderen in de tussen de brug van Zutendaal en de brug van Eigenbilzen



Sondering GEO-71/607-SXXXIV

Sondering

Proefnummer:	GEO-71/607-SXXXIV	Aanvangsdatum:	21/12/1971
X (mLambert):	234479.0 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)	Uitvoeringsmethode:	discontinu mechanisch
Y (mLambert):	176696.0 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)	Sondeerapparaat:	100KN
Z (mTAW):	61.62 (Z_topografisch ingemeten)	Conus:	M4 (1000 mm ²)
Gemeente:	BILZEN (EIGENBILZEN)	Diepte (m):	0.20 tot 25.20
Uitvoerder:	Rijksinstituut voor Grondmechanica	Water op (m):	2.90 (58.72 mTAW)
Grondsoort aan de conus:	sterk zandhoudend leem		





Boring GEO-71/607-b65

Boring

Proefnummer: GEO-71/607-b65
X (mLambert): 233259.0 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)
Y (mLambert): 178349.0 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)
Z (mTAW): 59.36 (Z_topografisch ingemeten)
Gemeente:
Uitvoerder: Rijksinstituut voor Grondmechanica

Aanvangsdatum: 07/01/1972
Uitvoeringsmethode: meerdere technieken (kwaliteit onbekend)
Diepte (m): 10.00
Water op (m): 1.00 (58.36 mTAW)

lithologische beschrijving - 13/01/1972

Auteur: Lambrechts G. (Rijksinstituut voor Grondmechanica)

Betrouwbaarheid: goed

<u>Van(m)</u>	<u>Tot(m)</u>	<u>Beschrijving</u>
0.00	0.50	bruin fijn zand, leemhoudend, kalkloos
0.50	1.00	weinig groenachtig grijs fijn zand met kleine silexkeitjes (0.50 cm), kalkloos
1.00	2.00	groengrijs fijn zand, kalkloos
2.00	2.50	idem, met enkele silexkeitjes (0.50 cm)
2.50	3.00	idem, met enkele silexkeitjes (1 cm)
3.00	3.50	idem, weinig kalkhoudend
3.50	4.50	idem
4.50	5.50	groengrijze leem, kalkloos
5.50	6.00	groengrijze leem met humus, kalkloos
6.00	6.50	groengrijze leem, kalkloos
6.50	7.50	groen fijn zand, kleihoudend, kalkloos
7.50	8.00	groen kleihoudend fijn zand met donkergrijze kleilenzen, kalkloos
8.00	8.50	groen fijn zand, kleihoudend, kalkloos
8.50	9.00	donker groengrijs fijn zand, kleihoudend, kalkloos
9.00	9.50	donker grijze klei met groen fijn zand, kalkloos
9.50	10.00	donker groengrijs fijn zand, kleihoudend, kalkloos

Bijlage B.3 Sondering en boring voor case 4

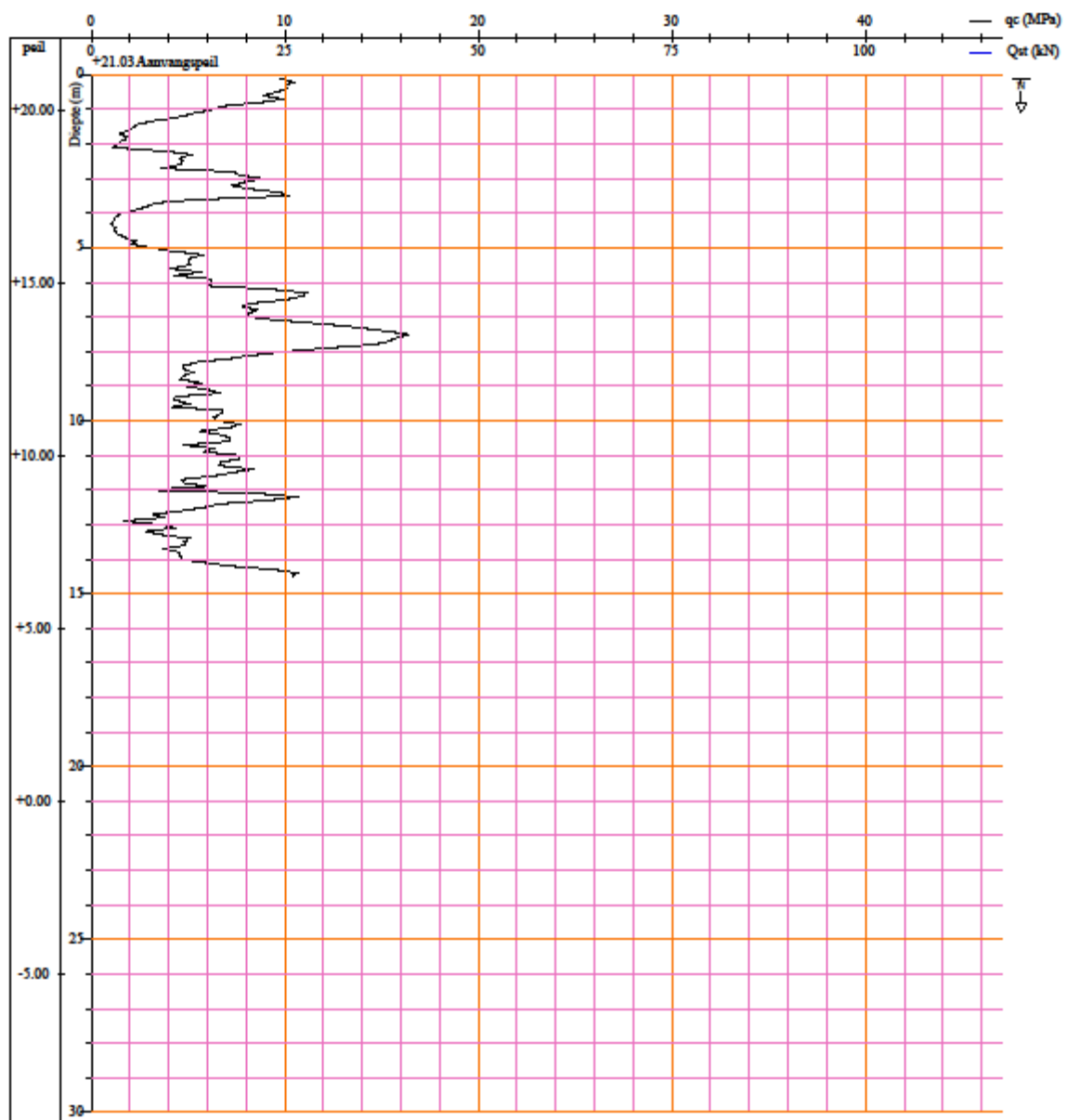
Databank Ondergrond Vlaanderen in de tussen de brug van Eindhout en de brug van Geel-Stelen



Sondering GEO-68/268-S18

Sondering

Proefnummer:	GEO-68/268-S18	Aanvangsdatum:	26/06/1968
X (mLambert):	194216.0 (XY_digitaliseerd op topokaart)	Uitvoeringsmethode:	discontinu mechanisch
Y (mLambert):	201306.0 (XY_digitaliseerd op topokaart)	Sondeerapparaat:	25KN
Z (mTAW):	21.03 (Z_methode onbekend)	Conus:	M4 (1000 mm ²)
Gemeente:	GEEL	Diepte (m):	0.10 tot 14.50
Uitvoerder:	Rijksinstituut voor Grondmechanica	Water op (m):	1.91 (19.12 mTAW)
Grondsoort aan de conus:	groen zand		





Boring GEO-02/44-B2

Boring

Proefnummer: GEO-02/44-B2
X (mLambert): 194605.8 (XY_topografisch ingemeten)
Y (mLambert): 201159.7 (XY_topografisch ingemeten)
Z (mTAW): 21.24 (Z_topografisch ingemeten)
Gemeente: GEEL
Uitvoerder: MVG - Afdeling Geotechniek

Aanvangsdatum: 22/04/2002
Uitvoeringsmethode: meerdere technieken (kwaliteit onbekend)
Diepte (m): 19.00
Water op (m): 1.90 (19.34 mTAW)

lithologische beschrijving - 14/05/2002

Auteur: Polfiët T. (Universiteit Gent)

Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Beschrijving
0.00	0.50	bruin zeer grof zand en heel fijn porfier grind, een stuk vuursteen in asfalt (3 cm)
0.50	1.00	bruin zeer grof zand en heel fijn porfier grind gemengd met bruin fijn silthoudend zand
1.00	1.50	bruin fijn silthoudend zand met enkele grofzandige korrels en een grindje
1.50	2.00	donkerbruin heel fijn silthoudend zand, plaatselijk zeer zwak venig, een betonrestje
2.00	2.50	bruingrijs fijn zand, wat silthoudend, enkele hele fijne grindjes, een stuk silex (2.50 cm) uit beton
2.50	5.50	groengrijs fijn zwak silthoudend zand, enkele donkere korrels, enkele glimmers, enkele hele kleine stukjes plantenresten
5.50	7.00	bruingeel heel fijn zand, matig silthoudend, enkele zwarte korrels
7.00	7.50	bruingeel heel fijn zand, heel sterk silthoudend, enkele houtresten
7.50	8.00	bruingrijs heel fijn zand, heel sterk silthoudend, enkele grofzandige korrels
8.00	8.50	bruingrijs heel fijn zand, silthoudend en met zwarte korrels, enkele grofzandige korrels
8.50	9.00	bruingrijs heel fijn zand, silthoudend en met zwarte korrels
9.00	9.50	bruingrijs fijn zand, silthoudend en met zwarte korrels, wat grofzandige korrels en wat heel fijn grind
9.50	10.00	groengrijs middelmatig tot fijn zand met grove korrels en wat fijn grind, veel zwarte korrels (glauconiet)
10.00	10.50	groengrijs middelmatig zand, met veel grove korrels en wat fijn grind, vrij veel zwarte glauconietkorrels
10.50	11.00	groengrijs grof zand met veel fijn grind en wat glauconietkorrels
11.00	11.50	groengrijs fijn zand, silthoudend, en wat zwarte korrels (glauconiet)
11.50	12.00	groengrijs fijn zand, wat plantengruis en een groot houtfragment (5 cm), glauconiet
12.00	12.50	donkergrijs fijn zand, weinig plantengruis, glauconiethoudend
12.50	13.50	grijs fijn zand, wat glauconiethoudend
13.50	15.50	donkergrijs fijn zand, glauconiethoudend, enkele middelmatige korrels, klein plantenrestje
15.50	19.00	donkergrijs tot zwart fijn zand, sterk glauconiethoudend, enkele middelmatige korrels

geotechnische codering - 22/04/2002

Auteur: Peters D. (MVG - Afdeling Geotechniek)

Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Kleur	Hoofdgrondsoort	Bijmenging
0.00	1.00	groengrijs	grof zand	stenen
1.00	2.50	groengrijs	fijn zand	leem, klei, plaatselijk stenen
2.50	5.50	groen	fijn zand	leem, klei
5.50	6.00	groenbruin	fijn zand	leem, klei
6.00	7.00	bruin	fijn zand	leem, klei
7.00	7.50	bruin	fijn zand	leem, klei, weinig houtresten
7.50	8.00	groen	fijn zand	leem, klei
8.00	9.00	groen	fijn zand	leem, klei, glauconiet
9.00	11.50	groen	zand	glauconiet
11.50	12.00	groenbruin	zand	glauconiet, houtresten
12.00	12.50	groenbruin	zand	glauconiet
12.50	13.00	grijsgroen	zand	glauconiet

Bijlage B.4 Sondering en boring voor case 5

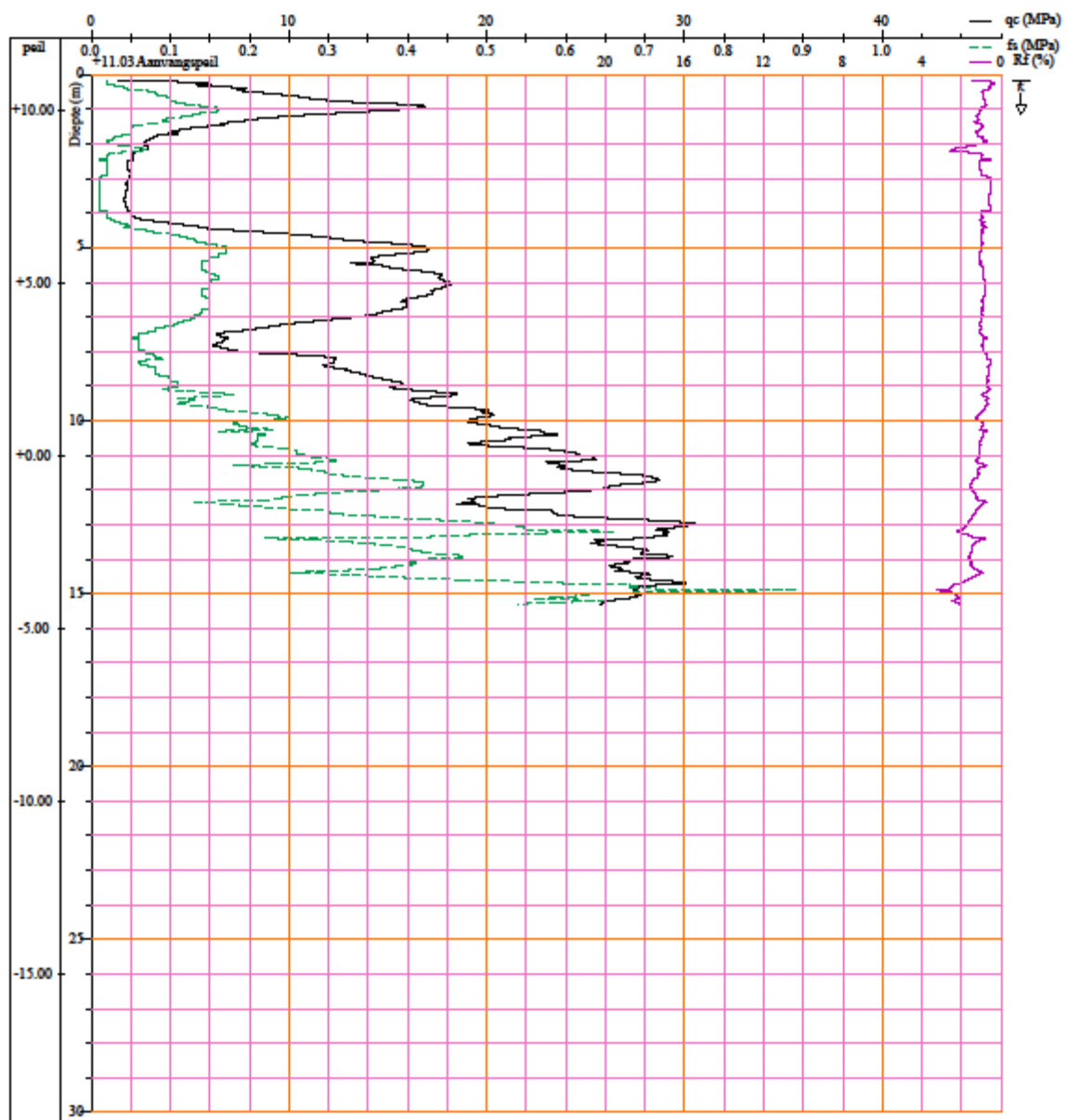
Databank Ondergrond Vlaanderen in de tussen de brug van Grobbendonk en de brug van Viersel



Sondering GEO-03/157-S16

Sondering

Proefnummer: GEO-03/157-S16	Aanvangsdatum: 07/11/2003
X (mLambert): 172501.5 (XY_topografisch ingemeten)	Uitvoeringsmethode: continu elektrisch
Y (mLambert): 208433.5 (XY_topografisch ingemeten)	Sondeerapparaat: 200KN
Z (mTAW): 11.03 (Z_topografisch ingemeten)	Conus: E (1000 mm ²)
Gemeente: ZANDHOVEN (PULLE)	Diepte (m): 0.15 tot 15.30
Uitvoerder: MVG - Afdeling Geotechniek	Sondeergat dicht(m): 3.04 (7.99 mTAW)





Boring kb16d29e-B339

Boring

Proefnummer: kb16d29e-B339
X (mLambert): 172525.9 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)
Y (mLambert): 208478.5 (XY_gedigitaliseerd op topokaart)
Z (mTAW): 6.50 (Z_afgeleid van topokaart)
Gemeente: ZANDHOVEN (PULLE)
Uitvoerder: onbekend
Opmerking: opdrachtgever : PIDPA

Aanvangsdatum: 18/03/1986
Uitvoeringsmethode: spoelboring (matige kwaliteit)
Diepte (m): 15.00

lithologische beschrijving - 01/06/1988

Auteur: De Geyter G. (Belgische Geologische Dienst)

Betrouwbaarheid: goed

Van(m) Tot(m) Beschrijving

0.00	1.00	geelgrijs weinig glauconiethoudend fijn zand
1.00	3.00	licht groengeel glauconiethoudend fijn zand
3.00	8.00	grijsgroen glauconietrijk fijn zand
8.00	9.00	groen glauconietrijk fijn tot middelmatig zand
9.00	10.00	geelgrijs weinig glauconiethoudend fijn zand met talrijke takjes en een stuk hout
10.00	15.00	grijsgroen glauconietrijk fijn zand

Bijlage B.5 Sondering en boring voor case 6

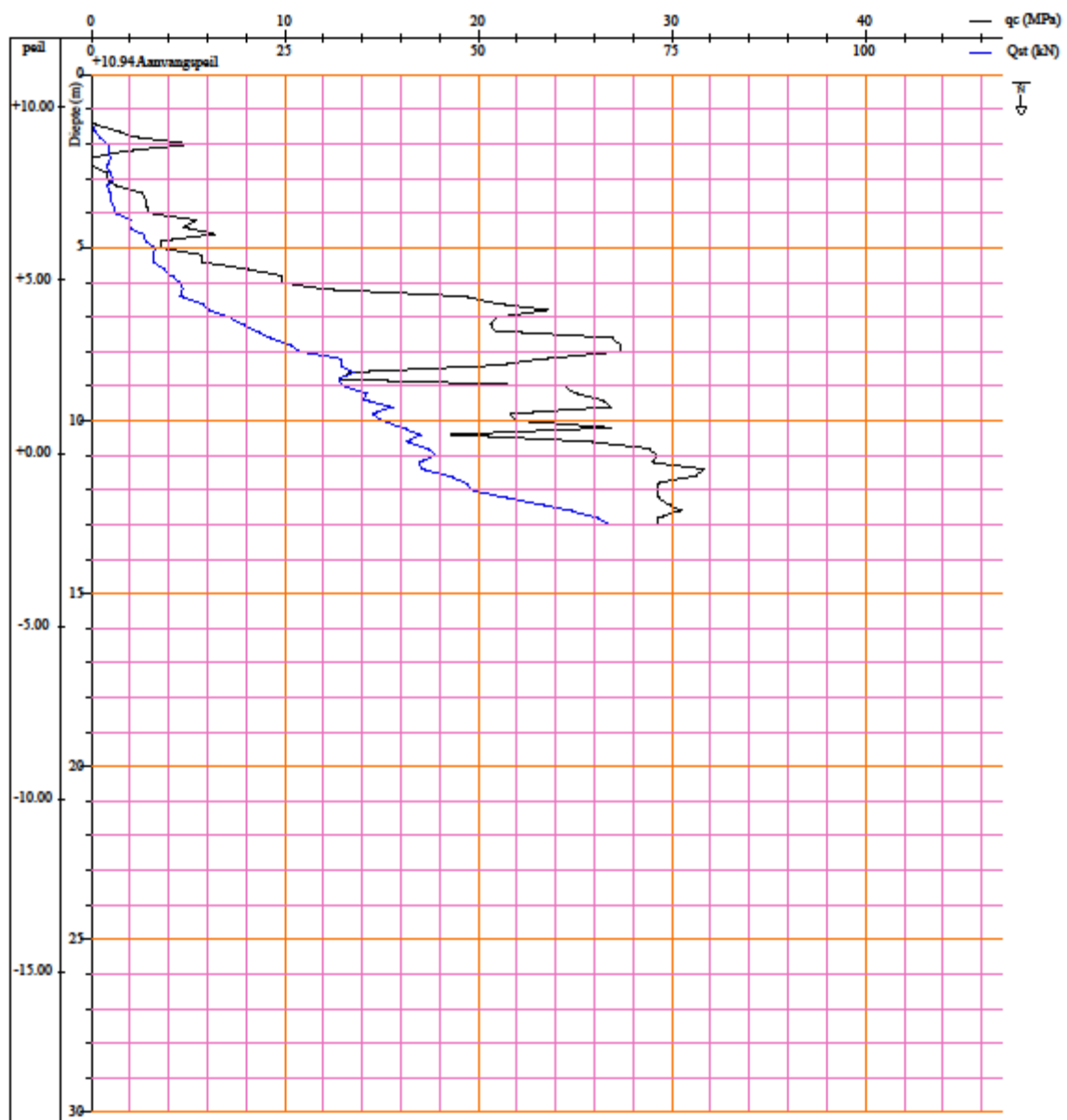
Databank Ondergrond Vlaanderen in de tussen de brug van Oelgemen E34 en de brug van Oelegem II



Sondering GEO-41/195-SIV

Sondering

Proefnummer:	GEO-41/195-SIV	Aanvangsdatum:	16/09/1941
X (mLambert):	166163.0 (XY_digitaliseerd op topokaart)	Uitvoeringsmethode:	discontinuu mechanisch
Y (mLambert):	210848.0 (XY_digitaliseerd op topokaart)	Sondeerapparaat:	100KN
Z (mTAW):	10.94 (Z_methode onbekend)	Conus:	M4 (1000 mm ²)
Gemeente:	RANST (OELEGEM)	Diepte (m):	0.20 tot 13.00
Uitvoerder:	Rijksinstituut voor Grondmechanica	Water op (m):	1.94 (9.00 mTAW)





Boring kb16d29w-B502

Boring

Proefnummer: kb16d29w-B502
X (mLambert): 165987.7 (XY_topografisch ingemeten)
Y (mLambert): 210827.4 (XY_topografisch ingemeten)
Z (mTAW): 11.10 (XY_topografisch ingemeten)
Gemeente: RANST (OELEGEM)
Uitvoerder: MVG - Afdeling Geotechniek
Opmerking: Opdrachtgever : MVG - Afdeling Maas en Albertkanaal
Opmerking: Boring gekend bij Afdeling Geotechniek als GEO-99/101-B61-L

Aanvangsdatum: 28/09/1999
Uitvoeringsmethode: meerdere technieken (kwaliteit onbekend)
Diepte (m): 10.00
Water op (m): 3.73 (7.37 mTAW)

lithologische beschrijving - 20/10/1999

Auteur: Van der Sluys J. (Belgische Geologische Dienst) Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Beschrijving
0.00	0.50	bleekbruin-bruingrijs fijn zand, leemhoudend, enkele baksteensplinters
0.50	1.00	idem, veel baksteenfragmenten, houtskool
1.00	1.50	bleekbruin fijn zand, met lemige brokjes, enkele baksteenbrokjes
1.50	2.00	bruingrijs fijn zand, leemhoudend, weinig schelpengruis, baksteensplinters
2.00	3.00	bleekbruin fijn zand, kleihoudend, zeer veel schelpengruis
3.00	3.50	grijsbruin fijn zand, leemhoudend, weinig schelpengruis, wat glauconiet
3.50	4.00	zelfde zand, meer schelpengruis
4.00	4.50	groengrijs fijn zand, glauconiethoudend, veel schelpengruis, kleihoudend
4.50	5.00	donker groengrijs fijn zand, kleihoudend, veel glauconiet, weinig schelpengruis
5.00	6.50	donker grijsgroen fijn zand, kleihoudend, glauconiet (verweerd), nauwelijks schelpengruis
6.50	7.00	zelfde zand, bleker groen
7.00	8.00	groen matig fijn glauconietzand, weinig kleihoudend, weinig en fijn schelpengruis
8.00	10.00	groen middelmatig glauconietzand, geen schelpengruis

geotechnische codering - 29/04/2014

Auteur: Vergauwen I. (VO - Afdeling Geotechniek) Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Kleur	Hoofdgrondsoort	Bijmenging
0.00	1.00	bruin	fijn zand	leem, puin
1.00	1.50	bruingeel	fijn zand	leem, puin
1.50	2.00	bruingroen	fijn zand	leem, puin
2.00	3.00	bruingeel	fijn zand	klei, weinig glauconiet, schelpgruis
3.00	4.00	bruin	fijn zand	klei, weinig glauconiet, silt
4.00	4.50	grijs	fijn zand	klei, weinig glauconiet, schelpgruis
4.50	5.50	groengrijs	fijn zand	klei, glauconiet, plaatselijk weinig schelpgruis
5.50	8.00	groen	fijn zand	klei, glauconiet, plaatselijk weinig schelpgruis
8.00	10.00	groen	zand	glauconiet

informele stratigrafie - 20/10/1999

Auteur: Van der Sluys J. (Belgische Geologische Dienst) Betrouwbaarheid: goed

Van(m)	Tot(m)	Beschrijving
0.00	2.00	Aanvulling
2.00	4.50	Formatie van Lillo
4.50	10.00	Formatie van Diest (mogelijk Formatie van Lillo dieper dan 4.50m)

Bijlage C. Resultaten D-Sheet

Bijlage C.1 Resultaten D-Sheet case 1

Deze case zit vervat op de cd-rom on de naam "Resultaten D-Sheet case 1".

Bijlage C.2 Resultaten D-Sheet case 3

Deze case zit vervat op de cd-rom on de naam "Resultaten D-Sheet case 2".

Bijlage C.3 Resultaten D-Sheet case 3

Deze case zit vervat op de cd-rom on de naam "Resultaten D-Sheet case 3".

Bijlage C.4 Resultaten D-Sheet case 4

Deze case zit vervat op de cd-rom on de naam "Resultaten D-Sheet case 4".

Bijlage C.5 Resultaten D-Sheet case 5

Deze case zit vervat op de cd-rom on de naam "Resultaten D-Sheet case 5".

Bijlage C.6 Resultaten D-Sheet case 6

Deze case zit vervat op de cd-rom on de naam "Resultaten D-Sheet case 6".

Bijlage D. Technische fiches materialen

Bijlage D.1 Humidur coating

Deze is vervat op de cd-rom onder de naam "Humidur E coating".

WAPENING VAN OPHOGING

De wrijving langsheen deze boog voorkomt afschuiven. Zijn de wrijvingscoëfficiënt niet voldoende groot, dan bereikt de ophoging.

De verankeringskracht van het geotextiel is de H , vermenigvuldigd met het soortelijk gewicht van de grond G (kN/m^3), vermenigvuldigd met de wrijvingscoëfficiënt M , maal de oppervlakte A van het geotextiel aan de actieve kant van het afschuivend segment. Dit resultaat moet men met 2 vermenigvuldigen om de verankeringskracht te kunnen langsheen de boven- en de onderzijde.

Treksterkter criterium:
 Hoge treksterkte gecombineerd met kleine breukverlenging, zijn belangrijke vereisten waaraan geotextielen met een wapeningfunctie dienen te voldoen. Meestal worden geweven of gebreide polyesterweefsel gebruikt. Polyester heeft tevens goede kruipelenschappen, hetgeen belangrijk is voor belasting over een lange periode. Typische polyester geotextielen voor deze toepassing hebben een treksterkte van 200 tot 800 kN/m bij een vervorming $< 13\%$. Ideaal is een nominale vervorming $< 12\%$ te eisen.

Om de probleemstelling op te lossen: bereken de momenten en laat de waarde van T toenemen, tot de vergelijking een nagenoeg gelijke waarde heeft in beide leden.

Werkingsprincipe:
 Het moment dat tot bezwijken aanleiding geeft is W_r $kN.m$. Het moment van de

stabiliserende kracht is CLR $kN.m$. Een bijkomend stabiliserend moment dat afschuiven voorkomt wordt geleverd door de treksterkte van het geotextiel en is gelijk aan $W_r \times 1,3 = CLR + Td$. Waarin 1,3 de veiligheidsfactor is.

De eis van treksterkte voor een polyester geotextiel is $4T$. Hiermee wordt rekening gehouden met een beperking van de werklast in verhouding tot de breuksterkte (i.v.m. kruip), met beschadiging tijdens de verwerking en met veroudering.



PRODUCT SPECIFICATIES

Code: 8038

Product: Geolon® PP 100 - S

Specificaties: Geweven geotextiel in polypropyleen
Treksterkte in ketting : 100 kN/m (EN ISO 10319)
Spanning bij 2 % rek : 15 kN/m (EN ISO 10319)
Spanning bij 5 % rek : 45 kN/m (EN ISO 10319)
Spanning bij 10 % rek : 85 kN/m (EN ISO 10319)
Rek bij nominale treksterkte : 12 % (EN ISO 10319)
Treksterkte in inslag : 100 kN/m (EN ISO 10319)
Rek bij breuk inslag : 8 % (EN ISO 10319)
Dynamische perforatieweerstand : 8 mm (EN 918)
Statische doordrukproef CBR : 11 kN (EN ISO 12236)
Waterdoorlatendheid : 15 l/m²/sec (NBN B 29-001)
Waterdoorlatendheid : 0,01 m/sec (EN ISO 11058)
Permittiviteit : 0,22 sec⁻¹
Zanddichtheid O 90 : 200 micron (EN ISO 12956)
Gewicht : 360 gr/m² (EN 965)
Dikte : 1,2 mm (EN ISO 964)
Standaard rollen : 5,20 m x 200 m

TEXION GEOKUNSTSTOFFEN NV - Admiraal de Boisotstraat 13 - 2000 Antwerpen - Belgium
Tel: +32 (0)3 210 91 91 - Fax: +32 (0)3 210 91 92 - email: texion@skynet.be - website: www.texion.be
BTW/TVA/VAT: BE 0889.534.441

Bijlage D.3 Teximat

Technische omschrijving TEXIMAT® - Standaardtype

Dragerweefsel		
Grondstof		Polyethyleen
Garentype		Monofilament
Treksterkte ketting (EN ISO 10319)	kN/m	40
Treksterkte inslag (EN ISO 10319)	kN/m	35
Rek bij breuk ketting (EN ISO 10319)	%	35
Rek bij breuk inslag (EN ISO 10319)	%	25
Zanddichtheid (EN ISO 12956)	micron	1000
Waterdoorlatendheid (EN ISO 11058)	m/sec	0,5
Bevestigingslussen grondstof		Polypropyleen
Bevestigingslussen garentype		Multifilament
Aantal lussen		Om de 1,5 cm in zig-zag patroon
Treksterkte lussen per garen	N	400

Beschermlaag		
Grondstof		Gebonden steenslag 4-8 mm
Bindmiddel		Speciaal bitumineus bindmiddel
Gewicht per m ²	kg	20
Dikte	mm	15
Holle ruimten	%	30
Beschermlaag		afgestrooid met grond





PRODUCT SPECIFICATIES

Code: 7958

Product: Teximat ® 20

Specificaties: De TEXIMAT® is een flexibele erosiemat.

- Dragerweefsel
- Grondstof : polyethyleen
- Garentype : monofilament
- Treksterkte ketting : 40 kN/m (EN ISO 10319)
- Rek bij breuk ketting : 35 % (EN ISO 10319)
- Treksterkte inslag : 35 kN/m (EN ISO 10319)
- Rek bij breuk inslag : 25 % (EN ISO 10319)
- Zanddichtheid : 1000 micron (EN ISO 12956)
- Waterdoorlatendheid : 500 liter/m²/sec (NBN B 29-001)
- Waterdoorlatendheid : 0,5 m.sec (EN ISO 11058)
- Bevestigingslussen grondstof : polypropyleen
- Bevestigingslussen garentype : multifilament
- Aantal lussen : om de 1,5 cm in zig-zag patroon
- Treksterkte lussen per garen : 400 N
- Beschermlaag
- Grondstof : gebonden steenslag 4-8 mm
- Bindmiddel : speciaal bitumineus bindmiddel
- Gewicht : 20 kg/m²
- Dikte beschermlaag : minimum 15 mm
- Holle ruimten : 35 %
- Beschermlaag : afgestrooid met grond
- Afmetingen standaardrollen : 5 m x 20 m
- Totale dikte erosiemat : 20 mm

TEXION GEOKUNSTSTOFFEN NV - Admiraal de Boisotstraat 13 - 2000 Antwerpen - Belgium
Tel: +32 (0)3 210 91 91 - Fax: +32 (0)3 210 91 92 - email: texion@skynet.be - website: www.texion.be
BTW/TVA/VAT: BE 0889.534.441

Bijlage D.4 Dycel



PRODUCT SPECIFICATIES

Code: 8340

Product: Dycel® 100

Specificaties: Beton blokkenmat (open)
• Samenstelling
Kabelmat bestaande uit betonblokken waarin kabelgaten zijn voorzien.
• Specificaties beton
Hoeveelheid cement : 370 kg/m³
Dichtheid : 23 kN/m³
• Specificaties betonblok
Dikte : 100 mm
Lengte : 480 mm
Breedte : 400 mm
Holle ruimtes : 30 %
Hoeveelheid vulmateriaal : 0,030 m³/m²
Gewicht per blok : 30 kg
Gewicht mat : 155 kg/m²

TEXION GEOKUNSTSTOFFEN NV - Admiraal de Boisotstraat 13 - 2000 Antwerpen - Belgium
Tel: +32 (0)3 210 91 91 - Fax: +32 (0)3 210 91 92 - email: texion@skynet.be - website: www.texion.be
BTW/TVA/VAT: BE 0889.534.441

Bijlage D.5 Flexmat



PRODUCT SPECIFICATIES

Code: 9044

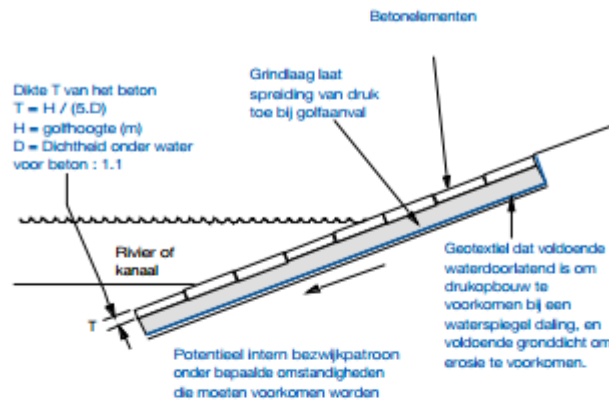
Product: Flexmat® 300 - 2,40m x 6m

Specificaties: Beton blokkenmat

- Samenstelling
Betonblokken vastgehecht aan geotextiel door middel van ingeweven lussen. Deze lussen worden ingestikt op rijen met onderlinge afstand 4cm.
- Afmetingen
Afmetingen mat: 2,40m x 6m
Hoogte van de blokken: 0,15m
Ruimte tussen de blokken bovenaan 20cm
Ruimte tussen de blokken onderaan 12cm
Gewicht van de mat: 300 kg/m²
- Specificaties beton
Hoeveelheid cement : 370 kg/m³
Dichtheid : 23 kN/m³
Gewicht mat : 300 kg/m²
- Specificaties geotextiel, voor instikken lussen
Treksterkte langs: 80 kN/m (EN ISO 10319)
Treksterkte dwars: 60 kN/m (EN ISO 10319)
Rek bij breuk langs: 8 % (EN ISO 10319)
Rek bij breuk dwars: 7 % (EN ISO 10319)
Spanning @ 2 % vervorming: 20 kN/m (EN ISO 10319)
Spanning @ 5 % vervorming: 55 kN/m (EN ISO 10319)
Zanddichtheid 0 90: 350 micron (EN ISO 12956)
Gestabiliseerd tegen uv radiatie
Voorzien van anti-oxidanten

TEXION GEOKUNSTSTOFFEN NV - Admiraal de Boisotstraat 13 - 2000 Antwerpen - Belgium
Tel: +32 (0)3 210 91 91 - Fax: +32 (0)3 210 91 92 - email: texion@skynet.be - website: www.texion.be
BTW/TVA/VAT: BE 0889.534.441

OEVERBEKLEDING MET BETONELEMENTEN



De grond kan bezwijken indien zij deeltjes bevat < 60 micron en indien tevens de uniformiteitscoëfficiënt $U < 15$ of indien meer dan 50% van de deeltjes tussen de 20 micron en 100 micron zijn, of indien de plasticiteitsindex < 15%.

Werkingsprincipe:

De betonelementen beschermen het talud tegen de impact van de golven. Door de golfaanval stroomt water tegen het talud waardoor een hydraulische druk ontstaat. Bij het terugtrekken van de golf ontstaat een onderdruk. Tussen de elementen dient voldoende uitstroombogelijkheid te bestaan, zodat drukopbouw wordt voorkomen.

Criteria:

Het geotextiel wordt gekozen in functie van de eigenschappen van de grond. In het geval dat intern bezwijken kan ontstaan zoals hierboven beschreven, kan een composiet met een zeer dik niet geweven geotextiel een oplossing bieden. Dit type geotextiel zal de opbouw van hydraulische gradiënten voorkomen. Op de meeste plaatsen zal het probleem van intern bezwijken niet voorkomen en volstaat een geweven geotextiel met een zanddichtheid $O 90 < 2 \cdot D 90$.

Betomat®:

Een geprefabriceerde betonmat, gehecht aan een dragerweefsel en kant-en-klaar om te plaatsen, kan geleverd worden.

Texion.

Bijlage D.8 Brochure grasbetontegels van Febestral

Deze case zit vervat op de cd-rom on de naam "Resultaten D-Sheet case 1".

Auteursrechtelijke overeenkomst

Ik/wij verlenen het wereldwijde auteursrecht voor de ingediende eindverhandeling:

Onderzoek naar falingsmechanismen, renovatietechnieken en vernieuwingsmogelijkheden voor oeverconstructies langsheen het Albertkanaal

Richting: **master in de industriële wetenschappen: bouwkunde**

Jaar: **2015**

in alle mogelijke mediaformaten, - bestaande en in de toekomst te ontwikkelen - , aan de Universiteit Hasselt.

Niet tegenstaand deze toekenning van het auteursrecht aan de Universiteit Hasselt behoud ik als auteur het recht om de eindverhandeling, - in zijn geheel of gedeeltelijk -, vrij te reproduceren, (her)publiceren of distribueren zonder de toelating te moeten verkrijgen van de Universiteit Hasselt.

Ik bevestig dat de eindverhandeling mijn origineel werk is, en dat ik het recht heb om de rechten te verlenen die in deze overeenkomst worden beschreven. Ik verklaar tevens dat de eindverhandeling, naar mijn weten, het auteursrecht van anderen niet overtreedt.

Ik verklaar tevens dat ik voor het materiaal in de eindverhandeling dat beschermd wordt door het auteursrecht, de nodige toelatingen heb verkregen zodat ik deze ook aan de Universiteit Hasselt kan overdragen en dat dit duidelijk in de tekst en inhoud van de eindverhandeling werd genotificeerd.

Universiteit Hasselt zal mij als auteur(s) van de eindverhandeling identificeren en zal geen wijzigingen aanbrengen aan de eindverhandeling, uitgezonderd deze toegelaten door deze overeenkomst.

Voor akkoord,

Schrijvers, Brecht

Datum: **1/06/2015**