

Veiligheidsfilosofie damwandconstructies

Update semi-probabilistisch toetsvoorschrift voor onverankerde, verankerde en gestempelde damwanden



Veiligheidsfilosofie damwandconstructies

Update semi-probabilistisch toetsvoorschrift voor onverankerde, verankerde en gestempelde damwanden

Auteur(s)

Hans Brinkman

Veiligheidsfilosofie damwandconstructies

Update semi-probabilistisch toetsvoorschrift voor onverankerde, verankerde en gestempelde damwanden

Opdrachtgever	TKI-consortium CROW, Havenbedrijf Rotterdam N.V., Fugro NL Land B.V. en Deltares
Contactpersoon	
Referenties	
Trefwoorden	damwand, verankerde damwand, gestempelde damwand, damwandconstructie, diepwand, veiligheidsfilosofie, probabilistische analyses, passieve weerstand, constructief bezwijken, Eurocode 7

Documentgegevens

Versie	1.0
Datum	07-11-2024
Projectnummer	11207130-008
Document ID	11207130-008-GEO-0004
Pagina's	202
Classificatie	
Status	definitief

Auteur(s)

Hans Brinkman		

Samenvatting

Achtergrond

De veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van damwandconstructies in het handboek damwanden CUR166 [1] is aan vernieuwing en verbreding toe. Sinds het verschijnen van het handboek damwanden in 1993 hebben de ontwikkelingen niet stilgestaan. In 2005 is het handboek geheel herzien en is sindsdien inhoudelijk niet meer gewijzigd. Binnen het CROW-project N1498 wordt op dit moment door opdrachtgevers en marktpartijen gewerkt aan het up-to-date brengen van de praktische aspecten van het handboek op basis van huidige kennis. Echter voor het onderdeel veiligheidsfilosofie ontbreekt een deel van de benodigde kennis en dient fundamenteel onderzoek te worden uitgevoerd. Het Havenbedrijf Rotterdam, Fugro, CROW en Deltares voeren samen dit fundamentele TKI-onderzoek [2] uit om te komen tot een herziening en verbreding van de veiligheidsfilosofie voor damwandconstructies. Deze activiteit is mede gefinancierd door TKI Deltatechnologie uit de PPS-innovatie programmasubsidie van het Ministerie van Economische Zaken.

Op dit moment worden damwandconstructies in Nederland ontworpen volgens NEN 9997-1. De NEN 9997-1 is gebaseerd op de Eurocode. De veiligheidsfilosofie voor het ontwerpen van damwandconstructies is nog steeds gebaseerd op de 34-jaar oude veiligheidsfilosofie van CUR 166 [3].

De systematiek van de Eurocode is echter een andere dan die van de CUR166. Het ontwerpen van damwanden volgens CUR166 leidt daarom tot afstemmingsproblemen met de norm NEN-1990 (grondslagen voor constructief ontwerp) en de NEN 8700-serie voor het toetsen van de constructieve veiligheid van bestaande bouw en verbouw. De Eurocode zal in 2027 haar eerste grote herziening zal krijgen. Dit is daarom een goed moment om de veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van damwanden in Nederland te updaten naar een veiligheidsformat dat aansluit op de Eurocode.

Fundamenteel onderzoek

Het doel van dit onderzoek is het opstellen van een semi-probabilistisch toetsvoorschrift dat:

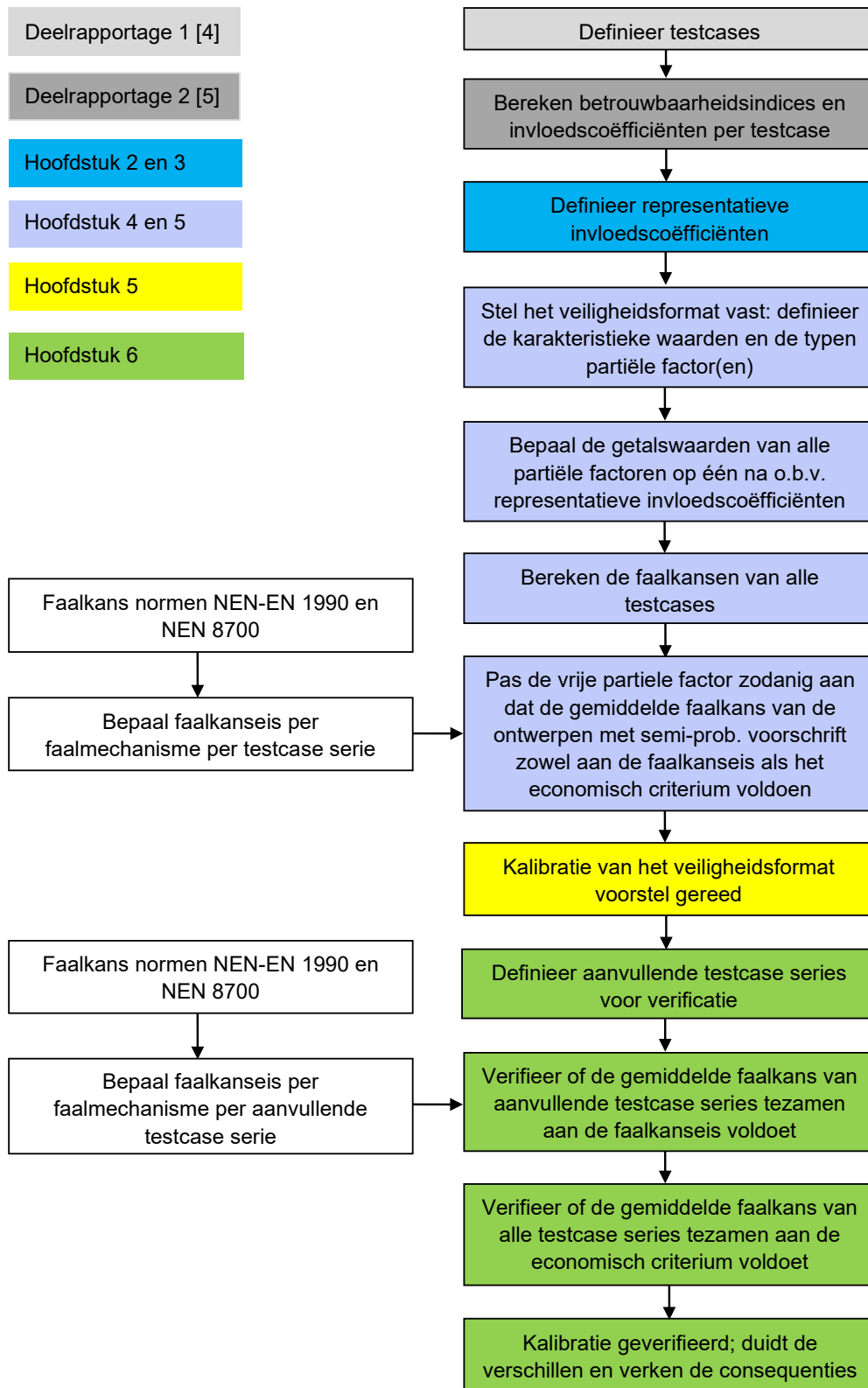
- De laatste inzichten meeneemt en aansluit op volgende generatie van het Eurocodes.
- Geschikt is voor beoordeling van de betrouwbaarheid van onverankerde, verankerde en gestempelde damwandconstructies. De damwandconstructie kan op meerdere niveaus verankerd of gestempeld zijn.

In dit onderzoek zijn probabilistische analyses uitgevoerd. Realistische situaties zoals die in het veld in Nederland kunnen optreden dienen als basis van de te beschouwen situaties, zodat tot een goede, relevante veiligheidsfilosofie kan worden gekomen. Voor een goede aansluiting met de eerder in het kader van de CUR166 uitgevoerde probabilistische analyses alsmede ter beperking van de benodigde rekeninspanning zijn de berekeningen met D-Sheet Piling uitgevoerd. Voor de probabilistische analyses is gebruik gemaakt van de Deltares Probabilistic Toolkit.

Dit onderzoek is in 3 deelrapportages vastgelegd:

1. Uitgangspunten en opzet probabilistische analyses [4].
2. Resultaten probabilistische analyses [5].
3. Update van het semi-probabilistische toetsvoorschrift.

De voorliggende rapportage is deelrapportage (3) en gaat in het opstellen van een geverifieerd semi-probabilistisch toetsvoorschrift (veiligheidsformat) volgens het in Figuur 1.1 weergegeven kalibratieproces.



Figuur 1.1 Het kalibratieproces op hoofdlijnen.

Probabilistische analyses van testcases

Bij het opstellen van het veiligheidsformat voorstel is gebruikgemaakt van de resultaten van de meer dan 400 probabilistische analyses die in het kader van dit onderzoek voor varianten van 3 cases zijn gemaakt.

De **CROW-case** is een enkelvoudig verankerde stalen damwand langs een kanaal met een kerende hoogte van 8 m. De “**meervoudig ondersteunde case**” heeft 8 bouwfasen en bestaat uit een 15 meter diepe bouwput met 2 ankerniveaus en een onderwaterbetonvloer. De **Kruisplein diepwand case** betreft een 41 meter lange diepwand, met 13 grondlagen, 20 m maximale ontgraving, 14 bouwfasen, 9 tijdelijke stempels, 5 definitieve vloeren en een dak.

Uit de probabilistische analyses volgt dat de bijdrage van onzekere parameters aan de faalkans voor de geotechnische grenstoestand anders is dan voor de grenstoelstanden voor de constructieve elementen (wand, verankering, stempels). De berekende partiële factoren voor de geotechnische grenstoestand en de constructieve grenstoestand verschillen zoveel dat het efficiënt is om twee sets partiële factoren te gebruiken. De eerste set geldt voor de beoordeling van geotechnische grenstoelstanden en de tweede set voor de beoordeling van de grenstoelstanden van de constructie elementen.

Veiligheidsformat voorstel

Het veiligheidsformat voorstel sluit aan op de aanpak van de nieuwe generatie Eurocodes. Deze aanpak komt in essentie overeen met het huidige CUR166 stappenplan. De uiterste grenstoestand dient voor twee beoordelingscombinaties te worden getoetst:

- VC3 + M2 (\triangleq CUR166 stap 6.1 t/m 6.4).
- VC4 + M1 (\triangleq CUR166 stap 6.5).

Bij de eerste beoordelingscombinatie VC3 + M2 zijn de partiële factoren op de belastingen en de grondeigenschappen $\geq 1,0$. Bij de tweede beoordelingscombinatie VC4 + M1 zijn de partiële factoren voor de grondeigenschappen en de belasting 1,0 en wordt de rekenwaarde van de snedekrachten bepaald met een partiële factor op het belastingeffect. Voor beoordelingscombinatie VC3 + M2 zijn twee sets met partiële factoren opgesteld: de eerste voor geotechnische en de tweede voor constructieve grenstoelstanden.

Het veiligheidsformat gaat verder uit van de belastingcombinatie aanpak zoals gebruikelijk is in de Eurocode. Hierbij worden leidende belastingen gecombineerd met gelijktijdig optredende belastingen. Deze laatste belastingen worden met een combinatie factor ψ_0 gereduceerd. De berekeningen mogen met zowel een verend ondersteunde ligger- als een eindige elementenmodel worden uitgevoerd. Met het opgestelde semi-probabilistisch toetsvoorschrift kunnen nieuwe damwanden worden beoordeeld met een levensduur tot 100 jaar en bestaande damwanden met een restlevensduur tot 50 jaar.

Verificatie

Voor de verificatie van het veiligheidsformat zijn verschillende damwandconstructies met het nieuwe veiligheidsformat ontworpen. Vervolgens is met probabilistische analyses de faalkans (betrouwbaarheid) van de damwandontwerpen bepaald.

Uit deze analyses blijkt dat het verschil tussen de betrouwbaarheid van deze ontwerpen, ($\beta_{P_f, gem}$) en de vereiste doelbetrouwbaarheid ($\beta_{P_f, norm}$) volgens de normen (NEN 1990 en NEN 8700) klein is. Het verschil tussen de betrouwbaarheid en de doelbetrouwbaarheid ligt namelijk tussen de 0 en 0,2:

$$0,0 \leq (\beta_{P_f, gem} - \beta_{P_f, norm}) \leq 0,2.$$

Omdat de gemiddelde betrouwbaarheid van de testcases groter is dan de doelbetrouwbaarheid wordt voldaan aan de eisen van NEN 1990 en NEN 8700. Daarnaast is de gemiddelde betrouwbaarheid van de testcases niet veel hoger dan de doelbetrouwbaarheid. Dit betekent dat het veiligheidsformat, vanuit economisch oogpunt, niet bovenmatig streng is.

Vergelijking veiligheidsformat met ontwerp volgens huidige norm NEN 9997-1

Het veiligheidsformat voorstel leidt tot een positieve trendbreuk ten opzichte van de NEN 9997-1 (CUR166). Bij enkelvoudig verankerde damwanden met een minimale inbeddingslengte treden de grootste verschillen op. Gemiddeld neemt de ankerkracht met 15% af. Het maximale buigend moment neemt gemiddeld met 20% af.

Bij het ontwerp van damwanden volgens NEN 9997-1 (CUR166) wordt niet aan de vereiste doelbetrouwbaarheid volgens NEN 9997-1 voldaan.

Met het veiligheidsformat voorstel is de betrouwbaarheid van de damwandontwerpen verbeterd. Het voldoet aan de vereiste betrouwbaarheid volgens NEN 9997-1.

Eindconclusie

De eindconclusie is dat de onderzoeksdoelen zijn bereikt. Er is een semi-probabilistisch toetsvoorschrift voorstel opgesteld en geverifieerd. Het voorschrift sluit aan op de nieuwe generatie Eurocodes. Het toetsvoorschrift is geschikt voor de beoordeling van de betrouwbaarheid van zowel nieuwe als bestaande damwandconstructies. De berekeningen volgens het veiligheidsformat kunnen zowel met een eindige elementen als een verenmodel worden uitgevoerd. Het resultaat van dit fundamentele onderzoek is geschikt om te worden gebruikt bij:

- De update van het handboek damwanden dat gepland staat voor in 2025.
- Het opstellen van de Nederlandse nationale bijlagen van de NEN-EN 1997-1 t/m 3.
- Het opstellen van de volgende update van de NEN 8707.

Inhoud

	Samenvatting	4
1	Inleiding	14
1.1	Algemeen	14
1.2	Doel	14
1.3	Afbakening en leeswijzer	15
1.4	Kalibratie proces	15
1.5	Kalibratiecriterium	16
2	Analyse van de resultaten van de probabilistische analyses	18
2.1	Inleiding	18
2.2	CROW-enkelvoudig verankerde damwandcases	19
2.2.1	Algemeen	19
2.2.2	Resultaten	20
2.3	Meervoudig ondersteunde case (MOC)	23
2.3.1	Algemeen	23
2.3.2	Resultaten	25
2.4	Kruisplein diepwandwand case (KDC)	26
2.4.1	Algemeen	26
2.4.2	Modelonzekerheid	27
2.5	Samenvatting van de analyse in Bijlage A	30
3	Elementen voor opzet veiligheidsformat	31
3.1	Inleiding	31
3.2	Afbakening	31
3.3	Verschillen in verdeling invloeden tussen grenstoestandsfuncties en constructie typen	31
3.4	Veiligheidsformat van de nieuwe generatie Eurocodes	32
3.5	Gevol klassen	33
3.6	Modelonzekerheid	34
3.6.1	Inleiding	34
3.6.2	Toevallige onzekerheden	34
3.6.2.1	Algemeen	34
3.6.2.2	VC4+M1 beoordeling constructieve grenstoestanden (STR)	34
3.6.2.3	VC3+M2 beoordeling geotechnische grenstoestanden (GEO)	34
3.6.2.4	VC3+M2 beoordeling constructieve grenstoestanden (STR)	34
3.6.3	Systematische onzekerheden	35
3.7	Stochasten met een beperkte invloed	35
3.8	Breed toepassingsgebied	35
4	Opzet veiligheidsformat voorstel	36

4.1	Inleiding	36
4.2	Uitgangspunten voor de bepaling van partiële en combinatie factoren	37
4.3	Beoordelingscombinaties	38
4.4	Belastingcombinaties	38
4.5	Bepaling partiële en combinatie factoren na kalibratie	39
5	Veiligheidsformat voorstel	41
5.1	Inleiding	41
5.2	Check 1 – VC3GEO+M2GEO	44
5.2.1	Minimale representatieve waarde maaiveldbelasting	44
5.2.2	Niveau grondoppervlak	44
5.2.3	Partiële en ψ_0 -factoren, nieuwbouw	45
5.3	Check 2	48
5.3.1	Check 2A – VC3STR+M2STR	48
5.3.1.1	Minimale representatieve waarde maaiveldbelasting	48
5.3.1.2	Niveau grondoppervlak	48
5.3.1.3	Partiële en ψ_0 -factoren	48
5.3.2	Check 2B – VC3STR+M2STR-extra	48
5.4	Check 3 – VC4+M1	48
5.4.1	Minimale representatieve waarde maaiveldbelasting	48
5.4.2	Niveau grondoppervlak	48
5.4.3	Partiële en ψ_0 -factoren	48
5.4.4	VC4 Partiële factoren op snedekrachten en plastische rotatie	48
5.5	Rekenwaarden snedekrachten en plastische rotatie	49
5.5.1	Snedekrachten wand voor constructieve beoordeling (STR)	49
5.5.2	Plastische rotatie wand voor constructieve beoordeling (STR)	49
5.5.3	Anker- en stempelkracht voor constructieve beoordeling (STR)	49
5.5.4	Ankerkracht voor geotechnische beoordeling verankeringen (GEO)	49
5.5.4.1	Trekpalen- en grout-ankers (GEO)	49
5.5.4.2	Ankerkracht voor geotechnische beoordeling overige type ankers (GEO)	50
5.6	Geometrie stalen elementen	50
5.7	Ankeruitval	50
5.8	Overige mechanismen (GEO)	50
5.8.1	Check 1 met een 2D of 3D eindige elementen model	50
5.8.2	Check 1 met een analytisch of veren model	51
5.9	Overige mechanismen (HYD)	51
5.10	Nieuwbouw met levensduur ongelijk aan 50 jaar en verbouw en afkeur	51
6	Verificatie veiligheidsformat voorstel	52
6.1	Inleiding	52
6.2	Aanpak	52
6.2.1	Uitwerking kalibratie criterium voor de verificatie	52
6.2.2	CROW-case	53
6.2.3	Meervoudig verankerde en gestempelde cases	55
6.3	Resultaten	56
6.3.1	CROW-case	56

6.3.1.1	Berekeningen	56
6.3.1.2	Trend	61
6.3.2	Meervoudig verankerde en gestempelde cases	64
6.3.2.1	Berekeningsresultaten	64
6.3.2.2	Trend	67
6.4	Toetsing aan kalibratiecriterium en bepaling trend	69
6.4.1	Toetsing aan kalibratiecriterium	69
6.4.2	Trendbreuk	70
6.4.3	Discussie	71
7	Conclusies	72
7.1	Veiligheid en economie van het toetsvoorschrift	72
7.2	Wijzigingen ten opzichte van NEN 9997-1 / CUR166	72
7.3	Toepasbaarheid	73
7.4	Positieve trendbreuk	73
7.5	CUR-2025, nationale bijlage nieuwe NEN-EN1997-3 en NEN 8707	74
	Referenties	75
A	CUR166-1990, herberekening en transitie naar CROW-case	77
A.1	Inleiding	77
A.2	CUR166-1990	77
A.2.1	Algemeen	77
A.2.2	Ontwerpprocedure CUR166 (1990)	77
A.2.3	Probabilistische analyses 1990	78
A.2.4	Kalibratie CUR klassen	82
A.2.5	Partiële factoren op moment, ankerschot en ankerstaaf	83
A.2.6	Partiële factoren de grondsterkte en bovenbelasting	85
A.2.7	Partiële factoren en marges op de geometrische parameters	85
A.2.8	Berekeningen 2004	87
A.3	Herberekening CUR166-1990 kademuur case	87
A.4	Transformatie CUR166-1990 kademuur case naar CROW-case	89
A.5	CROW-enkelvoudig verankerde damwandcases	94
A.5.1	Algemeen	94
A.5.2	CROW-case invloed modelonzekerheid	95
A.5.3	CROW-case invloedsfactoren (α)	97
A.5.4	CROW-case gesommeerde invloed ($\sum\alpha_i^2$)	102
A.6	Meervoudig ondersteunde case (MOC)	106
A.6.1	Algemeen	106
A.6.2	Invloed modelonzekerheid	108
A.6.3	Vergelijking MOC-analyses met modelonzekerheid schema B-gem en B-kar	110
A.6.3.1.	Ankersterkte en staalsterkte damwandwand	110
A.6.3.2.	Invloeden en invloedsfactoren	111
A.6.4	Vergelijking MOC-analyses met modelonzekerheid schema A, B-gem en B-kar	113
A.6.4.1.	Ankersterkte en staalsterkte damwand	113
A.6.4.2.	Invloeden en invloedsfactoren	114
A.6.5	Berekeningsschema A, invloedsfactoren (α)	121
A.6.6	Berekeningsschema A, gesommeerde invloeden ($\sum\alpha_i^2$)	123

A.7	Kruisplein diepwandwand case (KDC)	124
A.7.1	Algemeen	124
A.7.2	Modelonzekerheid	126
A.7.3	Invloedsfactoren (α)	128
A.7.4	Gesommeerde invloed ($\sum\alpha i^2$)	129
A.8	Analyse	130
A.8.1	Algemeen	130
A.8.2	Voorspannen van ankers	131
A.8.3	Hoeveelheid stochasten / onzekerheden	131
A.8.4	Kerende hoogte	131
A.8.4.1.	Cases met grote kerende hoogte	131
A.8.4.2.	Maaiveldbelasting	131
A.8.4.3.	Bodem- en ontgravingsniveaus	132
A.8.4.4.	(Grond)waterniveaus	132
A.8.5	Volumiek gewicht	132
A.8.6	Stijfheden	133
A.8.7	Gecombineerde invloed met de modelonzekerheid	134
A.8.8	Berekeningsschema	134
B	Achtergrond veiligheidsformat	136
B.1	Betrouwbaarheidsdifferentiatie	136
B.1.1	Algemeen	136
B.1.2	Geotechnische mechanismen (GEO)	136
B.1.2.1.	Algemeen	136
B.1.2.2.	Belasting op groutankers, trek- en ankerpalen	136
B.1.3	Constructieve mechanismen (STR)	136
B.2	Modelonzekerheid	137
B.2.1	Algemeen	137
B.2.2	Toevallige onzekerheden	137
B.2.2.1.	Systematische onzekerheden	138
B.3	Stijfheid, interface sterkte, laagscheidingsniveau en volumiek gewicht	138
B.3.1	Algemeen	138
B.3.2	Grondstijfheid	138
B.3.3	Anker- en stempelstijfheid	138
B.3.4	Interface sterkte	138
B.3.5	Laagscheidingsniveau	138
B.3.6	Volumiek gewicht	139
B.4	Partiële factoren grondeigenschappen	139
B.4.1	Algemeen	139
B.4.2	Representatieve waarden	139
B.4.3	Uitwerking M2GEO	139
B.4.3.1.	Hoek van inwendige wrijving	139
B.4.3.2.	Cohesie	140
B.4.3.3.	Ongedraineerde schuifsterkte en prisma druksterkte	141
B.4.4	Uitwerking M2STR	141
B.4.4.1.	Algemeen	141
B.4.4.2.	Hoek van inwendige wrijving	141
B.4.4.3.	Cohesie	141
B.4.4.4.	Ongedraineerde schuifsterkte en prisma druksterkte	141
B.4.5	Uitwerking M1	142
B.5	Partiële en combinatie factoren voor ongunstige belastingen	142

B.5.1	Aanpak voor blijvende belastingen	142
B.5.2	Aanpak voor maaiveld- en overige belastingen	142
B.5.3	Aanpak voor geometrische belastingen	144
B.5.4	Partiële en combinatiefactoren veranderlijke belastingen, aanpak afwijkende (rest)levensduur	146
B.5.5	Aanpak voor partiële factoren op belasting effect	146
B.5.6	Robuustheid	147
B.5.6.1.	Algemeen	147
B.5.6.2.	Maaiveldbelasting	147
B.5.6.3.	Bodemniveau	147
B.5.6.4.	Ankeruitval	148
B.5.6.5.	Geometrie stalen elementen	149
B.5.7	Uitgangspunten VC3GEO	149
B.5.7.1.	Algemeen	149
B.5.7.2.	Maaiveldbelasting	149
B.5.7.3.	Geometrische belastingen erosie en (grond)water	150
B.5.7.4.	Overige belastingen	150
B.5.8	Uitgangspunten VC3STR	150
B.5.8.1.	Algemeen	150
B.5.8.2.	Maaiveldbelasting	151
B.5.8.3.	Geometrische belastingen erosie en (grond)water	151
B.5.8.4.	Overige belastingen	151
B.5.9	Uitgangspunten VC4	151
B.5.9.1.	Algemeen	151
B.5.9.2.	VC-REP	151
B.5.9.3.	VC4 partiële factor op belasting effect	152
B.6	Rekenmodellen	152
C	Betrouwbaarheidsdifferentiatie	156
C.1	Inleiding	156
C.2	Analyse NEN8700 achtergrond document	156
C.3	Kalibratie ten behoeve van CUR166-2024	158
D	Combinatiefactor voor geometrische belastingen	161
E	Aanpak voor willekeurige (rest)levensduur	164
E.1	Doel	164
E.2	Aanpak	164
F	VC4 partiële factor op belastingeffect	165
F.1	Doel	165
F.2	Huidige situatie E7-nl	165
F.3	PreEN1990	166
F.4	Methode bepaling partiële factor op het belastingeffect	168
F.5	Voorstel	172
F.6	Impact analyse, nieuwbouw	173
G	Additionele sets partiële en combinatie factoren	175

G.1	Inleiding	175
G.2	Nieuwbouw met levensduur ongelijk aan 50 jaar	176
G.3	Verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of erna	179
G.4	Verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor	183
G.5	Afkeur	187
H	Representatieve waarde grondeigenschappen	192
H.1	Inleiding	192
H.2	Damwandsecties tot 25 m lengte in homogene grond	192
H.3	Damwandsecties vanaf 25 m lengte in homogene grond	192
I	Representatieve en rekenwaarden (grond)waterniveau	194
I.1	Inleiding	194
I.2	Voorbeeld van representatieve en rekenwaarden van (grond)waterniveaus exclusief trendwijzigingen	194
I.3	Informatiebronnen	197
I.3.1	Algemeen	197
I.3.2	Historische metingen en actuele situatie	197
I.3.3	Toekomstige ontwikkelingen	198

1 Inleiding

1.1 Algemeen

De veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van damwandconstructies in het handboek damwanden CUR166 [1] is aan vernieuwing en verbreding toe. Sinds het verschijnen van het handboek damwanden in 1993 hebben de ontwikkelingen niet stilgestaan. In 2005 is het handboek geheel herzien en is sindsdien inhoudelijk niet meer gewijzigd. Binnen het CROW-project N1498 wordt op dit moment door opdrachtgevers en marktpartijen gewerkt aan het up-to-date brengen van de praktische aspecten van het handboek op basis van huidige kennis. Voor het onderdeel veiligheidsfilosofie ontbreekt echter een deel van de benodigde kennis. Daarvoor dient fundamenteel onderzoek te worden uitgevoerd. Het Havenbedrijf Rotterdam, Fugro, CROW en Deltares voeren samen dit fundamentele TKI-onderzoek [2] uit om te komen tot een herziening en verbreding van de veiligheidsfilosofie voor damwandconstructies. Deze activiteit is mede gefinancierd door TKI Deltatechnologie uit de PPS-innovatie programmasubsidie van het Ministerie van Economische Zaken.

Op dit moment worden damwandconstructies nog steeds ontworpen met een 34-jaar oude veiligheidsfilosofie [3]. Bij de introductie van de Eurocode in 2012 heeft Nederland ervoor gekozen om volgens deze oude systematiek damwanden te blijven ontwerpen. De systematiek van de Eurocode is echter een andere dan die van de CUR166 waarop de NEN 9997-1 is gebaseerd en dat leidt tot afstemmingsproblemen binnen NEN-1990 en NEN 8700-serie en sub-optimalisaties. In 2027 zal de Eurocode haar eerste grote herziening krijgen. Dit is een goed moment om de veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van damwanden in Nederland te updaten naar een veiligheidsformat dat aansluit op de Eurocode.

Dit onderzoek wordt in 3 deelrapportages vastgelegd:

1. Uitgangspunten en opzet probabilistische analyses [4].
2. Resultaten probabilistische analyses [5].
3. Update van het semi-probabilistische toetsvoorschrift.

De voorliggende rapportage is deelrapportage (3) en gaat in op het opstellen van een geverifieerd semi-probabilistisch toetsvoorschrift (veiligheidsformat).

1.2 Doel

Het doel van dit Publiek-Private Samenwerkingsproject is om de kennis van fysische processen, relevant voor damwandconstructies, en probabilistische methoden via de veiligheidsfilosofie toepasbaar te maken voor het scherper ontwerpen en beoordelen van damwandconstructies. Daarmee loopt het voor op de volgende generatie Eurocodes die pas beschikbaar komt in de periode 2025-2030. Het doel van dit onderzoek is het opstellen van een semi-probabilistisch toetsvoorschrift dat:

- De laatste inzichten meeneemt en aansluit op volgende generatie van het Eurocode raamwerk.
- Geschikt is voor beoordeling van de betrouwbaarheid van onverankerde tot en met meervoudig ondersteunde damwandconstructies.

Het semi-probabilistische toetsvoorschrift bestaat uit een set keuzes van representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren die een semi-probabilistische toetsing mogelijk maken. Dit wordt hierna aangeduid met "het veiligheidsformat voorstel". Het veiligheidsformat voorstel wordt opgesteld voor het ontwerp van nieuwe damwandconstructies en de beoordeling van bestaande damwandconstructies. De resultaten van dit onderzoek kunnen

door de CROW-werkgroep N1498 worden gebruikt bij de update van het handboek damwanden [1].

1.3 Afbakening en leeswijzer

Het onderzoek beperkt zich tot het beoordelen van de veiligheid (uiterste grenstoestand) van nieuwe en bestaande damwandconstructies. Beoordeling van de gebruikstoestand en de uiterste grenstoestand voor de functie waterveiligheid valt buiten het kader van dit onderzoek.

In de voorliggende rapportage wordt in paragrafen 1.4 en 1.5 achtereenvolgens ingegaan op het kalibratieproces en het kalibratiecriterium. In hoofdstuk 2 verder ingegaan op de resultaten van de uitgevoerde probabilistische analyses [3] en [4]. Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 en 4 ingegaan op de wijze waarop veiligheidsformat is opgesteld. In hoofdstuk 5 staat het gekalibreerde veiligheidsformat en in hoofdstuk 6 wordt ingegaan op de verificatie van het veiligheidsformat voorstel. In Hoofdstuk 7 wordt afgesloten met de conclusies.

1.4 Kalibratie proces

Voor het opstellen van het veiligheidsformat voorstel is gebruikt gemaakt van het in [38] beschreven kalibratieproces van semi-probabilistische toetsvoorschriften. Hierbij is voor damwandconstructies aan het einde van het kalibratieproces van [38] een verificatie stap toegevoegd. Op hoofdlijnen valt het kalibratieproces, zie **Error! Reference source not found.** uiteen in de volgende onderdelen:

- 1 Het vaststellen van de betrouwbaarheidseisen. Deze eisen zijn gedefinieerd als faalkanseisen (of vereiste betrouwbaarheidsindices) voor het beschouwde faalmechanisme.
- 2 Het bepalen van de vorm van het semi-probabilistische toets voorschrift. Deze stap behelst de volgende activiteiten:
 - 2.1 Definieer testcases. De testcases betreffen echte en fictieve damwandconstructies.
 - 2.2 Implementeer de grenstoestandfunctie(s) en belastingmodel(len) in een probabilistische rekenomgeving
 - 2.3 Bereken betrouwbaarheidsindices en invloed coëfficiënten voor alle testcases op basis van probabilistische berekeningen.
 - 2.4 Stel het veiligheidsformat vast. Per stochast dient de karakteristieke waarde te worden gedefinieerd. Ook dient te worden besloten welke veiligheidsfactoren in het semi-probabilistische toets voorschrift moeten worden opgenomen. Deze keuzes berusten op zowel de berekende invloed coëfficiënten als praktische overwegingen. Er dient een balans gevonden te worden tussen eenvoud (beperkt aantal veiligheidsfactoren) en efficiëntie (zo min mogelijk conservatisme).
- 3 Het vaststellen van de veiligheidsfactoren:
 - 3.1 Bepaal, op basis van representatief geachte invloed coëfficiënten, een bepaalde betrouwbaarheidsindex (behorend bij gevolgklasse en grenstoestand) en referentieperiode, de waarden van alle veiligheidsfactoren op één partiele factor na (die met de meeste invloed). Dit wordt gedaan omdat er ontelbaar veel combinaties van veiligheidsfactoren zijn die een voorschrift opleveren dat voldoet aan het kalibratiecriterium (zie stap 3.3). Door voor alle veiligheidsfactoren, op één na, een vaste invloedsfactor te hanteren, blijft er nog slechts één vrijheidsgraad over, namelijk de invloedsfactor van de parameter waarmee kan worden gekalibreerd. Deze partiele factor wordt aangeduid als “vrije partiele factor”.
 - 3.2 Bepaal (kalibreer iteratief) voor welke invloedsfactor van de vrije partiele factor de gemiddelde faalkans van de ontwerpen met semi-probabilistische voorschrift

- tezamen aan de faalkaseis voldoet. De kalibratiecriteria geven aan welke veiligheidsfactoren voldoende veilig zijn maar niet bovenmatig streng.
- 3.3 Pas de bij de kalibratie gevonden invloedsfactor toe om de partiele factor voor deze parameter te bepalen.
 - 4 Het verifiëren en evalueren van het gekalibreerde semi-probabilistische toets voorschrift:
 - 4.1 Definieer aanvullende testcases en maak ontwerpen op basis van het gekalibreerde semi-probabilistische toets voorschrift.
 - 4.2 Bereken betrouwbaarheidsindices op basis van probabilistische berekeningen.
 - 4.3 Bepaal of de gemiddelde faalkans van aanvullende testcase series tezamen aan de faalkanseis voldoet.
 - 4.4 Bepaal of de gemiddelde faalkans van alle testcase series tezamen (het totaal van de testcases geeft het beste beeld) aan het economisch criterium voldoet.
 - 4.5 Vergelijk het gekalibreerde semi-probabilistische toets voorschrift met de voorschrift uit de NEN9997-1. Verschillen moeten verklaarbaar zijn. De vergelijking geeft ook een eerste beeld van consequenties van het nieuwe semi-probabilistische toets voorschrift.

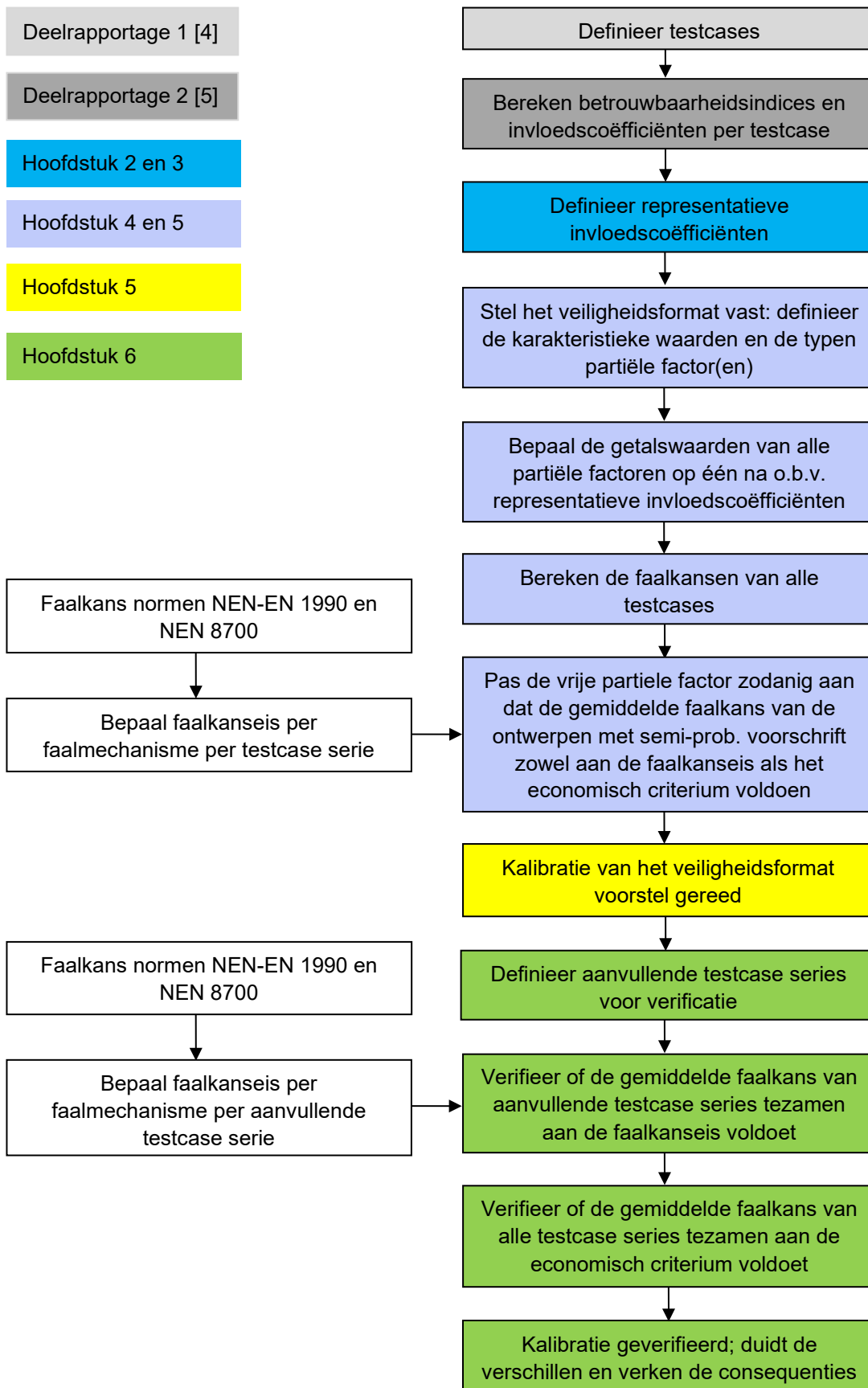
1.5 Kalibratiecriterium

Het kalibratie criterium uit oogpunt van veiligheid is dat de gemiddelde faalkans $P_{f,LSF}$ per faalmechanisme van de ontwerpen kleiner of gelijk is dan die van de betreffende doelbetrouwbaarheid. Uitgedrukt in een criterium van het verschil in betrouwbaarheidsindex $\Delta\beta_{LSF,Pf,gem}$ tussen de betrouwbaarheidsindex van de gemiddelde faalkans $\beta_{LSF,Pf,gem}$ en de doelbetrouwbaarheid β_T .

$$0,0 \leq \Delta\beta_{LSF,Pf,gem} = \beta_{LSF,Pf,gem} - \beta_T \quad (1)$$

Het veiligheidsformat dient vanuit economisch oogpunt niet bovenmatig streng te zijn. Om die reden is aan het kalibratiecriterium voor veiligheid een bovengrens toegevoegd. Hieruit volgt het kalibratiecriterium in vergelijking (2) voor het onderhavige onderzoek:

$$0,0 \leq \Delta\beta_{LSF,Pf,gem} \leq 0,2 \quad (2)$$



Figuur 1.1 Het kalibratieproces op hoofdlijnen.

2 Analyse van de resultaten van de probabilistische analyses

2.1 Inleiding

Om ook de veiligheidsfilosofie voor meervoudig ondersteunde damwanden te kunnen opstellen zijn probabilistische analyses uitgevoerd. Realistische situaties zoals die in het veld in Nederland kunnen optreden dienen als basis van de te beschouwen situaties, zodat tot een goede, relevante veiligheidsfilosofie kan worden gekomen. Alvorens te starten met analyses met meervoudig ondersteunde wanden worden probabilistische analyses van een enkelvoudig verankerde referentie case gemaakt. Voor een goede aansluiting met de eerder in het kader van de CUR166 uitgevoerde probabilistische analyses als mede ter beperking van de benodigde rekeninspanning¹ worden de berekeningen met D-Sheet Piling uitgevoerd. Voor de probabilistische analyses wordt gebruik gemaakt van de Probabilistic Toolkit.

Het doel van de probabilistische analyses is tweevoudig:

1. Up-to-date probabilistische analyses van een enkelvoudig verankerde case die gebruikt kunnen worden bij het opstellen van de veiligheidsfilosofie.
2. Up-to-date probabilistische analyses van meervoudig ondersteunde damwanden in voor meerdere typen bodemopbouw en ondersteuning (stempels en ankers). Deze kunnen gebruikt worden bij het opstellen van de veiligheidsfilosofie.

Cases

Omdat voorzien wordt dat de resultaten van deze analyses op diverse onderdelen vanwege nieuwe inzichten zullen afwijken van de analyses die in het verleden voor de CUR166 zijn uitgevoerd, wordt ook een bestaande case met een enkelvoudige ondersteuning onderzocht. De resultaten van deze analyse kunnen worden meegenomen bij het vernieuwen van de veiligheidsfilosofie voor de enkelvoudig ondersteunde damwanden. De CUR166 kademuur case 1990 [6] welke in het vervolg wordt aangeduid met **CUR1990-case** dient als basis voor het opstellen van de referentiecaser. Deze referentie case zal in het vervolg worden aangeduid met **"CROW-case"** Voor een groot aantal varianten van de CROW-case zijn berekeningen uitgevoerd. Hierna zijn diverse varianten berekend van de **"meervoudig ondersteunde case"** met 8 bouwfasen. Deze case bestaat uit een 15 meter diepe bouwput met 2 ankerniveaus en een onderwaterbetonvloer. Als laatste zijn berekeningen uitgevoerd voor de **"Kruisplein diepwand case"**. Deze case betreft een diepwand met 13 grondlagen, 14 bouwfasen, 9 tijdelijke stempels, 5 definitieve vloeren en een dak.

De probabilistische analyses worden uitgevoerd voor de grenstoestandsfuncties (Limit State Function /LSF) voor de volgende 3 type faalmechanismen:

- Bezwijken passieve wig = LSF-GROND.
- Bezwijken voorwand = LSF-WAND.
- Bezwijken steunpunt = LSF-ANKER en LSF-STEMPEL.

Voorafgaand aan de kalibratie fase zijn 5 series met probabilistische analyses uitgevoerd [4] [5] voor de drie faalmechanismen (LSF-GROND, -WAND en -ANKER/STEMPEL). De eerste drie series betreffen berekeningen met de enkelvoudig verankerde damwand:

¹ Met een Eindige Elementen Model zouden de fysische processen beter benaderd kunnen worden, maar helaas zou de toepassing hiervan anno 2022 leiden tot een niet haalbare rekeninspanning voor een onderzoek van deze omvang.

1. Herberekening van de CUR1990-case voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 2, 3$ en 4 .
2. Actualisatie van de CUR1990-case voor $\beta_T = 4$ naar de CROW-case (2022).
3. Variaties van de CROW-case met 3 typen grondopbouw, 3 waarden van variatiecoëfficiënten van de ankerstijfheid en 2 waarden van de variatiecoëfficiënten van de maaiveldbelasting. De berekeningen worden met en zonder modelonzekerheid uitgevoerd. Voor de betrouwbaarheid worden 2 niveaus aangehouden van de doelbetrouwbaarheid aangehouden: $\beta_T = 3,3$ en $4,3$. De berekeningen zijn uitgevoerd voor levensduur van 50 jaar.

De overige berekeningen betreffen de cases met damwanden die op meerdere niveaus worden ondersteund door ankers of stempels:

4. Variaties van de meervoudig ondersteunde case voor 2 typen grondopbouw, met en zonder meenemen van modelonzekerheid. De berekeningen zijn uitgevoerd voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$.
5. Kruisplein diepwand case met en zonder mee name van modelonzekerheid. De berekeningen zijn uitgevoerd voor een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$.

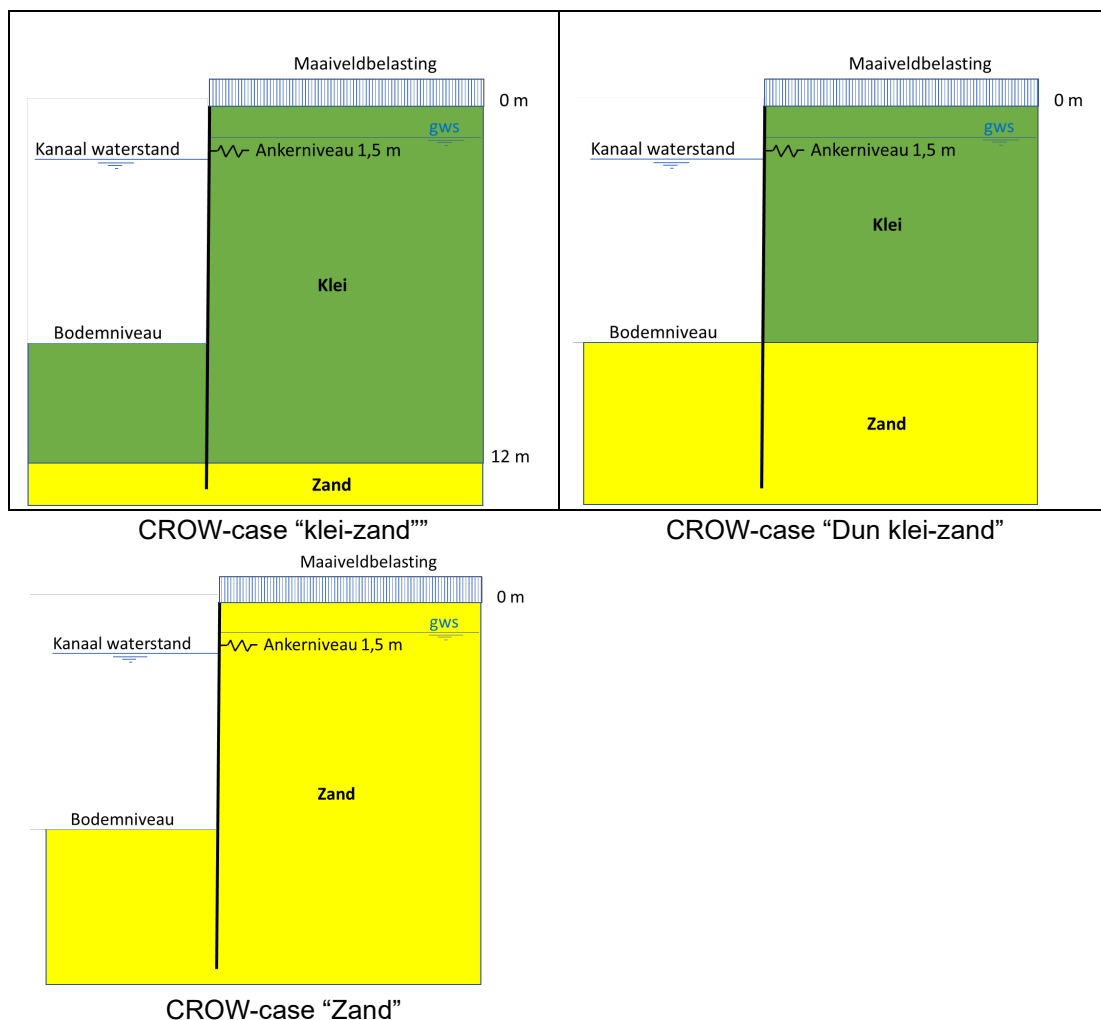
In dit hoofdstuk wordt in Paragraaf 2.2 tot en met en 2.4 achtereenvolgens beknopt ingegaan op de resultaten van probabilistische analyses van de drie nieuwe cases: de **CROW-case**, de **Meervoudig ondersteunde case** en de **Kruisplein diepwand case**, in Bijlage A wordt in meer detail ingegaan op de resultaten. De resultaten worden daar ook geanalyseerd. In Paragraaf 2.5 wordt een samenvatting gegeven van de analyse in Bijlage A. In Bijlage A wordt daarnaast ingegaan op het veiligheidsformat van de CUR166 en de achtergronden daarvan. Tevens wordt ingegaan op de herberekening van de CUR166-1990 kademuur case en de transformatie van de CUR166-1990 kademuur case naar CROW-case.

2.2 CROW-enkelvoudig verankerde damwandcases

2.2.1 Algemeen

De enkelvoudig verankerde damwand is de meest voorkomende damwandconstructie in Nederland. Voor het probabilistische onderzoek is de zogenaamde **CROW-case** opgesteld. Voor een groot aantal varianten van de CROW-case zijn probabilistische analyses uitgevoerd, zie [4] en [5]. De analyses zijn voor 3 typische grond opbouwen uitgevoerd, zie Figuur 2.1.

Om de invloed van de onzekerheid van de stijfheid van de verankering te onderzoeken zijn analyses uitgevoerd voor 3 variatiecoëfficiënten van de ankerstijfheid. Omdat de verdeling van de invloeden over de stochasten voor een damwand bij dezelfde grondopbouw beïnvloed kan worden door de inbeddingslengte zijn de berekeningen voor de doelbetrouwbaarheid voor de gevolklassen CC1 en CC3 uitgevoerd. Om de invloed van de onzekerheid in de maaiveldbelasting te onderzoeken zijn probabilistische analyses met zowel een standaardafwijking van 2,6 kPa als een verlaagde meer realistische 2 kPa uitgevoerd. Daarnaast zijn naast de analyses met modelonzekerheid ook analyses uitgevoerd zonder modelonzekerheid om de invloed hiervan te onderzoeken.

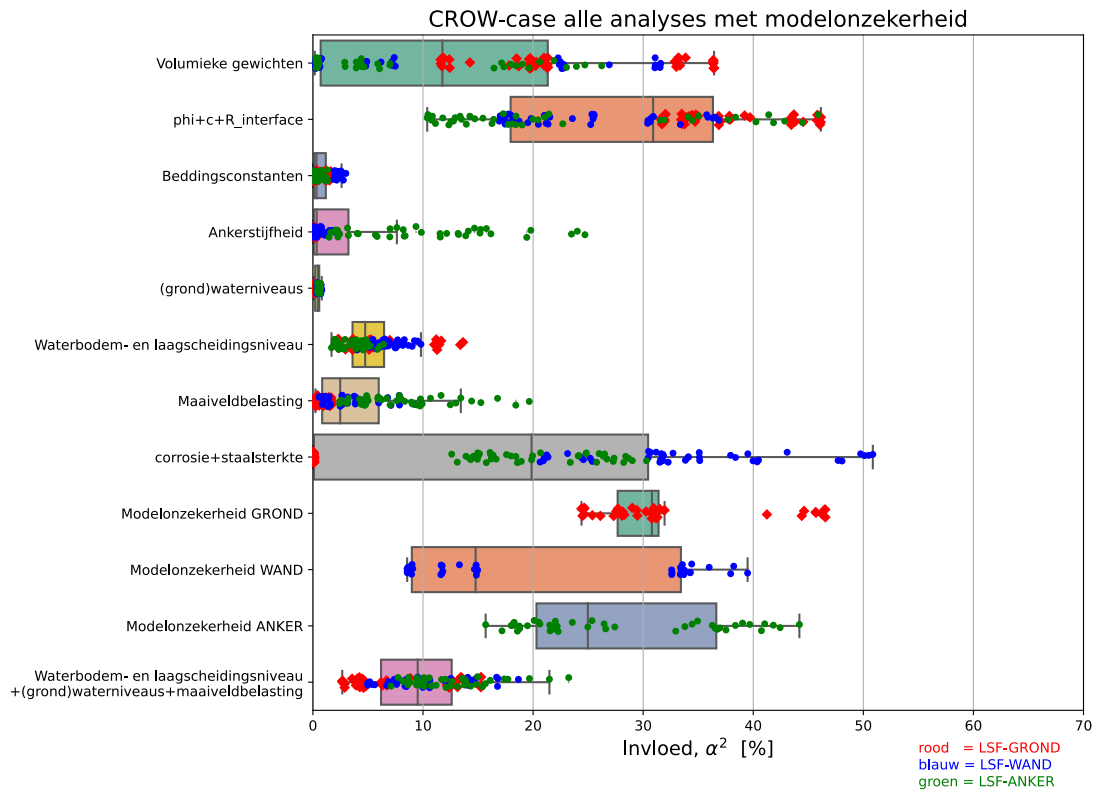


Figuur 2.1 Grondopbouw varianten CROW-case

2.2.2

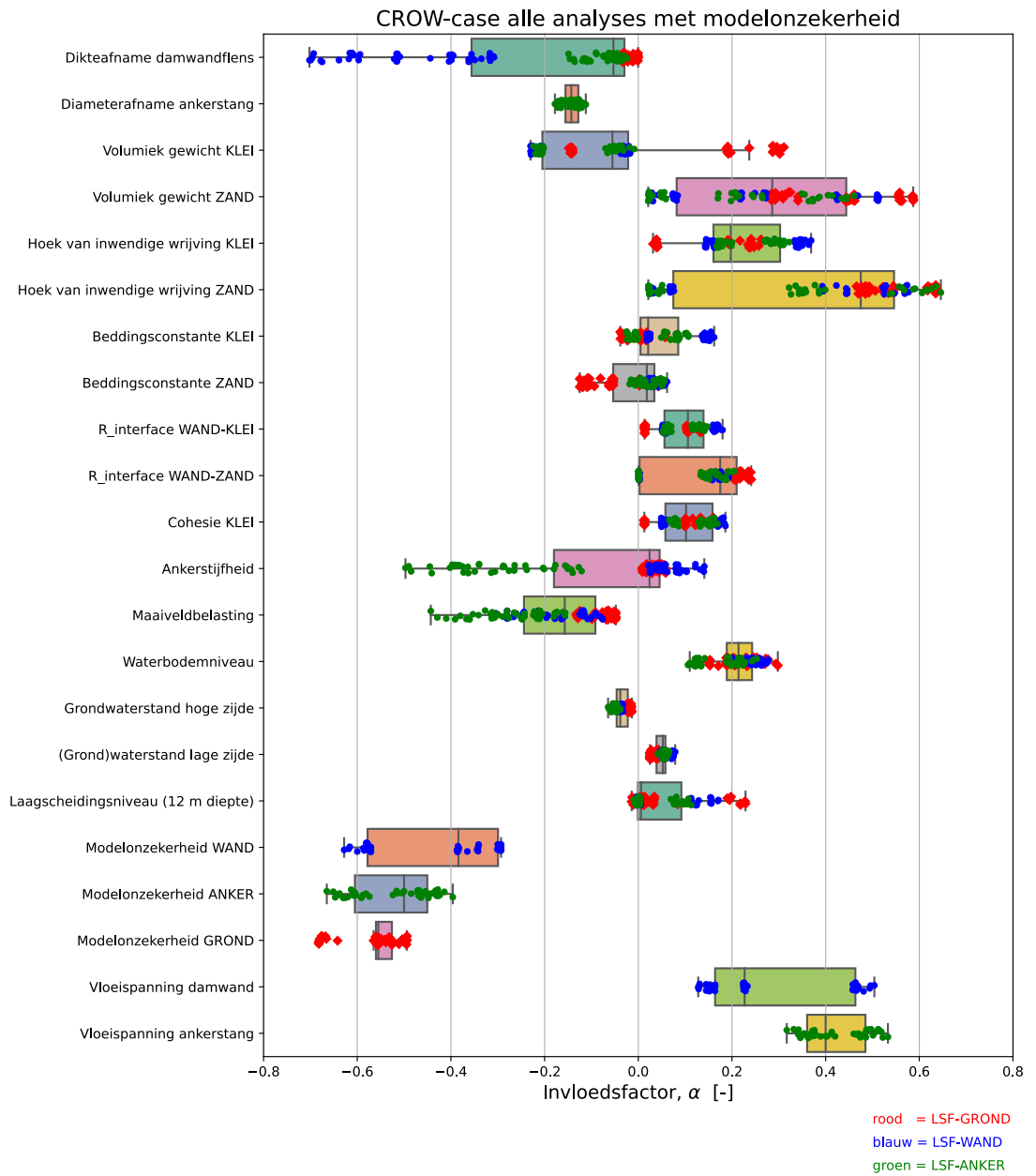
Resultaten

In Figuur 2.2 zijn de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle 129 analyses met modelonzekerheid weergegeven in een “boxplot”. In Figuur 2.2 is te zien dat de modelonzekerheid een significante invloed (α^2) heeft. Verder is in Figuur 2.2 te zien dat de grootte van de gesommeerde invloeden systematisch verschilt voor de 3 faalmechanismen (falen van grond, wand en anker; LSF-GROND, LSF-WAND en LSF-ANKER).



Figuur 2.2 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) van alle analyses met modelonzekerheid.

In Figuur 2.3 zijn de individuele invloedsfactoren (α) van alle probabilistische analyses van de CROW-case met modelonzekerheid grafisch weergegeven in een "boxplot". In de Bijlage A wordt in meer detail ingegaan op resultaten van de probabilistische analyses.



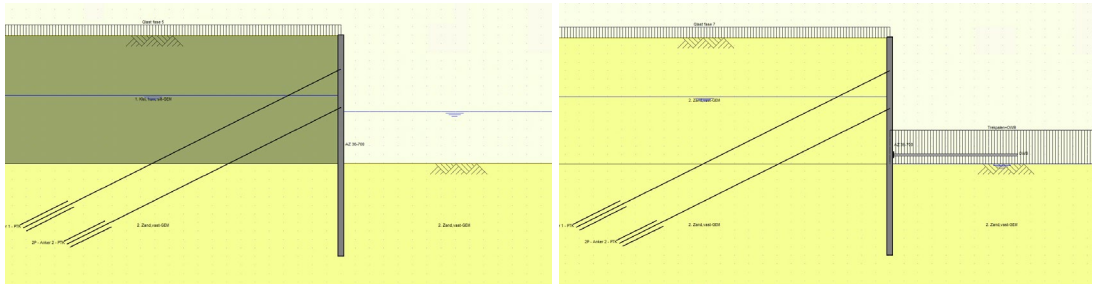
Figuur 2.3 Invloedsfactoren (α) van alle analyses met modelonzekerheid.

2.3 Meervoudig ondersteunde case (MOC)

2.3.1 Algemeen

De meervoudige ondersteunde case (MOC) betreft een 2-voudig verankerde damwand met een onderwaterbetonvloer. De damwand is 25,9 m lang en de bovenzijde van de damwand ligt op NAP +7,90 m. De meervoudig ondersteunde case wordt geanalyseerd voor 2 grondopbouwen, zie Figuur 2.4:

- **KLEI-ZAND.** De ondergrond bij de meervoudig ondersteunde basis case bestaat uit 2 grondlagen. De bovenste grondlaag bestaat uit een humeuze siltige klei met de onderzijde op NAP -7,1 m en de onderste grondlaag bestaat uit zand.
- **ZAND.** De gehele ondergrond bestaat uit zand. De eigenschappen van het zand zijn gelijk van die van het zand in "KLEI-ZAND".

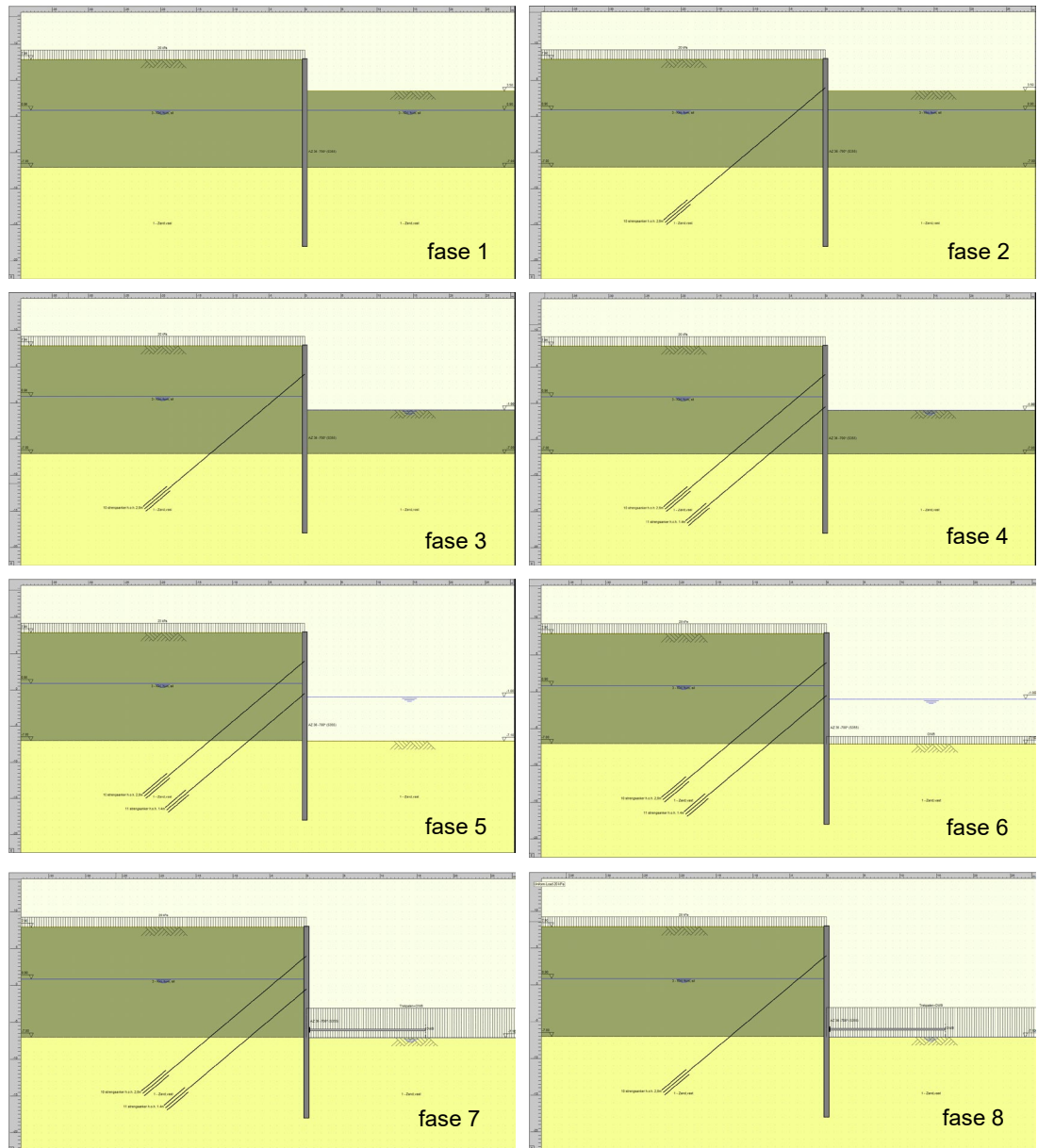


Figuur 2.4 Grondopbouw varianten meervoudig ondersteunde case "KLEI-ZAND" en rechts "ZAND".

Bij deze diep ingebedde damwand is de kans op passief bezwijken extreem klein. Daarom wordt de grenstoestand LSF-GROND niet getoetst. Er zijn 2 typen grenstoestandsfuncties LSF-WAND en LSF-ANKER opgesteld, waarbij in LSF-WAND ook de verticale component van de ankerkracht(en) en wandwrijving is meegenomen.

In de D-Sheet Piling berekening is deze case opgebouwd uit de 8 fasen, zie Figuur 2.5:

1. Ontgraven tot NAP +3,5 m ten behoeve de installatie van anker 1.
2. Installeren + voorspannen anker 1 op NAP +4,0 m.
3. Ontgraven tot NAP -1,0 m ten behoeve de installatie anker 2.
4. Installeren + voorspannen anker 2 op NAP -0,5 m.
5. Maximale ontgravingsdiepte in den natte NAP -7,1 m.
6. Onderwaterbeton storten.
7. Onderwaterbeton droogzetten.
8. Verwijderen anker 2.



Figuur 2.5 D-Sheet Piling fasering meervoudig ondersteunde case met klei en zand.

De gefaseerde probabilistische berekeningen zijn in lijn met de CUR166 volgens 2 berekeningsschema's uitgevoerd: berekeningsschema A en B. Berekeningsschema B is op twee wijzen uitgevoerd om de invloed van de aangehouden constante waarde van de parameters in de voorafgaande fasen op de berekeningsresultaten te bepalen. Bij berekeningsschema B zijn ankerstijfheid en de buigstijfheid van de damwand in alle fase(n) gelijk². De drie berekeningsschema's zijn:

- **Schema A** waar alle stochasten behalve de maaiveldbelasting op het oorspronkelijke maaiveld in alle fasen gelijk zijn. Om dit te bereiken in D-Sheet Piling heeft iedere fase een eigen maaiveldbelasting dus maaiveldbelasting_fase_1 t/m 8. Per grenstoestandfunctie hoeft bij schema A maar 1 probabilistische analyse te worden uitgevoerd. Het resultaat van deze analyse is de betrouwbaarheid van anker 1, anker 2 en de wand.

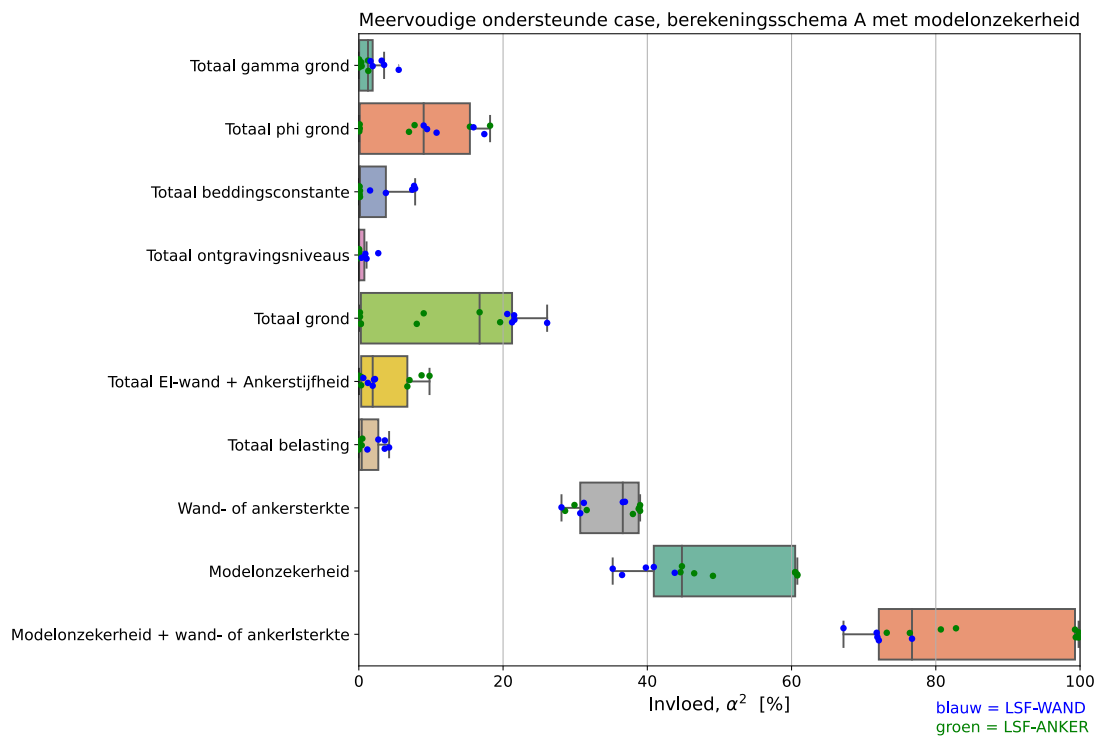
² Het is binnen D-Sheet Piling niet mogelijk de $K_{\text{anchor},1}$, $K_{\text{anchor},1}$ en EI per fase te wijzigen.

- **Schema B-kar** waar de stochasten hun karakteristieke waarde (zoals in de CUR166) hebben in de fase voorafgaand aan de fase waarin grenstoestandsfunctie wordt getoetst.
- **Schema B-gem** waar de stochasten hun gemiddelde waarde hebben in de fase voorafgaand aan de fase waarin grenstoestandsfunctie wordt getoetst.

Voor het bepalen van de invloed van de modelonzekerheid op de resultaten zijn de probabilistische analyse met het meest realistische³ berekeningsschema A met en zonder modelonzekerheid uitgevoerd.

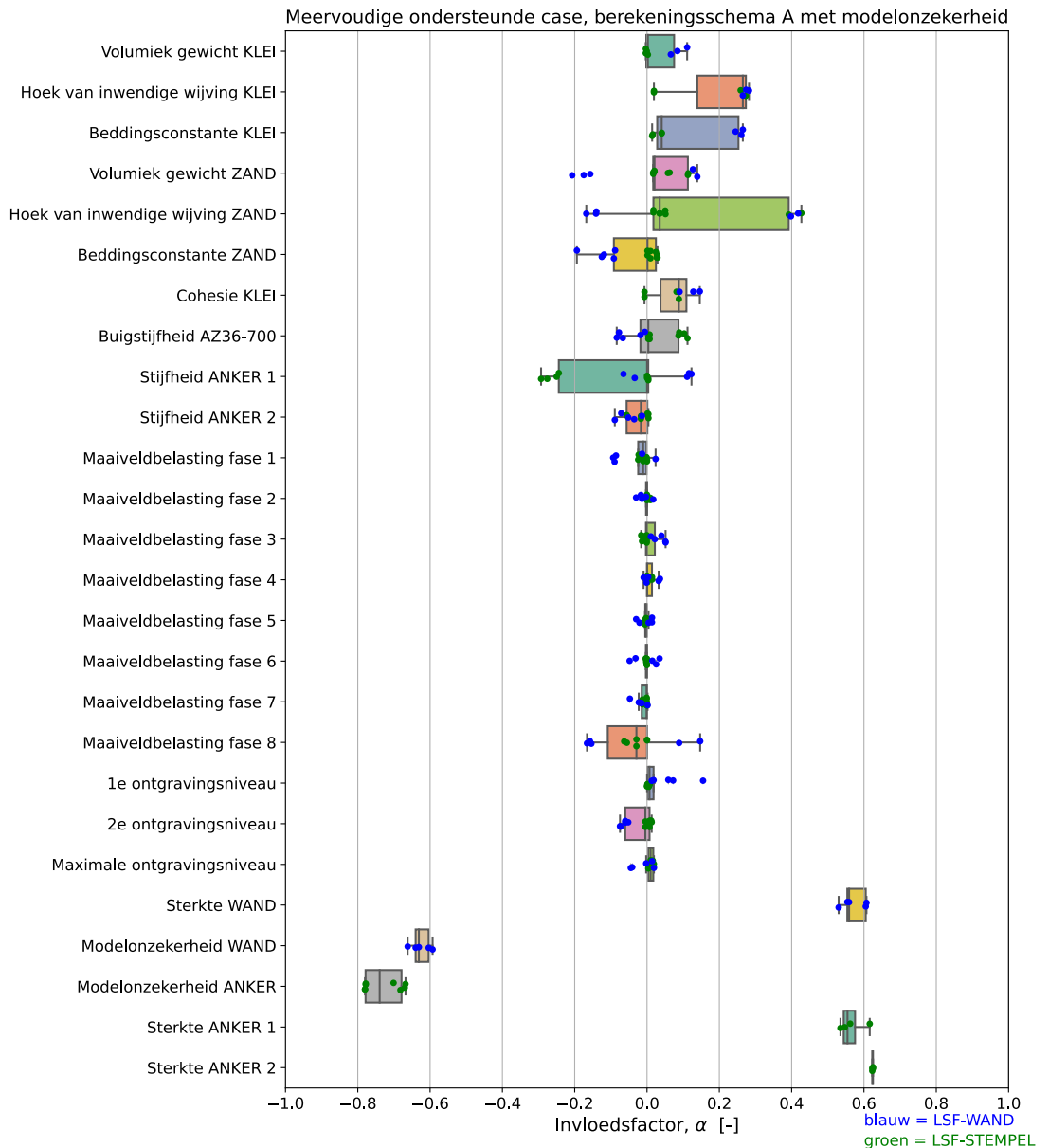
2.3.2 Resultaten

In Figuur 2.6 zijn de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle analyses met berekeningsschema A (CUR166) met modelonzekerheid grafisch in een “boxplot” weergegeven. De individuele invloedsfactoren (α_i) zijn weergegeven in Figuur 2.7. In de Bijlage A wordt nader ingegaan op resultaten van de probabilistische analyses die voor de meervoudig ondersteunde case zijn uitgevoerd.



Figuur 2.6 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) MOC-analyses met modelonzekerheid, schema A.

³ De probabilistische analyses volgens berekeningsschema A kunnen worden gezien als een simulatie. Dit in tegenstelling tot berekeningsschema B, dat is een ontwerp recept.



Figuur 2.7 Invloedsfactoren (α) van alle MOC-analyses met modelonzekerheid, schema A.

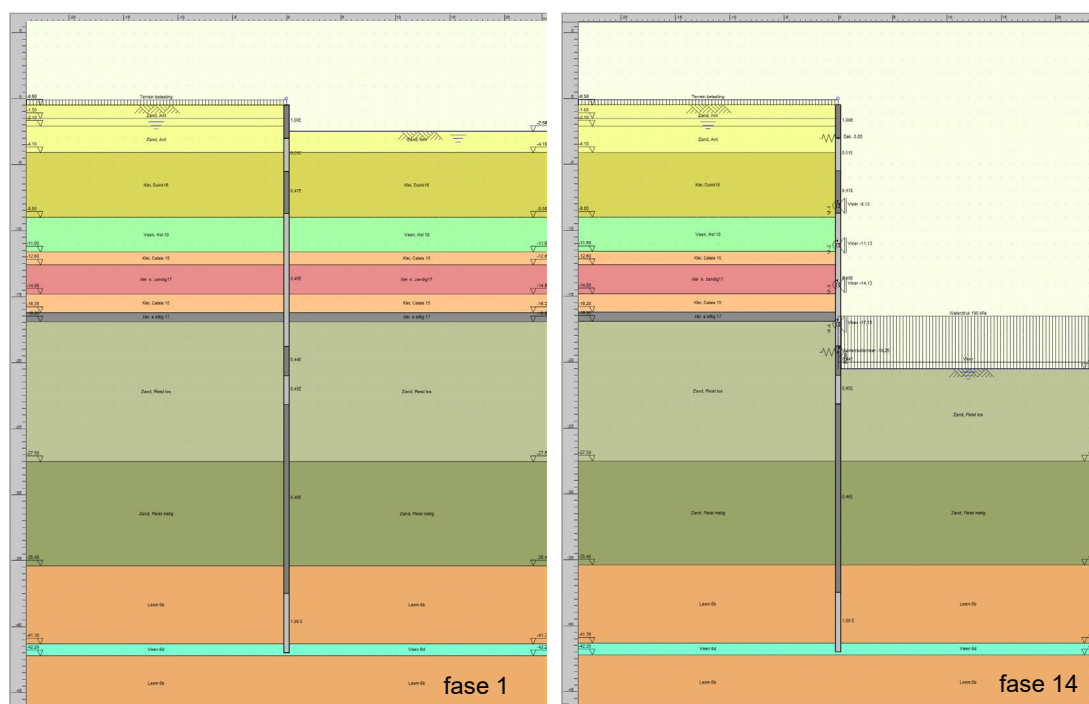
2.4 Kruisplein diepwandwand case (KDC)

2.4.1 Algemeen

Deze case betreft een diepwand met 13 grondlagen, 14 bouwfasen, 9 tijdelijke stempels, 5 definitieve vloeren en een dak. Deze case is gebaseerd op een MSheet ontwerpberekening uit 2008 van Gemeentewerken Rotterdam [9] voor een van de doorsnedes van de diepwand van de Kruispleingarage. Voor het uit kunnen voeren van de probabilistische analyses zijn aannamen gedaan over de constructieve sterkte en de verdelingsfuncties en de grootte van de variatiecoëfficiënten van de toegepaste variabelen.

Tijdens het maken van de bouwput wordt aan de bouwputzijde gebruikgemaakt van een bemaling. Deze wordt bij het gereedkomen van de bouwput uitgezet. In de D-Sheet Piling berekening is deze case opgebouwd uit de 14 fasen, zie Figuur 2.8:

1. Ontgraven tot NAP -2,5 m.
2. Installatie van tijdelijk stempel 1⁴ op NAP -2,0 m en ontgraven tot NAP -9,0 m.
3. Installatie van tijdelijk stempel 2 op NAP -8,5 m en ontgraven tot NAP -12,0 m.
4. Installatie van tijdelijk stempel 3 op NAP -11,5 m en ontgraven tot NAP -12,0 m.
5. Installatie van tijdelijk stempel 4 op NAP -14,5 m en ontgraven tot NAP -18,0 m.
6. Installatie van tijdelijk stempel 5 op NAP -17,5 m en ontgraven tot NAP -20,3 m.
7. Installatie onderste constructievloer op NAP -19,25 m, verwijderen tijdelijk stempel 4.
8. Installatie van tijdelijk stempel 6 op NAP -15,68 m en verwijderen tijdelijk stempel 5.
9. Installatie van tijdelijk stempel 7 op NAP -12,68 m en verwijderen tijdelijk stempel 3.
10. Installatie constructie tussenvloeren 3⁵ en 4 op respectievelijk NAP -14,13 m en NAP - 17,13 m en van stempel 8 op NAP -9,68 m en verwijderen stempels 2, 6 en 7.
11. Installatie constructie 2 tussenvloer op NAP -11,13 m en van stempel 9 op NAP -6,68 m en verwijderen stempel 8.
12. Installatie constructie tussenvloer 1 op NAP -8,13 m en verwijderen stempel 9.
13. Installatie dak op NAP -3 m en verwijderen stempel 1.
14. Aanbrengen constructie-belastingen.



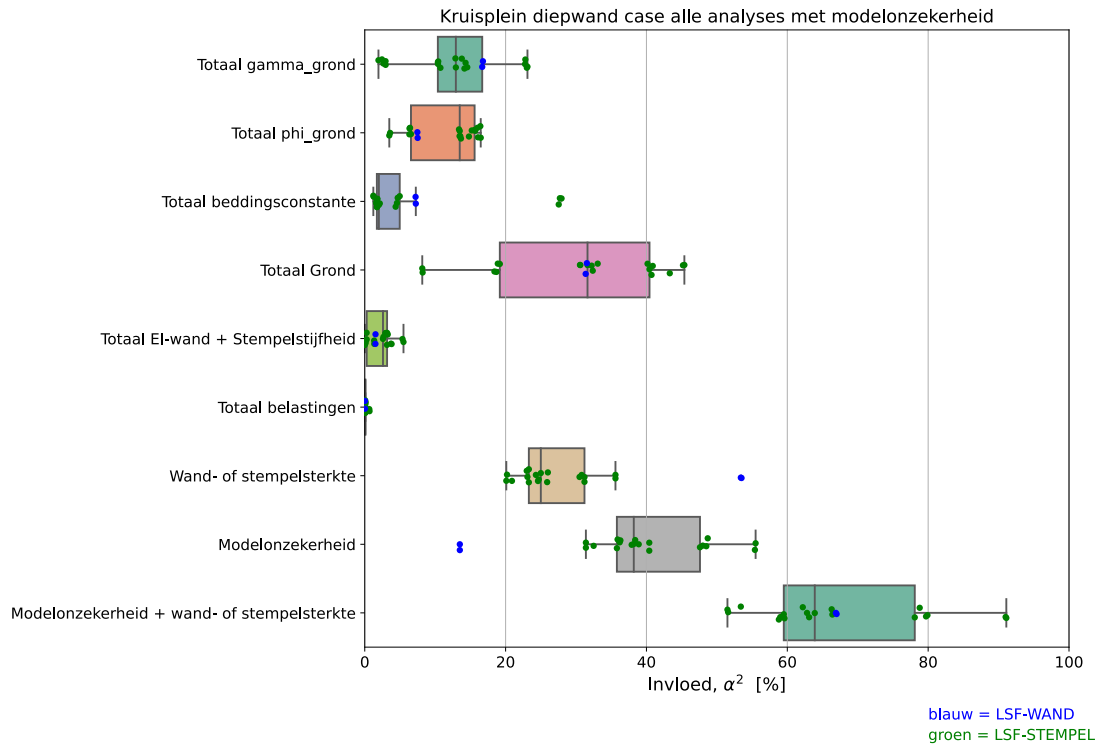
Figuur 2.8 D-Sheet Piling fasering Kruisplein diepwand case fase 1 en 14.

2.4.2 Modelonzekerheid

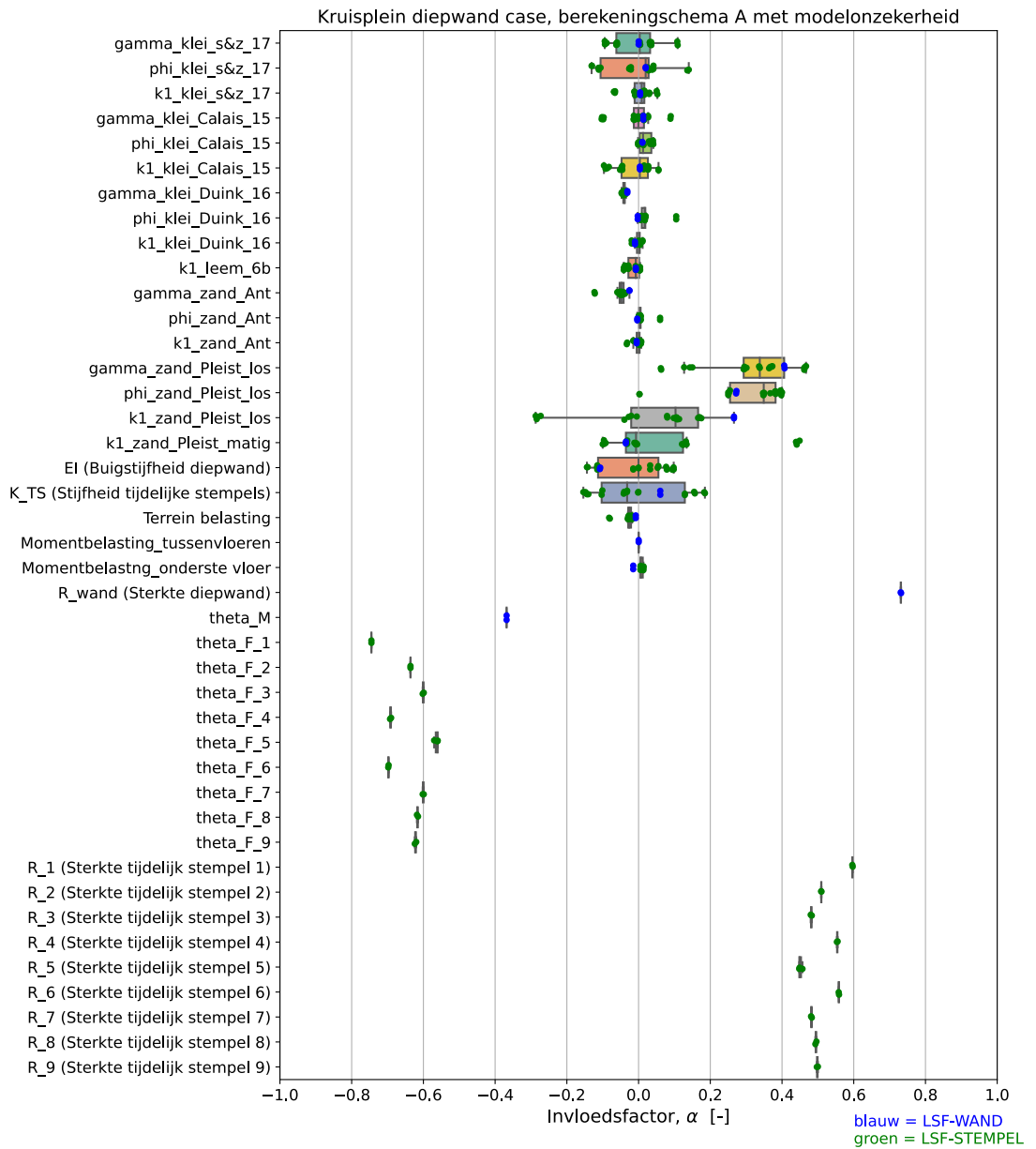
In Figuur 2.9 zijn de gesommeerde invloeden ($\sum \alpha_i^2$) van alle analyses met modelonzekerheid grafisch in een "boxplot" weergegeven en de individuele invloedsfactoren (α_i) zijn weergegeven in Figuur 2.10. In de Bijlage A wordt nader ingegaan op resultaten van de probabilistische analyses die voor de Kruisplein diepwand case zijn uitgevoerd.

⁴ De nummering van de tijdelijke stempels is in volgorde waarop ze zijn aangebracht

⁵ De nummering van de constructie tussenvloeren is van boven naar beneden (4 = onderste)



Figuur 2.9 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle KDC-analyses met modelonzekerheid, schema A.



Figuur 2.10 Invloedsfactoren (α) van alle KDC-analyses met modelonzekerheid, schema A.

2.5 Samenvatting van de analyse in Bijlage A

De analyse van de resultaten van de probabilistische analyses in Bijlage A wordt samengevat in de volgende 7 punten:

- De toegepaste maaiveldbelasting van 20 kPa in de cases dekt reguliere situaties af. Deze 20 kPa dekt echter situaties met zware belastingen zoals bij grote kademuren kunnen optreden niet af. De invloed van de maaiveldbelasting was bij de 3 cases met een grote kerende hoogte beperkt en zal significant toenemen bij afnemende kerende hoogte en/of hogere belastingen. De invloed van de maaiveldbelasting kan dan significant groter zijn. De invloed van de maaiveldbelastingen is het grootste bij LSF-ANKER en LSF-WAND. Bij LSF-GROND is de invloed minder. Daarom is voor de bepaling van de partiele factoren van de maaiveldbelasting niet op de gemiddelde invloed uit de probabilistische analyses uitgegaan. De partiele factoren van de maaiveldbelasting zijn op de maximale invloed uit de probabilistische analyses afgestemd.
- De extreme waarde verdeling met een verwachtingswaarde van de laagste bodemligging over 50 jaar zorgt ervoor dat er effectief minder onzekerheid is over de bodemligging dan bij de normale verdeling die in CUR-1990 is toegepast.
- De toepassing van de extreme waarde verdeling reduceert de onzekerheid van (grond)water bij de CROW-case fors ten opzichte van de CUR-1990. De invloed van het (grond)water op de betrouwbaarheid is daarmee klein. De invloed op van het verhang over de constructie kan overigens wel van belang zijn voor de krachtswerking. Het is van groot belang dat in het veiligheidsformat zorg wordt besteed aan de definitie van de karakteristieke (grond)waterstand op basis van een extreme waarde verdeling. In situaties aan open water zoals de rivieren en kustwateren kan de invloed van de onzekerheid/decimeringswaarde wel significant zijn.
- De gemiddelde invloedsfactor van het volumiek gewicht op de faalkans is positief (een hoog volumiek gewicht geeft een kleinere faalkans. Daarom ligt toepassing van de lage karakteristieke waarde voor de hand. Uit de analyses blijkt dat de invloed ook een negatief teken kan hebben. In dat geval is niet een lager maar een hoger volumiek gewicht ongunstiger. De invloedsfactoren liggen in een brede range van $\alpha = -0,23$ tot en met $\alpha = +0,59$. Bij de kalibratie in Hoofdstuk 4 zal dit potentieel grote verschil dienen te worden opgevangen binnen de invloedsfactor van de "vrije partiele factor".
- Stijfheden van de grond en de buigstijfheid van wand hebben een kleine invloed. Daarom lijkt het toepassen van de verwachtingswaarde op zijn plaats. De stijfheid van een ondersteuning zoals een verankering kan bij de CROW-case bij $CoV = 0,5$ een significante invloed hebben, bij een $CoV = 0,3$ was dat significant kleiner. Voor $CoV \leq 0,3$ zou een berekening met de verwachtingswaarde van de stijfheid volstaan. Voor $CoV > 0,3$ is voor LSF-ANKER/STEMPEL een extra berekening met de hoge karakteristieke waarde van de stijfheid nodig.
- In de geanalyseerde cases is de gecombineerde invloed van sterkte van de constructie (wand, stempels, ankers) en modelonzekerheid met een gemiddelde van $\sim 70\%$ dominant. De maximale gecombineerde invloed varieert van 80% bij de grenstoestand LSF-GROND tot 100% bij de overige grenstoestanden.
- Berekeningsschema schema A (CUR166) wordt gezien als een scenario dat in een probabilistische analyse de werkelijkheid simuleert en de beste resultaten geeft. De resultaten van de twee andere onderzochte berekeningsschema's B-gem en B-kar, geven resultaten die in de maatgevende fase ongeveer overeenkomen. In de niet maatgevende fasen was het maximale verschil tussen Schema B-gem en B-kar wel 34% . De conclusie is dat de resultaten afhankelijk kunnen zijn van het gekozen berekeningsschema. Bij het opstellen van het veiligheidsformat dient te worden bedacht dat een semi-probabilistische ontwerpmethode niet overeenkomt met een simulatie van de werkelijkheid. De werkelijkheid kan alleen worden benaderd met een probabilistische analyse berekeningsschema A.

3 Elementen voor opzet veiligheidsformat

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de diverse elementen voor de opzet van het veiligheidsformat. Als eerste wordt in Paragraaf 3.2 ingegaan op de afbakening van de opzet van het veiligheidsformat. In Paragraaf 3.3 wordt ingegaan op de verschillen in invloed factoren voor verschillende grenstoestand functies en constructie typen. Paragraaf 3.4 gaat in op het veiligheidsformat van de Eurocode. In Paragraaf 3.5 is uitgewerkt hoe de modelonzekerheid kan worden meegenomen. Paragraaf 3.6 gaat behandeld hoe het veiligheidsformat ook voor een groot aantal niet uitzonderlijke situaties, waarvoor geen probabilistische analyses zijn gemaakt, af kan dekken. In Paragraaf 3.7 wordt een samenvatting gegeven van de wijze waarop in Hoofdstuk 4 het veiligheidsformat verder zal worden uitgewerkt.

3.2 Afbakening

De update van het veiligheidsformat beperkt zich tot 3 faalmechanismen, namelijk het bezwijken van de:

- Grond, de passieve grondwig (LSF-GROND).
- Wand, (LSF-WAND).
- Verankering en of stempels (LSF-ANKER en LSF-STEMPEL).

De faalmechanismen Piping en verticale draagkracht vallen buiten het kader van dit onderzoek. De analytische modellen voor de overige faalmechanismen: Heave, Kranz, en totale stabiliteit vallen buiten het kader van dit onderzoek. De toepasbaarheid van het voorgestelde veiligheidsformat voor EEM berekeningen en de mechanismen, Heave, Kranz en totale stabiliteit wordt in paragraaf 7.3 beschouwd.

3.3 Verschillen in verdeling invloeden tussen grenstoestandsfuncties en constructie typen

Uit de probabilistische analyses in 1990 voor de CUR166 volgde dat de verdeling van de invloed van de stochasten bij LSF-GROND anders is dan bij LSF-WAND en LSF-ANKER. Dit leidt in principe tot verschillende sets partiële factoren. Ter beperking van de rekeninspanning is in 1990 besloten niet meerdere maar slechts één set partiële factoren op te stellen gebaseerd op LSF-GROND. Door het toepassen van één set partiële factoren gebaseerd op LSF-GROND wordt de veiligheid voor de wand en het anker mogelijk te laag. Om dit te corrigeren zijn sluitfactoren toegepast.

De resultaten van probabilistische analyses van de 3 nieuwe cases laten eveneens (net als in 1990) een verschil zien tussen de verdeling van de invloed van de stochasten bij LSF-GROND en bij LSF-WAND, LSF-ANKER en LSF-STEMPEL. De verklaring voor het verschil is eenvoudig. Bij LSF-GROND spelen corrosie en de sterkte van de wand, anker en stempel geen enkele rol. Bij LSF-WAND en LSF-ANKER zijn de corrosie en de sterkte van de wand, ankers en stempels wel van invloed. Uit oogpunt van economische optimalisatie worden in het veiligheidsformat voorstel de berekeningen voor beoordeling van geotechnische grenstoestanden (GEO) en die van de constructie elementen (STR) gesplitst.

De resultaten van probabilistische analyses van de 3 nieuwe cases laten zien dat de gemiddelde gecombineerde invloed van sterkte van de constructie (wand, stempels, ankers) en modelonzekerheid ~70% bedraagt. Dit is dus een dominante factor in het falen. De

maximaal gecombineerde invloed van sterkte en modelonzekerheid is 80% bij de grenstoestand LSF-GROND bij de CROW-case en loopt op tot 100% bij de overige grenstoestanden bij de Meervoudig ondersteunde en de Kruisplein diepwand case. Om situaties waarbij de invloed van de sterkte van de constructie dominante is, is voor de beoordeling van de constructieve elementen (STR) in CUR166 stap 6.5 ingevoerd. Bij EC is dit beoordelingsberekening 5.

3.4 Veiligheidsformat van de nieuwe generatie Eurocodes

Het veiligheidsformat voor damwanden in de nieuwe generatie Eurocodes, zie Figuur 3.1, met twee typen beoordelingen komt overeen met het veiligheidsformat van de NEN9997-1 en CUR166. Een beoordelingscombinatie bestaat uit de beoordeling van een belastingcombinatie die wordt gecombineerd de grondsterkte. Een beoordelingscombinatie wordt aangeduid met combinatie van een set factoren voor de belasting (**VC**) en een set materiaalfactoren voor de grond (**M**). De beoordelingscombinaties zijn:

- **VC3 + M2** (CUR166 stap 6.1 t/m 6.4 en EC7 dimensioneringsberekening 1 t/m 4).
- **VC4 + M1** (CUR166 stap 6.5 en EC7 dimensioneringsberekening 5).

Bij VC4+M1 wordt de partiële belasting factor toegepast op de representatieve waarde van het belastingeffect (snedekrachten). Beoordelingscombinatie VC4+M1 dekt de situatie af waarbij de invloed van de onzekerheid de “belasting” te klein is ten opzichte van de onzekerheid van de “sterkte”. Bij de bepaling van de partiële factoren op de sterkte van de constructie (staal, beton en hout) was namelijk uitgegaan van een aanzienlijke invloed van de onzekerheid in de belasting. De beoordelingscombinatie VC4+M1 is alleen van toepassing op de beoordeling van constructieve uiterste grenstoestanden (STR).

N1739 prEN 1997-3:2023 CIB FV – CLEAN (E)							
Table 7.2 (NDP) —Partial factors for the verification of ground resistance against retaining structures for fundamental (persistent and transient) design situations and							
Verification of	Partial factor on	Symbol	Material Factor Approach—both combinations (a) and (b) or the single combination (c)			Resistance Factor Approach	
			(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
Overall stability	See Clause 4						
Bearing/sliding resistance of gravity walls	Actions, Effects of actions	γ_s, γ_e	VC4 ^a	VC3 ^a	VC1 ^a	VC1 ^{a,c}	VC4 ^{a,c}
	Ground properties	γ_M	M1 ^b	M2 ^b	M2 ^b	Not factored	
	Bearing resistance	γ_{RN}	Not factored			1,4	
	Sliding resistance	γ_{RT}	Not factored			1,1	
Bearing/rotational resistance of embedded walls Basal heave ^d	Actions, Effects of actions	γ_s, γ_e	VC4 ^a	VC3 ^a	Not used	VC1 ^a	VC4 ^a
	Ground properties	γ_M	M1 ^b	M2 ^b	Not used	Not factored	
	Vertical resistance, basal heave	γ_R	Not factored			1,4	
	Passive earth resistance	γ_{Re}	Not factored			1,4	
^a Values of the partial factors for Verification Cases (VCs) 3 and 4 are given in EN 1990:2023, Annex A. ^b Values of the partial factors for Sets M1 and M2 are given in prEN 1997-1:2024, Table 4.8. ^c For basal heave see Annex D.							

Figuur 3.1 Tabel met beoordelingscombinaties voor grondkerende constructies prEN1997-3 [28].

In de nieuwe generatie Eurocodes is er bij damwanden [28] voor gekozen de modelonzekerheid niet expliciet als partiële factor mee te nemen. Verder gaat de nieuwe generatie Eurocodes net als de huidige NEN-EN 1990 [20] uit van de beoordeling van één of meerdere mogelijke belastingcombinaties.

In de nieuwe generatie Eurocodes zijn, net zoals in de huidige Eurocode, de partiële factoren op de constructie materialen zoals staal, beton en hout vaste waarden. Deze zijn gebaseerd op een invloedsfactor van $\alpha_R = 0,8$ in combinatie met een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$. Dat betekent dat voor de beoordeling van de constructieve elementen (STR) de betrouwbaarheidsdifferentiatie voor de CC-klassen volledig via de partiële factoren op de belasting geschiedt. Opgemerkt wordt dat voor de constructieve beoordeling (STR) grond acteert als belasting, waardoor de betrouwbaarheidsdifferentiatie ook op de partiële factoren voor grondsterkte geschiedt.

Voor de beoordeling van de geotechnische grenstoestanden (GEO) vindt de betrouwbaarheidsdifferentiatie voor de CC-klassen voor beoordelingscombinatie VC3+M2 plaats door zowel de partiële factoren op de belasting als op de grondsterkte.

3.5 Gevolgklassen

CUR166 klasse I [1] met een doelbetrouwbaarheid van $\beta_T = 2,5$ is bedoeld voor constructies met een te verwaarlozen kans op letsel en economische schade. Bij de introductie in 2012 van de Eurocode 7 in Nederland, die een dergelijke klasse niet kent, is ervoor gekozen de voor “klasse I” benodigde partiele factoren in een opmerking op te nemen in NEN 9997-1 bijlage A [18]. In de nieuwe generatie eurocodes wordt een dergelijke klasse als gevolgklasse CC0 aangeduid, zie Tabel 3.1. In de nieuwe generatie eurocodes wordt in de FprEN 1990 [39] aangegeven dat CC4 buiten het kader van de Eurocodes valt en dat voor CC0 kan worden gekozen de Eurocode te hanteren, echter zonder daarbij een doelbetrouwbaarheid te definiëren. Een groot aantal lichte constructies, zoals een oeverbescherming, vallen onder CC0. Daarom is CC0 als klasse opgenomen in het veiligheidsformat.

Tabel 3.1 Kwalificatie van gevolgklassen in FprEN 1990 [39].

Table 4.1 (NDP) — Qualification of consequence classes

Consequence class	Indicative qualification of consequences	
	Loss of human life or personal injury ^a	Economic, social or environmental consequences ^a
CC4 - Highest	Extreme	Huge
CC3 - High	High	Very great
CC2 - Normal	Medium	Considerable
CC1 - Low	Low	Small
CC0 - Lowest	Very low	Insignificant

^a The consequence class is chosen based on the more severe of these two columns.

In de NEN 8700 [40] wordt “CC0” als CC1a aangeduid. Voor verbouw is de doelbetrouwbaarheid van $\beta_T = 2,8$ en minimale referentietijd van 15 jaar voor CC1a en b

gelijk. Het is daarom logisch om voor CC0 minimaal de zelfde eisen als voor CC1 verbouw te nemen.

3.6 Modelonzekerheid

3.6.1 Inleiding

In de nieuwe generatie Eurocode 7 deel 3 zijn voor grondkerende constructies geen modelfactoren voorgesteld. Modelonzekerheid is echter wel een relevante onzekerheid die ergens moet worden afgedekt. Binnen het voorgestelde veiligheidsformat is de modelonzekerheid opgesplitst in 2 delen: de toevallige onzekerheden en systematische onzekerheden. In paragrafen 3.6.2 en met 3.6.3 wordt ingegaan op welke wijze in het veiligheidsformat voorstel de invloed van deze twee typen modelonzekerheid wordt meegenomen.

3.6.2 Toevallige onzekerheden

3.6.2.1 Algemeen

Onder de toevallige onzekerheden wordt de spreiding verstaan van het resultaat van de beoordelingsmethode die gemiddeld tot de juiste beoordeling leidt. Deze spreiding betreft niet alleen die van het rekenmodel maar de gecombineerde onzekerheid van het rekenmodel en het veiligheidsformatmodel. Dit type spreiding is meegenomen in de probabilistische analyses. In paragrafen 3.6.2.2 tot en met 3.6.2.4 wordt ingegaan op welke wijze bij de beoordelingscombinaties de invloed van de toevallige modelonzekerheid wordt meegenomen.

3.6.2.2 VC4+M1 beoordeling constructieve grenstoestanden (STR)

Uit de analyse van de resultaten van de probabilistische analyses in Bijlage A.8 blijkt dat de invloed van de corrosie, constructieve sterkte en modelonzekerheid samen een dominante invloed kunnen hebben. Beoordelingscombinatie VC4+M1 dient dergelijk situaties af te dekken. Bij de afleiding van de In de partiële factoren op het belastingeffect in de beoordelingscombinatie VC4+M1 wordt het aspect modelonzekerheid meegenomen.

3.6.2.3 VC3+M2 beoordeling geotechnische grenstoestanden (GEO)

Voor de beoordeling van de geotechnische mechanismen (GEO) is gekozen om de modelonzekerheid onder te brengen bij een stochast met een grote invloed: de hoek van inwendige wrijving. Het onderbrengen van de invloed van de modelonzekerheid in de partiële factor van andere parameter met een grote invloed leidt tot een iets efficiënter veiligheidsformat ten opzichte van het werken met een modelfactor. Uit de analyse van de resultaten van de probabilistische analyses in Bijlage A.8 blijkt namelijk dat het maximum van de som van de invloed van de hoek van inwendige wrijving en modelonzekerheid lager is dan de som van de individuele maxima.

3.6.2.4 VC3+M2 beoordeling constructieve grenstoestanden (STR)

De beoordelingscombinatie V4+M1 dekt situaties af waarbij de invloed van de corrosie, constructieve sterkte en modelonzekerheid te samen ($\Sigma\alpha^2$) een dominante invloed hebben. De beoordelingssituaties VC3+M2 dekt de overige situaties af. Uit de resultaten van de probabilistische analyses volgt dat deze situatie in bijna alle analyses van de CROW-case optreedt, zie Tabel bijlage A.9. Bij de CROW-case was de gemiddelde gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha^2$) van de corrosie, constructieve sterkte en modelonzekerheid 51% en maximaal 73%.

De partiele factoren voor de materiaalsterkte in de eurocode zijn afgeleid voor een invloedsfactor van $\alpha_{ISO,R} = 0,8$ en f -factor voor de corrosie in NEN6766 is daar ook op afgestemd. De partiele factoren voor de belasting worden in het veiligheidsformat voorstel

afgeleid voor een invloedsfactor van de belasting $\alpha_{ISO,E} = 0,7$. Dat betekent dat met FprEN 1990:2022 [39] vergelijking (C.21) kan worden afgeleid dat voor de materiaalsterkte geen additionele factor/marge nodig is om de invloed van modelonzekerheid af te dekken.

3.6.3 Systematische onzekerheden

In het verenmodel (verend ondersteunde ligger/ Winkler model) wordt geen boogwerking tussen steunpunten onderling of de diepe ondergrond meegenomen. Deze omissie in het verenmodel leidt gemiddeld tot een significante onderschatting van de steunpuntkracht in ankers en/of stempels. In het veiligheidsformat is voor de systematische modelonzekerheid van de steunpuntkracht in het verenmodel een modelfactor voor de steunpuntkracht geïntroduceerd. De factor is voor het verenmodel 1,15 en voor EEM 1,0. Deze factor dient toegepast worden op de ankerkracht berekend voor STR van het anker maar ook op de ankerkracht die voor GEO is berekend. Deze ankerkracht in GEO is van toepassing is voor het ondersteuningspunt zoals Kranz en de passieve weerstand van ankerschot/ankerwand. De waarde van 1,15 is gelijk aan de waarde zoals nu in de 6^e druk van de CUR166 wordt gebruikt.

3.7 Stochasten met een beperkte invloed

Uit de resultaten van de probabilistische analyses volgt dat de volgende stochasten een klein invloed hebben: de interface sterkte, de buigstijfheid van de damwand, de laagscheidingsniveaus en de grondstijfheid (bedding constante). In het veiligheidsformat voorstel zal voor deze parameters van de verwachtingswaarden worden uitgegaan.

In het veiligheidsformat voorstel wordt uitgegaan van de lage representatieve waarde van het volumieke gewicht overeenkomstig het gemiddelde resultaat in de probabilistische analyses. De partiële factor op het volumieke gewicht is 1,0.

De invloed van de onzekerheid van stijfheid van een ondersteuning zoals een verankering of stempels was bij een $CoV_{Kanker/stempel} \leq 0,3$ klein. Het veiligheidsformat voorstel gaat uit van analyses met de gemiddelde anker- en of stempelstijfheid. Uit de resultaten van de probabilistische analyses volgt dat bij een grote onzekerheid van de stijfheid van de ondersteuning de invloed wel significant kan zijn voor de beoordeling van het anker en/of stempel. Bij $CoV_{Kanker/stempel} > 0,3$ zal voor de beoordeling van het anker en/of stempel tevens een analyse met de hoge representatieve waarde van de anker en/of stempelstijfheid worden gemaakt. De partiële factor op de anker en stempelstijfheid is 1,0.

3.8 Breed toepassingsgebied

Het doel is dat het veiligheidsformat voorstel net zoals de huidige CUR166 geschikt is voor een breed toepassingsgebied. Uitgangspunt bij het opstellen van het veiligheidsformat in Hoofdstuk 4 is dat het veiligheidsformat voorstel ook geschikt is voor toepassing in niet uitzonderlijke situaties waarvoor geen probabilistische analyses zijn uitgevoerd.

4 Opzet veiligheidsformat voorstel

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden ingegaan op de details van de bepalingwijze van het in Hoofdstuk 5 integraal gepresenteerde veiligheidsformat voorstel. Dit betekent dat delen van Hoofdstuk 4 terugkomen in de tekst van Hoofdstuk 5. Hoofdstuk 4 is daarnaast zo geschreven dat het zonder de eerdere hoofdstukken kan worden gelezen. Dat betekent dat delen van Hoofdstuk 2 en 3 terugkomen in de tekst van Hoofdstuk 4.

Zoals beschreven in Paragraaf 1.2 kalibratieproces zijn voor de kalibratie van het veiligheidsformat testcases gemaakt. In deze cases zijn damwandontwerpen gemaakt waarvan met probabilistische analyses de betrouwbaarheid is bepaald.

Voor de kalibratie zijn 3 nieuwbouw cases gebruikt. Daarnaast is een bestaande damwand case als testcases toegepast:

- **CROW-case** met een variatiecoëfficiënt van 0,1 van de Q-last. Hiervoor zijn voor drie verschillende grondopbouwen en variatiecoëfficiënten van de ankerstijfheid van 0,15 en 0,5 ontwerpen gemaakt voor:
 - CC1 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.
 - CC2 afkeur met restlevensduur van 15 jaar bij een leeftijd van 35 jaar.
 - CC3 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.
- **Meervoudig verankerde case**, voor de 2 verschillende grondopbouwen zijn ontwerpen gemaakt voor:
 - CC2 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.
- **Kruisplein diepwand case**, de ontwerpen zijn gemaakt voor:
 - CC2 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.

Voor de kalibratie is voor de geotechnische mechanismen als “vrije partiele factor” de factor op de hoek van inwendige wrijving gekozen omdat deze parameter de grootste invloed heeft. Voor de constructieve mechanismen ligt de grootste invloed van de parameters bij de sterkte parameters van de constructieve materialen. Omdat de sterkte parameters van constructieve materialen ook binnen de nieuwe Eurocode een vast gegeven zijn, is gekozen om geen “vrije partiele factor” te kiezen maar te toetsen of het veiligheidsformat voorstel ook aan de kalibratiecriteria voldoet. Als dat zo is hoeven er dan geen aanpassingen aan het veiligheidsformat voorstel worden gedaan..

Het eindresultaat van de kalibratie met de ontwerpen van de testcases volgens het in Hoofdstuk 5 beschreven veiligheidsformat voorstel en de met probabilistische analyses bepaalde betrouwbaarheid worden meegenomen in de verificatie. De eindresultaten van de testcases zijn gezamenlijk met die van de aanvullende testcases als een geheel gepresenteerd in Hoofdstuk 6.

In Paragraaf 4.2 wordt ingegaan op de uitgangspunten voor de bepaling van de partiele en combinatie factoren. Paragraaf 4.3 gaat in op beoordelingscombinaties en paragraaf 4.4 gaat in op belastingcombinaties. In Bijlage B wordt tot in detail ingegaan op de achtergronden van het veiligheidsformat

Paragraaf 4.5 is een samenvatting van de bepaling partiële en combinatie factoren na kalibratie.

4.2 Uitgangspunten voor de bepaling van partiële en combinatie factoren

Alhoewel er een groot aantal probabilistische berekeningen zijn uitgevoerd dekken deze een groot aantal niet uitzonderlijke situaties niet af zoals:

1. Situaties waarbij de onzekerheid van belastingen geen significante invloed heeft of zelfs afwezig is.
2. Situaties met een dominante belasting en de overige belastingen geen significante invloed hebben of zelfs afwezig zijn.
3. Situaties met andersoortige belastingen zoals bolderkrachten, axiale belasting, enzovoort, die direct aangrijpen op de damwandconstructie.
4. Situaties waar belastingen fysiek gelimiteerd zijn.
5. Levensduur korter of langer dan 50 jaar.
6. Nieuwbouwconstructies zonder eis vanuit menselijke veiligheid.
7. Bestaande constructies.

Het veiligheidsformat dient naast de cases van de probabilistische analyses ook de in deze 7 punten beschreven in Nederland voorkomende situaties af te dekken. Daarnaast dienen de berekeningen voor het veiligheidsformat met zowel het verenmodel als met het eindige elementen model kunnen worden berekend. Daarom is er voor gekozen om:

- Het veiligheidsformat te baseren op de invloedsfactoren voor de sterkte $\alpha_{R,ISO} = 0,8$ en belasting $\alpha_{E,ISO} = -0,7$ waarop de Eurocode is gebaseerd.
- Het veiligheidsformat geschikt te maken voor zowel nieuwe en als bestaande constructies. Hierbij wordt het effect van bewezen sterkte niet meegenomen.
- Er wordt een consequentie klasse "CC0" voor nieuwbouw geïntroduceerd met een doelbetrouwbaarheid van $\beta_T = 2,8$ en een minimale ontwerplevensduur van 15 jaar.
- Voor de partiële en combinatie belastingen factoren een format te hanteren zoals gebruikelijk in de Eurocode. Voor de bepaling van deze factoren wordt uitgegaan van de formules in de Eurocode voor een belasting met Gumbelverdeling. Met deze formules kan ook onderscheid worden aangebracht in de rekenwaarden voor verschillende gevolgklassen voor nieuwbouw t/m afkeur en (rest)levensduren.
- Voor andersoortige belastingen zoals bolderkrachten en axiale belasting die direct op de constructie aangrijpen partiële en combinatie factoren voor damwandconstructies af te leiden. Deze partiele factoren voor damwandconstructies zijn afgeleid van de factoren voor veranderlijke belastingen in de NEN 1990.
- Het veiligheidsformat voorstel voorziet voor nieuwbouw in partiële combinatiefactoren vanaf de minimale referentieperiode van 15 jaar (NEN1990) tot en met 100 jaar en voor bestaande constructies vanaf de minimale referentieperiode (NEN8700) tot en met 50 jaar. De minimale referentieperiode in de NEN 8700 voor verbouw en CC1b-, CC2- en CC3 afkeur is 15 jaar. De minimale referentieperiode in de NEN 8700 voor CC1a afkeur is 1 jaar. De referentieperiode is minimaal gelijk aan de ontwerplevensduur.
- De representatieve waarde van de variabele belastingen is de belasting met een 2% jaarlijkse overschrijdingskans.
- De ondergrens van de partiële factoren is 1,0. De reden is dat eventuele lagere waarde het veiligheidsformat significant complexer maakt. Daarnaast is de mogelijke winst beperkt. Dit weegt niet op tegen de grote inspanning en de kans op fouten.

4.3 Beoordelingscombinaties

In lijn met de beoordeling van damwandconstructies in de nieuwe generatie Eurocodes gaat het veiligheidsformat voor de uiterste grenstoestand (ULS) uit van de toepassing van 2 beoordelingscombinaties:

- VC3 + M2.
- VC4 + M1.

Bij de eerste beoordelingscombinatie VC3 + M2 zijn de partiële factoren voor de belastingen en de grondeigenschappen $\geq 1,0$. Bij de tweede beoordelingscombinatie VC4 + M1 zijn de partiële factoren voor de grondeigenschappen en de belasting 1,0 en wordt de rekenwaarde van de snedekrachten bepaald met een partiële factor op het belastingeffect.

Uit de probabilistische analyses volgt een significant andere verdeling van de invloeden van de verschillende stochasten op het geotechnisch falen van de ondergrond (GEO) en constructief falen van de constructie (STR). Het combineren van GEO+STR in één set met partiele factoren leidt tot een stapeling van veiligheden. Daarom zijn twee sets met partiele factoren opgesteld voor de beoordelingscombinatie VC3 + M2. Om onderscheid tussen deze twee sets te maken zijn respectievelijk de labels "GEO" en "STR" toegevoegd. De beoordelingscombinatie VC4 + M1 is in het veiligheidsformat voorstel alleen van toepassing op de beoordeling van de constructieve elementen, STR. Samengevat bestaat de beoordeling van een damwand voor de uiterste grenstoestand GEO uit check met 1 beoordelingscombinatie en de beoordeling voor STR bestaat uit 2 checks voor verschillende beoordelingscombinaties:

- Check 1 GEO: VC3GEO + M2GEO.
- Check 2 STR: VC3STR + M2STR.
- Check 3 STR: VC4 + M1.

4.4 Belastingcombinaties

Het voorgestelde veiligheidsformat gaat uit van de belastingcombinatie aanpak conform FprEN 1990 vergelijking (8.12) [39], zie vergelijking (3). Hierbij zijn de diverse belastingen om beurten de leidende belasting. Dus bij meerdere belastingen zullen VC3 en VC4 bestaan uit meerdere belastingcombinaties.

$$\sum F_d = \sum_i \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j>1} \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j} + (\gamma_p P_k) \quad (3)$$

De formulering $\gamma \cdot Q$ is ongeschikt voor het bepalen van de rekenwaarde de variabele (grond)waterbelasting en erosie diepte. Daarom is voor het veiligheidsformat vergelijking (3) uitgebreid tot vergelijking (4).

Voor de drie beoordelingscombinaties dienen berekeningen uitgevoerd met mogelijke⁶ combinaties van belastingen [27], [28] en [39]. Voor Check 1 en 2 zijn dat berekeningen met de rekenwaarde van de grondsterkte en de belastingcombinaties volgens vergelijking (4) waarin "+" staat voor combineren met. Voor Check 3 worden de berekeningen met de representatieve grondsterkte en de belastingcombinaties uitgevoerd volgens vergelijking (4) met γ_Q en ψ_0 voor VC4.

⁶ Met mogelijke combinaties van belastingen wordt bedoeld combinaties van belastingen welke reëel gezien gelijktijdig kunnen optreden. Een voorbeeld van een niet reële combinatie is een ijsbelasting en een golf van een scheepspassage.

Voor fysiek begrensde belastingen en (grond)waterstanden mag de representatieve en rekenwaarde van ongunstige belasting en (grond)waterstanden worden gelimiteerd tot de fysieke grens.

$$\sum F_d = \sum_i \gamma_{G,i} G_{rep,i} + \left\{ \gamma_{Q,1} Q_{rep,1} \text{ of } (h_{w,rep,1} + \gamma_{Q,1} \Delta h_{deci,1}) \text{ of } (\Delta a_{e,rep,1} + \gamma_{Q,1} \Delta a_{deci,1}) \right\} + \sum_{j>1} \left\{ \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{rep,j} \text{ of } (h_{w,rep,j} + \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} \Delta h_{deci,j}) \text{ of } (\Delta a_{e,rep,j} + \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} \Delta a_{deci,j}) \right\} + \sum_i \gamma_{P,i} P_{rep,i} \quad (4)$$

In Tabel 5.1 is toelichting op de 3 componenten in vergelijking (4) gegeven en in Tabel 5.2 is een lijst met begrippen opgenomen. Verder zijn in Bijlage I voorbeelden voor de bepaling van de representatieve waarde en decimeringswaarde van (grond)waterstanden opgenomen.

4.5 Bepaling partiële en combinatie factoren na kalibratie

Op basis van de uitgangspunten voor de variatiecoëfficiënten en invloedsfactoren voor M2 in Tabel 4.1 en Tabel 4.2 zijn de partiële factoren voor materiaaleigenschappen, belastingen, en combinatiefactoren berekend. Voor geotechnisch falen van de ondergrond (GEO) zijn deze berekend met formule B4, B9, en B10. De bepalingwijze van partiële factoren van de grondsterkte parameters gaan uit van een lognormale verdeling.

Voor constructief falen van de damwandconstructie (STR) zijn formule B4, B12, en B13 gebruikt. Hierbij wordt opgemerkt wordt dat bij de beoordeling van constructieve elementen (STR) een correctie is toegepast. Deze verdisconteert het effect van de betrouwbaarheidsklasse-onafhankelijke rekenwaarde van het constructiemateriaal. De uitwerking hiervan is opgenomen in bijlage C.3.

Bijlage B beschrijft de achtergronden van het veiligheidsformat. Voor M1 is de partiële factor van de grondsterkte per definitie gelijk aan 1,0.

Tabel 4.1 *Uitgangspunten voor de bepaling partiële factoren grondparameters voor M2.*

Grondparameter(s)	Variatiecoëfficiënt [-]	Invloedsfactor [-]	
		M2GEO	M2STR
Tangent van de hoek van inwendige wrijving	0,1	0,95	0,70
Effectieve cohesie	0,2	0,70	0,65
Ongedraineerde schuifsterkte en prisma druksterkte	0,25	0,95	0,70

De bepalingwijze van de partiële factoren van de variabele erosie- en (grond)waterbelasting gaat ervan uit dat deze met een extreme waarde verdeling kunnen worden beschreven. De partiële factoren van de variabele erosie- en (grond)waterbelasting worden bepaald voor de in Tabel 4.2 weergegeven invloedsfactoren en de combinatiefactor is afgestemd op de belasting met een herhalingstijd gelijk aan 10 jaar. De bepalingwijze van partiële en combinatie factoren van de maaiveldbelasting en de overige belastingen gaan uit een gumbel verdeling en voor VC3 de in Tabel 4.1 weergegeven variatiecoëfficiënten en invloedsfactoren. Voor VC4 is de partiële factor gelijk aan 1,0 en de combinatiefactor is 0,85.

Tabel 4.2 Uitgangspunten bepaling partiële en combinatie factoren voor de veranderlijke belasting VC3.

Belasting	$V_{Q,50}$ [-]	Invloedsfactor [-]			
		Partiële factor, α_Q		Combinatie factor, $\alpha_{Q,0}$	
		VC3GEO	VC3STR	VC3GEO	VC3STR
Maaiveld	0,1	-0,4	-0,4	-0,24	-0,24
Erosie en (grond)water	n.v.t. ⁷	-0,7	-0,6	n.v.t. ⁷	n.v.t. ⁷
Overige	0,11	-0,7	-0,6	-0,24	-0,24

Voor corrosie is NEN 6766 van toepassing. De bepalingwijze van partiële factoren op het belastingeffect gaat uit van de situatie waar variatie van de belasting een verwaarloosbare invloed heeft en de betrouwbaarheid volledig door de onzekerheid van constructieve sterkte wordt bepaald, zie Bijlage F.

⁷ De bepalingmethode maakt geen gebruik van deze parameters

5 Veiligheidsformat voorstel

5.1 Inleiding

Damwandconstructie dient te worden beoordeeld op uiterste grenstoestanden GEO en STR. De beoordeling voor UTG GEO bestaat uit check met 1 beoordelingscombinatie en de beoordeling voor UGT STR bestaat uit 2 checks voor verschillende beoordelingscombinaties:

- Check 1 GEO: VC3GEO + M2GEO.
- Check 2 STR: VC3STR + M2STR.
- Check 3 STR: VC4 + M1.

In Paragraaf 5.2 t/m 5.4 worden de aan te houden waarden voor de minimale maaiveldbelasting, bodemniveau, partiële en ψ_0 -factoren in tabellen gegeven voor de beoordelingscombinaties Check 1 t/m 3. In Paragraaf 5.5 t/m 5.8 wordt ingegaan op de overige aspecten van het veiligheidsformat voorstel.

Voor deze 3 beoordelingscombinaties dienen berekeningen uitgevoerd met mogelijke⁸ combinaties van belastingen. Voor Check 1 en 2 zijn dat berekeningen met de rekenwaarde van de grondsterkte en de belastingcombinaties volgens vergelijking (5). Voor Check 3 worden de berekeningen met de representatieve grondsterkte en de belastingcombinaties uitgevoerd volgens vergelijking (5) met γ_Q en ψ_0 voor VC4 vervolgens resulteert in ΣF_{rep} .

Voor fysiek begrensde belastingen en (grond)waterstanden mag de representatieve en rekenwaarde van ongunstige belasting en (grond)waterstanden worden gelimiteerd tot de fysieke grens.

$$\begin{aligned} \Sigma F_d = & \sum_i \gamma_{G,i} G_{rep,i} + \\ & \left\{ \gamma_{Q,1} Q_{rep,1} \text{ of } (h_{w,rep,1} + \gamma_{Q,1} \Delta h_{deci,1}) \text{ of } (\Delta a_{e,rep,1} + \gamma_{Q,1} \Delta a_{deci,1}) \right\} + \\ & \sum_{j>1} \left\{ \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{rep,j} \text{ of } (h_{w,rep,j} + \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} \Delta h_{deci,j}) \text{ of } (\Delta a_{e,rep,j} + \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} \Delta a_{deci,j}) \right\} + \quad (5) \\ & \sum_i \gamma_{P,i} P_{rep,i} \end{aligned}$$

In Tabel 5.1 is toelichting op de componenten in vergelijking (5) gegeven en in Tabel 5.2 is een lijst met begrippen opgenomen. Verder zijn in Bijlage I voorbeelden voor de bepaling van de rekenwaarde van (grond)waterstanden opgenomen.

De damwandberekeningen dienen met een verend ondersteunde liggermodel of een 2D of 3D eindige elementenmodel te worden uitgevoerd.

⁸ Met mogelijke combinaties van belastingen wordt bedoeld combinaties van belastingen welke reël gezien gelijktijdig kunnen optreden. Een voorbeeld van een niet reële combinatie is een ijsbelasting en een golf van een scheepspassage.

Tabel 5.1 Toelichting op 3 componenten in vergelijking (1).

$$\sum_i \xi_i \gamma_{G,i} G_{rep,i} \text{ en } \sum_i \gamma_{P,i} P_{rep,i}$$

Dit zijn de component voor het eigen gewicht G de permanente belasting en de permanente voorspankracht P . De partiële factor is gelijk aan 1,0.

$$\gamma_{Q,1} Q_{rep,1} \text{ of } (h_{w,rep,1} + \gamma_{Q,1} \Delta h_{deci,1}) \text{ of } (\Delta a_{e,rep,1} + \gamma_{Q,1} \Delta a_{deci,1})$$

Dit is de component in de betreffende belastingcombinatie voor de leidende veranderlijke belasting Q_1 met partiële factor $\gamma_{Q,1}$. Dit betreft de maaiveldbelasting of een overige belasting (bijvoorbeeld een bolderkracht), maar ook de ongunstige (grond)waterstand h_w en de erosiediepte Δa_e . In geval van de (grond)waterstand of de erosiediepte wordt de partiële factor gezet op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand respectievelijk de erosiediepte.

$$\sum_{j>1} \{ \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{rep,j} \text{ of } (h_{w,rep,j} + \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} \Delta h_{deci,j}) \text{ of } (\Delta a_{e,rep,j} + \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} \Delta a_{deci,j}) \}$$

Dit is de component voor de bij deze belastingcombinatie gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen Q_j met partiële factor $\gamma_{Q,j}$ en een combinatiefactor $\psi_{0,j}$. Deze combinatiefactor is een reductiefactor en verdisconteert het effect, dat niet alle veranderlijke belastingen tegelijk hun maximale waarde bereiken en dat de veranderlijke belasting in deze belastingcombinatie niet leidend is. In geval van de (grond)waterstand en erosiediepte wordt de partiële factor met reductiefactor $\psi_{0,j}$ gezet op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand en erosiediepte.

Tabel 5.2 Begrippenlijst.

Representatieve waarde van een variabele belasting

De representatieve waarde van de variabele maaiveld- en overige belastingen is de belasting met een 2% jaarlijkse overschrijdingskans. Dit is equivalent aan een gemiddelde belasting met een herhalingsstijd van 50 jaar.

Representatieve waarde van de (grond)waterstand

De variatie van grondwatersituaties bij damwanden worden door een of meerdere onafhankelijke variabelen (oorzaken) bepaald, zoals waterstand aan de lage zijde en de grondwaterstand boven een afsluitende laag aan de hoge zijde. Voor iedere onafhankelijke variabele dient de ongunstige representatieve waarde van deze (grond)waterstand worden bepaald. De representatieve waarde van de ongunstige (grond)waterstand is de (grond)waterstand met een 2% jaarlijkse over- dan wel onderschrijdingskans. Dit is equivalent aan een gemiddelde waarde van de ongunstige (grond)waterstand met een herhalingsstijd van 50 jaar. Bij de bepaling van de representatieve waarde van de (grond)waterstand dient rekening gehouden worden met verwachte/mogelijke ongunstige toekomstige trendwijzigingen, voorbeelden hiervan zijn de effecten klimaatscenario's.

Decimeringswaarde van de (grond)waterstand

Decimeringswaarde van de (grond)waterstand is van toepassing op een onafhankelijke oorzaak (source) van een verandering van de water- en grondwaterdrukverdeling, zoals een waterstand in een rivier aan de lage zijde of de grondwaterstand aan de hoge zijde. De decimeringswaarden Δh_{deci} van de (grond)waterstand is de verandering van de (grond)waterstand bij een factor 10 toename van de herhalingsstijd voor herhalingsstijden groter dan circa 0,7 jaar. De decimeringswaarde wordt gebaseerd op de extreme waardeanalyse voor herhalingsstijden groter dan circa 0,7 jaar (0,7 jaar is ten behoeve van filtering op seizoenseffecten) op langjarige waarnemingsreeksen en gecombineerd met verwachte/mogelijke ongunstige toekomstige trendwijzigingen. De decimeringswaarde kan

bijvoorbeeld worden bepaald door het verschil in de hoge of lage (grond)waterstand met een herhalingsjijd van 0,7 en 7 jaar te nemen.

Representatieve waarde sterkte grondparameters en volumiek gewicht

Berekeningen dienen met rekenwaarden voor de zogenaamde lage karakteristieke waarde van het laaggemiddelde worden uitgevoerd. Tot en met een damwandstrekking van 25 m wordt voor de bepaling van de representatieve waarde van de lage waarde van het laaggemiddelde van een grond grondparameter verwezen naar de NEN9997-1.

Representatieve waarde beddings- en grondstijfheid

De representatieve waarde van de beddings- en grondstijfheid is gelijk aan de gemiddelde waarde.

Representatieve waarde anker- en stempelstijfheid

In de VC4+M1, VC3GEO+M2GEO en VC3STR+M2STR berekeningen is de representatieve waarde van de anker- en stempelstijfheid gelijk aan de gemiddelde waarde. De VC3STR+M2STR-extra berekening is nodig als de variatiecoëfficiënt van de anker- of stempelstijfheid $\geq 0,3$. Hierbij is de representatieve waarde gelijk aan de hoge karakteristieke waarde.

Representatieve waarde interface sterkte

De interface sterkte wordt geacht proportioneel te zijn met de sterkte van de omringende grond. De representatieve waarde van ratio R_{inter} tussen de grond en de wand is bij toepassing van EEM gelijk aan de gemiddelde waarde. Bij toepassing van het verenmodel is de representatieve waarde van de wandwrijvingshoek gelijk aan de waarde die volgt uit NEN 9997-1 art 9.5.1. Tabel 9b.

Representatieve waarde laagscheidingsniveaus

De representatieve waarde van de laagscheidingsniveaus is gelijk aan de gemiddelde waarde. Eventuele onzekerheid in de maatgevende grondopbouw/laagscheidingsniveaus dient te worden ondervangen met separate berekeningen grondopbouw scenario's of door de damwand strekking op te delen in strekkingen, met een beperkte onzekerheid over de maatgevende grondopbouw.

Nominale niveau grondoppervlak lage zijde

Het nominale niveau van het grondoppervlak aan de lage zijde z_{nom} is het gemiddelde laagste niveau met een herhalingsjijd gelijk aan de (rest)levensduur z_{gem} , verlaagd met de uitvoeringstolerantie Δa_{tol}

Representatieve waarde van de erosiediepte

Voor de situatie waar bodemerosie door stroming kan optreden is de representatieve waarde van de erosie diepte, Δa_{erosie} , de erosiediepte met 2% jaarlijkse overschrijdingskans. Dit is equivalent aan een gemiddelde waarde van de erosiediepte met een herhalingsjijd van 50 jaar. Bij de bepaling Δa_{erosie} mag rekening gehouden met de inspectie/onderhoudsfrequentie.

Fysiek begrenzing representatieve en rekenwaarde van belastingen en (grond)waterstanden

Voor fysiek begrensde belastingen en (grond)waterstanden mogen de representatieve en rekenwaarde van ongunstige belasting en (grond)waterstanden worden gelimiteerd tot de fysieke grens. Een voorbeelden hiervan is dat de rekenwaarde van de hoge grondwaterstand boven het maaiveld ligt en dat een hogere waarde niet mogelijk is omdat water over het maaiveld kan afstromen. Een ander voorbeeld van fysieke limitering is de aanwezigheid van een goed onderhouden drainagesysteem.

Overige belastingen

Overige belastingen zijn belastingen die direct op de damwandconstructie aangrijpen.

Degradatie

Afname van constructieve sterkte. Voor de dikteafname van stalen damwanden is de NEN 6766:2023 van toepassing,

5.2 Check 1 – VC3GEO+M2GEO

5.2.1 Minimale representatieve waarde maaiveldbelasting

In Tabel 5.3 is de minimale representatieve waarde van de uniform verdeelde maaiveldbelasting weergegeven welke voor VC4, VC3STR en VC3GEO dient te worden toegepast. Een uitzondering is als deze belasting gedurende de levensduur fysiek niet kan optreden of wordt beheerst door maatregelen.

Tabel 5.3 Minimale representatieve waarde van de uniform verdeelde maaiveldbelasting.

Minimale representatieve waarde van de uniform verdeelde maaiveldbelasting [kPa]			
CC0	CC1	CC2	CC3
5	10	15	20

5.2.2 Niveau grondoppervlak

In de GEO-check VC3GEO+M2GEO en STR-check VC3STR+M2STR(extra) berekeningen dient het niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond aan de zogenaamde passieve zijde van de damwand, indien ongunstig⁹, te zijn verlaagd met een marge Δa onder het nominale niveau van grondoppervlak z_{nom} .

$$z_{ULS} = z_{nom} - \Delta a \quad (6)$$

Bij de keuze van de waarde van de marge Δa behoort rekening te zijn gehouden met de mate waarin het niveau van het grondoppervlak gedurende de levensduur onder controle wordt gehouden. Bij een normale mate van controle dient in situaties zonder bodemerosie door stroming het volgende te zijn aangehouden voor:

1. Een vrijstaande wand $\Delta a = \min(0,1H; \Delta a_{max})$. Waarin H de wandhoogte is boven het nominale niveau van het grondoppervlak z_{nom} en Δa_{max} de waarde uit Tabel 5.4.
2. Een verankerde of gestempelde wand $\Delta a = \min(0,1h_s; \Delta a_{max})$. Waarin h_s de hoogte is tussen het onderste ondersteuningspunt en het nominale niveau van het grondoppervlak z_{nom} en Δa_{max} de waarde uit Tabel 5.4.
3. Voor check 1 (VC3GEO+M2GEO) geldt aanvullend dat $\Delta a \geq 0,2$ m. Dus in situaties waar het bodemniveau niet aan onzekerheid onderhevig is dient toch $\Delta a = 0,2$ m te worden aangehouden. Een voorbeeld hiervan is een onderwaterbetonvloer, waarvan het niveau van de bovenkant exact bekend is en niet kan veranderen.

Voor de situatie waar bodemerosie doorstroming kan optreden geldt aanvullend:

4. Indien de rekenwaarde van de bodemerosie groter is dan de marge die volgt uit 1 t/m 3 dan dient de marge $\Delta a = \Delta a_{e,d}$ te worden toegepast. Met $\Delta a_{e,d} = \Delta a_{erosie,rep} + \gamma_e \Delta a_{e,deci}$ voor de leidende erosiebelasting en $\Delta a_{e,d} = \Delta a_{e,rep} + \gamma_e \psi_{0,e} \Delta a_{e,deci}$ voor de gelijktijdig optredende erosiebelasting.

⁹ Een lager grondoppervlak is over het algemeen ongunstig maar niet altijd; de snedekrachtverdeling in de wand en anker- en stempelkrachten kunnen in sommige gevallen gunstig worden beïnvloed door een lager ontgravniveau.

Tabel 5.4 Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond Δa_{max} , nieuwbouw.

Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond Δa_{max} [m]			
CC0	CC1	CC2	CC3
0,2	0,3	0,4	0,5

5.2.3 Partiële en ψ_0 -factoren, nieuwbouw

In Tabel 5.5 zijn de partiële factoren op de belasting voor VC4, VC3STR en VC3GEO weergegeven en in Tabel 5.6 zijn de bijbehorende ψ_0 -factoren weergegeven. In Tabel 5.7 zijn de partiële factoren op de representatieve waarde van de grondparameters, anker- en stempelstijfheid voor M1, M2STR en M2GEO weergegeven.

Tabel 5.5 Partiele factoren voor de belasting, nieuwbouw, nieuwbouw met 50 jaar levensduur.

Belasting			Partiële factor voor de belasting								
			VC4	VC3STR				VC3GEO			
				CC0	CC1	CC2	CC3	CC0	CC1	CC2	CC3
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,12	1,17	1,22	1,28	1,15	1,20	1,22	1,26
		Erosie en (grond)water ^a	0,00	1,00	1,50	2,00	2,50	1,50	2,00	2,50	3,00
		Overige	1,00	1,20	1,30	1,40	1,55	1,33	1,40	1,50	1,60
	Gunstig	0,00									
Permanent			1,00								

^a Partiele factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{e,\text{deci}}$ beide voor herhalingsstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel 5.6 ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen, nieuwbouw met 50 jaar levensduur.

Belasting		ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting								
		VC4	VC3STR				VC3GEO			
			CC0	CC1	CC2	CC3	CC0	CC1	CC2	CC3
Maaiveld		0,85	0,80	0,80	0,75	0,75	0,80	0,80	0,80	0,75
Erosie en (grond)water ^a		() ^b	-0,50	-0,30	-0,20	-0,10	-0,30	-0,20	-0,10	-0,05
Overige		0,85	0,75	0,70	0,70	0,63	0,70	0,65	0,65	0,60

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{e,\text{deci}}$

^b De waarde van $\gamma_0 \psi_{0,Q} = -0,7$

Tabel 5.7 Partiële factoren grondsterkte, nieuwbouw.

Grondparameter	Symbool	Partiële factor voor grondparameters γ_M								
		M1	M2STR				M2GEO			
			CC0	CC1	CC2	CC3	CC0	CC1	CC2	CC3
Hoek van inwendige wrijving ^a	γ_ϕ	1,00	1,00	1,04	1,10	1,17	1,11	1,16	1,22	1,28
Effectieve cohesie	γ_c	1,00	1,00	1,05	1,18	1,32	1,07	1,14	1,23	1,31
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,00	1,00	1,10	1,30	1,50	1,30	1,45	1,60	1,80
Prisma druksterkte	γ_{qu}	1,00	1,00	1,10	1,30	1,50	1,30	1,45	1,60	1,80
Volumiek gewicht	γ_γ	1,00								
Grond- en beddingstijfheid	E en k									
Anker- en stempelstijfheid	-									

^a Deze factor heeft betrekking op $\tan\phi$

5.3 Check 2

5.3.1 Check 2A – VC3STR+M2STR

5.3.1.1 Minimale representatieve waarde maaiveldbelasting

In Tabel 5.3 is de minimale representatieve waarde van de uniform verdeelde maaiveldbelasting weergegeven welke voor VC3STR dient te worden toegepast tenzij deze belasting gedurende de levensduur fysiek niet kan optreden of beheerst wordt door een maatregel.

5.3.1.2 Niveau grondoppervlak

Zie 5.2.2 voor het niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond aan de zogenaamde passieve zijde van de damwand voor VC3STR.

5.3.1.3 Partiële en ψ_0 -factoren

In Tabel 5.5 zijn de partiële factoren op de belasting voor VC3STR weergegeven. In Tabel 4 zijn de ψ_0 -factoren voor VC3STR weergegeven. In Tabel 5.7 zijn de partiële factoren op de grondparameters. anker- en stempelstijfheid voor M2STR weergegeven.

5.3.2 Check 2B – VC3STR+M2STR-extra

Indien de variatiecoëfficiënt van de anker- of stempelstijfheid $> 0,3$ dient voor Check2B de maatgevende VC3STR+M2STR berekening van Check2A te worden uitgevoerd met als de representatieve waarde anker- of stempelstijfheid gelijk aan de hoge karakteristiek waarde voor de anker- of stempel met een variatiecoëfficiënt van de stijfheid $> 0,3$.

5.4 Check 3 – VC4+M1

5.4.1 Minimale representatieve waarde maaiveldbelasting

In Tabel 5.3 is de minimale representatieve waarde van de uniform verdeelde maaiveldbelasting weergegeven welke voor VC4 dient te worden toegepast tenzij deze belasting gedurende de levensduur niet kan optreden fysiek of door een beheersmaatregel.

5.4.2 Niveau grondoppervlak

Het niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond aan de zogenaamde passieve zijde van de damwand, z_{VC4} is voor VC4 gelijk aan:

- De nominale waarde in dien er geen erosie door stroming kan optreden $z_{VC4} = z_{nom}$
- De nominale waarde minus de representatieve waarde van de bodemerosie in dien er erosie door stroming kan optreden $z_{VC4} - \Delta_{ae;rep}$.

5.4.3 Partiële en ψ_0 -factoren

In Tabel 5.5 zijn de partiële factoren op de belasting voor VC4 weergegeven. In Tabel 5.6 zijn de ψ_0 -factoren voor VC4 weergegeven. In Tabel 5.7 zijn de partiële factoren op de grondparameters. anker- en stempelstijfheid voor M1 weergegeven.

5.4.4 VC4 Partiële factoren op snedekrachten en plastische rotatie

In Tabel 5.8 zijn de waarden partiële factoren voor de snedekrachten en plastische rotatie van VC4 gegeven waarmee de representatieve snede krachten dienen te worden vermenigvuldigd ter bepaling van de rekenwaarden.

Tabel 5.8 VC4 partiële factor op belasting effect, γ_F , nieuwbouw.

Materiaal	VC4 partiële factoren voor de snedekrachten en plastische rotatie [-]			
	CC0	CC1	CC2	CC3
Staal, beton en tropisch hardhout	1,12	1,21	1,31	1,43
Overige houtsoorten	1,15	1,27	1,4	1,56

5.5 Rekenwaarden snedekrachten en plastische rotatie

5.5.1 Snedekrachten wand voor constructieve beoordeling (STR)

De rekenwaarde van de snedekrachten E_d in de damwand voor de constructieve (STR) beoordeling is de ongunstigste (max)¹⁰ combinatie van de snedekrachten berekend voor Check 2A en 3.

$$E_{z,d} = \max \{ E_{z,check\ 2A,d}; E_{z,check\ 3,d} \} \quad (7)$$

Waarbij de rekenwaarde van het belasting effect, zoals snedekrachten, snedemomenten een vector is die verscheidene snedekrachten of snedemomenten representeert.

5.5.2 Plastische rotatie wand voor constructieve beoordeling (STR)

De rekenwaarde van de plastische rotatie van een volplastisch scharnier in de damwand voor de constructieve (STR) beoordeling is de plastische rotatie, $\phi_{E,z,d}$ uit Check 2A en 3.

$$\phi_{E,z,d} = \max \{ \phi_{E,z,check\ 2A,d}; \phi_{E,z,check\ 3,d} \} \quad (8)$$

5.5.3 Anker- en stempelkracht voor constructieve beoordeling (STR)

De rekenwaarde van de stempel- of ankerkracht voor de constructieve (STR) beoordeling, $F_{a,STR,d}$ is de ongunstigste (max)¹⁰ anker- of stempelkracht berekend voor Check 2 en 3 vermenigvuldigd met de modelfactor voor de anker- of stempelkracht uit Tabel 5.9.

$$F_{a,STR,d} = \gamma_{a,mod} \max \{ F_{a,check\ 2,d}; F_{a,check\ 3,d} \} \quad (9)$$

Tabel 5.9 Modelfactor op de anker en stempelkracht, $\gamma_{a,mod}$.

Model	Modelfactor op de anker- en stempelkracht, $\gamma_{a,mod}$ [-]
2D en 3D Eindige elementen	1,00
Verend ondersteunde ligger	1,15

5.5.4 Ankerkracht voor geotechnische beoordeling verankeringen (GEO)

5.5.4.1 Trekpalen- en grout-ankers (GEO)

De rekenwaarde van de ankerkracht voor de geotechnische (GEO) van trek- en ankerpalen $F_{a,GEO,d}$ is het product van de modelfactor $\gamma_{a,mod}$ uit Tabel 5.9 en de maximale ankerkracht uit Check 2 en 3.

$$F_{a,GEO,d} = \gamma_{a,mod} \max \{ F_{a,check\ 2,d}; F_{a,check\ 3,d} \} \quad (10)$$

¹⁰ Met "max" wordt de ongunstigste waarde bedoeld zowel laagste als hoogste waarden zijn zoals bij ankerkrachten gaat het om de grootste drukkracht en bij stempelkrachten om de grootste drukkracht.

5.5.4.2 Ankerkracht voor geotechnische beoordeling overige type ankers (GEO)

De rekenwaarde van de ankerkracht voor de geotechnische (GEO) van trek- en ankerpalen $F_{a,GEO,d}$ is het product van de modelfactor $\gamma_{a,mod}$ uit Tabel 5.9 en de maximale ankerkracht uit Check 1.

$$F_{a,GEO,d} = \gamma_{a,mod} \cdot F_{a,check1,d} \quad (11)$$

5.6 Geometrie stalen elementen

Nieuwe stalen damwanden dienen te voldoen aan de NEN-EN 10248-2, NEN-EN 10249-2 en NEN-EN 10219-2 met als aanvullende eisen:

- A. dat de damwandlengte nooit korter mag zijn dan de ontwerplengte.
- B. het gemiddelde gewicht of de gemiddelde flensdikte/buiswanddikte per 20 damwandplanken respectievelijk 10 buispalen maximaal 1% lager mag zijn dan de nominale waarde.

Indien bij aanschaf van de damwanden aanvullende eis B niet wordt gesteld dan geldt:

- Zonder aanvullende eis B en geen controle van de geleverde gewichten dienen de nominale waarden van de flens-, lijf en buiswanddikte met 3% te worden gereduceerd en de nominale waarde van het elastisch en plastisch weerstandsmoment daarvoor gecorrigeerd.
- Er is geen correctie van toepassing indien blijkt dat het gemiddelde gewicht of de gemiddelde flensdikte/buiswanddikte per 20 damwandplanken respectievelijk 10 buispalen maximaal 1% lager is dan de nominale waarde.
- Indien het gemiddelde gewicht of de gemiddelde flens/buispaalwanddikte per 20 damwandplanken respectievelijk 10 buispalen meer dan 1% lager is dan de nominale waarde dan dienen de nominale waarden van de flens-, lijf en buiswanddikte te worden gereduceerd met het gemeten percentage - 1% met een maximale reductie van 3%. Verder dienen het elastisch en plastisch weerstandsmoment worden gecorrigeerd voor de gereduceerde lijf- en flensdikte.

Voor degradatie van stalen elementen is de NEN 6766:2023 van toepassing bij de beoordeling van de constructieve sterkte.

5.7 Ankeruitval

Alle verankerde en gestempelde damwandconstructies dienen te worden beoordeeld op de situatie van uitval van een enkel anker of stempel. Dit betreft een bijzondere belastingcombinatie. Daarom mogen alle belasting en materiaal factoren gelijk zijn aan 1,0 en geometrische toeslag gelijk aan 0,0. Beoordeeld dient te worden of de damwandconstructie voldoende grondmechanische en constructieve herverdelingscapaciteit berekening volgens Check 3.

5.8 Overige mechanismen (GEO)

5.8.1 Check 1 met een 2D of 3D eindige elementen model

Indien Check 1 (VC3GEO+M2GEO) met een 2D of 3D eindige elementen berekening is uitgevoerd waarbij de gehele constructie is gemodelleerd dan is aangetoond dat wordt voldaan aan de beoordeling op de overige mechanismen:

- Bezwijken passieve weerstand ankerwand en/of ankerschot.
- Afschuiving langs recht glijvlak ('Kranz').
- Grondbreuk.
- Verlies totale stabiliteit.

5.8.2 Check 1 met een analytisch of veren model

Indien Check 1 met een veren- of analytisch model is uitgevoerd dan dienen deze overige geotechnische mechanismen separaat te worden beoordeeld:

- Voor de mechanisme: bezwijken passieve weerstand van een ankerschot of ankerwand dient de grondmechanische stabiliteit te worden beoordeeld volgens Check 1 waarbij rekenwaarde van de ankerkracht de leidende belasting is.
- Voor de mechanisme: afschuiving langs recht glijvlak ('Kranz') dient de rekenwaarde van de ankerkracht te worden beoordeeld conform NEN9997-1.
- De beoordeling van de mechanismen grondbreuk en verlies totale stabiliteit. Hiervoor wordt verwezen naar de NEN9997-1.

5.9 Overige mechanismen (HYD)

Voor de beoordeling van de mechanisme hydraulische grondbreuk, interne erosie en erosie door geconcentreerde grondwaterstroming ('piping') in de ondergrond ten gevolge van hydraulische gradiënten (HYD) wordt verwezen naar de NEN9997-1.

5.10 Nieuwbouw met levensduur ongelijk aan 50 jaar en verbouw en afkeur

Voor nieuwbouw met levensduur ongelijk aan 50 jaar en verbouw en afkeur, zie Bijlage G.

6 Verificatie veiligheidsformat voorstel

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt geverifieerd of de kalibratie van het veiligheidsformat voorstel voldoet en onderzocht of er sprake is van een trendbreuk.

Voor de kalibratie (Hoofdstuk 4) zijn op basis van het semi-probabilistische veiligheidsformat voorstel voor varianten van CROW-, meervoudig ondersteunde en de Kruisplein diepwand case ontwerpen gemaakt. Voor de verificatie worden de testcases van de kalibratie uitgebreid met 2 series aanvullende testcases van ontwerpen die zijn gemaakt op basis van het veiligheidsformat voorstel voor varianten van CROW-case. Vervolgens wordt met behulp van probabilistische analyses de betrouwbaarheid van deze ontwerpen berekend. Vervolgens wordt beoordeeld of wordt voldaan aan het vooraf gestelde kalibratie criterium dat de gemiddelde faalkans van de ontwerpen kleiner of gelijk is aan de faalkans die hoort bij de betreffende doelbetrouwbaarheid. Daarnaast mogen de ontwerpen niet te conservatief zijn. Een te kleine faalkans betekent namelijk dat het ontwerp te duur (niet economisch) is.

Om vast te kunnen stellen of er sprake is van trendbreuk met de huidige semi-probabilistische ontwerppraktijk worden voor de cases ook ontwerpen voor nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar volgens de NEN9997-1 gemaakt. Vervolgens worden de resultaten van deze analyses voor de ontwerpen op basis van veiligheidsformat voorstel en NEN9997-1 met elkaar vergeleken om te beoordelen of de introductie van het veiligheidsformat leidt tot een trendbreuk.

Alle probabilistische analyses voor de bepaling van de betrouwbaarheid van de ontwerpen op basis van het veiligheidsformat voorstel, zijn met modelonzekerheid uitgevoerd. In dit hoofdstuk worden deze analyses aangeduid met probabilistische analyses en wordt "met modelonzekerheid" weggelaten.

6.2 Aanpak

6.2.1 Uitwerking kalibratie criterium voor de verificatie

Het vooraf gestelde kalibratiecriterium in vergelijking (2) wordt nader uitgewerkt om toegepast te kunnen worden in een verificatie met een brede range van damwandontwerpen voor een brede range van doelbetrouwbaarheden.

Om de faalkansen van damwandontwerpen van de series met varianten van de 3 verschillende cases met verschillende doelbetrouwbaarheden, (rest)levensduren en leeftijden te kunnen combineren wordt per serie van ontwerpen het verschil $\Delta\beta_{\text{prob,LSF,gem}}$ met doelbetrouwbaarheid, β_T bepaald. Hiervoor wordt eerst per grenstoestandsfunctie (LSF) het gemiddelde van de faalkansen uit de probabilistische verificatie analyses $P_{f,\text{prob,LSF,gem}}$ van een serie bepaald.

$$P_{f,\text{prob,LSF,gem}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{f,\text{prob,LSF},i}}{n} \quad (12)$$

De bij $P_{f,\text{prob,LSF,gem}}$ behorende gemiddelde betrouwbaarheidsindex kan worden bepaald met.

$$\beta_{\text{prob,LSF,gem}} = \Phi^{-1} P_{f,\text{LSF,gem}} \quad (13)$$

Vervolgens kan het verschil met de van toepassing zijnde doelbetrouwbaarheid worden bepaald.

$$\Delta\beta_{prob,LSF,gem} = \beta_{prob,LSF,gem} - \beta_T \quad (14)$$

Vervolgens wordt per grenstoestandsfunctie voor de twee constructie typen met 1 of meer steunpunten het gemiddelde verschil respectievelijk, $\Delta\beta_{prob,LSF,enkel,gem}$ en $\Delta\beta_{prob,LSF,meerdere,gem}$ bepaald van de gevonden verschillen $\Delta\beta_{prob,LSF,gem}$.

Als laatste wordt voor LSF-GROND, LSF-WAND en LSF-ANKER/STEMPEL het gemiddelde van deze twee constructie typen bepaald: $\Delta\beta_{prob,LSF,alles,gem}$. Het toetsingscriterium voor LSF-GROND, LSF-WAND en LSF-ANKER/STEMPEL is.

$$0,0 \leq \Delta\beta_{prob,LSF,alles,gem} \leq 0,2 \quad (15)$$

6.2.2 CROW-case

Voor de verificatie zijn op basis van veiligheidsformat voorstel voor de variant¹¹ CROW-case 2 aanvullende series ontwerpen gemaakt naast de eerste 3 series die onderdeel uitmaakte van de kalibratie in Hoofdstuk 4:

1. CC1 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.
2. CC3 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.
3. CC2 afkeur met restlevensduur van 15 jaar bij een leeftijd van 35 jaar.

Aanvullende testcases:

4. CC2 afkeur met restlevensduur van 15 jaar bij een leeftijd van 85 jaar.
5. CC3 nieuwbouw met een levensduur van 100 jaar.

Ieder serie bestaat uit 6 damwandontwerpen voor de minimale damwandlengte. Voor de drie verschillende grondopbouwen worden voor variatiecoëfficiënten van de ankerstijfheid van 0,15 en 0,5 ontwerpen gemaakt.

In de ontwerpberoeeningen wordt de in Tabel 6.1 weergegeven buigstijfheid van de damwand toegepast die gebaseerd is op de resultaten van de eerder uitgevoerde probabilistische ontwerpen voor de betreffende gevolgklasse. In Tabel 6.1 staan de initiële traagheidsmomenten de verwachtingswaarde van de dikteafname van deze probabilistische analyses en de verwachtingswaarde van de $EI_{\Delta t}$ na 50 jaar gegeven welke in de ontwerpberoeeningen met D-Sheet Piling worden gehanteerd. Voor de afleiding van de verwachtingswaarde van de buigstijfheid $EI_{\Delta t}$ zijn de relaties uit bijlage B.8 van de uitgangspunten rapportage [4] gehanteerd.

Vervolgens wordt met probabilistische analyses op dezelfde wijze als eerder toegepast bij het onderzoek van de CROW-case [4] de betrouwbaarheid van het ontwerp bepaald. Voor deze probabilistische analyses dienen de damwandlengte, het initiële weerstandmoment en de initiële ankerdiameter van de ontwerpen op basis van het de veiligheidsformat als invoer. Voor het ontwerp met het veiligheidsformat voorstel en de probabilistische analyses zijn dezelfde uitgangspunten en software gehanteerd als eerder gehanteerd voor de CROW-case [4].

¹¹ Dit is de CROW-case die gebuikt is bij het opstellen van het veiligheidsformat voorstel. In de variant case is de variatiecoëfficiënt van de maaiveldbelasting $V_{50} = 0,1$ voor referentieperiode van 50 jaar

Tabel 6.1 Initieel traagheidsmoment (I_0) gemiddelde dikteafname (Δt) en buigstijfheid ($EI_{\Delta t}$) na 50 jaar

Grond-opbouw	CC	CoV Anker stijfheid	I_0 [m ⁴]	Δt [mm]	$EI_{\Delta t}$ [kNm ²]
Klei-zand	1	0,15	0,0004590	1,5	79439
		0,5	0,0004618	1,5	80007
	3	0,15	0,0004090	1,5	94990
		0,5	0,0004107	1,5	95198
Dunne kleilaag+zand	1	0,15	0,0003250	1,5	53026
		0,5	0,0003275	1,5	53503
	3	0,15	0,0003130	1,5	61913
		0,5	0,0003150	1,5	62363
Zand	1	0,15	0,0003620	2,1	50105
		0,5	0,0003669	2,1	51016
	3	0,15	0,0003578	2,1	60133
		0,5	0,0003627	2,1	61085

In de uitgangspunten rapportage [4] was bij gebrek aan enige meetdata voor de dikteafname van ankerstangen een normale verdeling met een gemiddelde gelijk aan 75% van de rekenwaarde van de NEN 6766 en een variatiecoëfficiënt van $CoV_{\Delta a} = 0,15$ aangehouden. Recent zijn geavanceerde metingen op tot 67 jaar oude ankerstangen in het kader van het kennisprogramma natte kunstwerken uitgevoerd. Deze ankerstangen waren afkomstig uit de Twentekanalen [35] en de Roggebotsluis [36]. Uit deze metingen volgt dat de gemiddelde dikteafname na 67 jaar overeenkomt met 76,6% van de rekenwaarde uit de NEN 6766 voor groep 4 grondconditie II met een variatiecoëfficiënt van $CoV_{\Delta a} = 0,3$. Daarnaast is gezien de grote variatiecoëfficiënt de lognormale verdeling van toepassing is [37]. Vanwege het significante verschil tussen de in [4] aangehouden verdeling voor de dikte afname van de ankerstangen en de verdeling die uit de metingen volgt worden de verificatie berekeningen voor LSF-anker voor beide verdelingen uitgevoerd. Deze worden aangegeven met respectievelijke variatiecoëfficiënten “ $CoV_{\Delta a} = 0,15$ ” en “ $CoV_{\Delta a} = 0,3$ ”. De berekeningsresultaten voor $CoV_{\Delta a} = 0,15$ zullen tussen haakjes () worden aangegeven aangezien deze verdeling niet op metingen is gebaseerd.

Het resultaat van iedere ontwerpberekening volgens het veiligheidsformat voorstel is de minimale damwandlengte en de daarbij behorende rekenwaarde van met moment in de wand en ankerkracht. Vervolgens wordt afgeleid welk damwandprofiel benodigd is om de rekenwaarde van het moment en de ankerkracht te kunnen weerstaan. In plaats van daadwerkelijke damwandprofielen wordt gebruik gemaakt van relaties tussen het weerstandsmoment en ankerdiameter (zonder corrosie). Hiervoor worden de relaties uit [4] gebruikt, waarbij rekening gehouden wordt met:

1. De ratio tussen de verwachtingswaarde van de staalsterkte en de rekenwaarde van de staalsterkte conform aangehouden in de van CROW-case (deze ratio is afgestemd op EC3 [31]).
2. Een dikteafname van het staal conform de NEN 6766 [17] (conform veiligheidsformat voorstel).
3. De relatie tussen het initiële weerstandsmoment en de initiële wanddikte zoals gehanteerd in de CROW-case.
4. De relatie tussen het initiële weerstandsmoment en initiële wanddikte.

Vervolgens wordt het gemiddelde van de faalkansen behorende bij de betrouwbaarheidsindices uit de probabilistische analyses voor de damwandontwerpen met het veiligheidsformat voorstel bepaald en wordt het gemiddelde van de faalkansen

$P_{f,prob,LSF,gem}$ van een serie bepaald. Hierna worden een gemiddelde betrouwbaarheidsindex $\beta_{prob,LSF,gem}$ en het verschil, $\Delta\beta_{prob,LSF,gem}$ met de doelbetrouwbaarheid bepaald. Voor het onderzoek naar een eventuele trendbreuk worden voor de nieuwbouw cases met een levensduur van 50 jaar ook damwandontwerpen volgens de NEN9997-1 gemaakt. De minimale damwandlengte, maximale momenten en ankerkracht van de damwandontwerpen, die gemaakt zijn op basis van het veiligheidsformat voorstel en de NEN9997-1, worden vervolgens onderling vergeleken. Daarnaast worden deze resultaten vergeleken met de waarden die eerder zijn bepaald met probabilistische analyses met en zonder en modelonzekerheid, zie Tabel 6.2. Hierbij zijn de lengte, het moment en de ankerkracht gebaseerd op separate analyses voor respectievelijk de uiterste grenstoestanden LSF-GROND, LSF-WAND en LSF-ANKER.

Tabel 6.2 Minimale damwandlengte en rekenwaarde van moment en ankerkracht op basis van probabilistische ontwerpberekeningen met modelonzekerheid [5].

Grond-opbouw	CC	CoV Anker stijfheid	Damwandontwerp op basis van probabilistische ontwerpberekeningen		
			Lengte [m]	Moment [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]
Klei-zand	1	0,15	13,20	466,2	196,7
		0,5	13,21	468,9	203,4
	3	0,15	13,97	541,0	219,9
		0,5	13,99	542,0	230,7
Dunne kleilaag-zand	1	0,15	12,59	281,8	161,1
		0,5	12,60	284,6	166,5
	3	0,15	14,08	333,1	179,1
		0,5	14,10	335,7	186,0
Zand	1	0,15	12,45	212,1	157,6
		0,5	12,46	217,6	170,9
	3	0,15	13,80	270,8	178,2
		0,5	13,82	276,2	195,2

6.2.3 Meervoudig verankerde en gestempelde cases

Voor de verificatie wordt gebruik gemaakt van de ontwerpen van de meervoudig verankerde en gestempelde wanden die voor de kalibratie op basis van het semi-probabilistische veiligheidsformat zijn gemaakt. Dit betreffen ontwerpen die volgens berekeningsschema A en B in zijn gemaakt voor de:

1. Meervoudig verankerde case met 2 verschillende grond-opbouwen.
2. Kruisplein diepwand case.

Vervolgens is met probabilistische analyses op dezelfde wijze als eerder toegepast in het onderzoek van deze cases [4] de betrouwbaarheid van het ontwerp bepaald. Voor de probabilistische analyses berekening is het volgende nodig:

- Meervoudig ondersteunde case: de verwachtingswaarde van staalsterkte van de damwand en de verwachtingswaarde van de sterkte van de twee ankers nodig. Deze verwachtingswaarden worden bepaald op basis van de rekenwaarden uit het ontwerp uitgaande van de lognormale verdeling en de variatiecoëfficiënten zoals die in de probabilistische analytische worden toegepast [4].
- Kruisplein diepwandcase: de verwachtingswaarde van momentcapaciteit van de diepwand en de verwachtingswaarde van de sterkte van de 9 stempels. Deze verwachtingswaarden worden bepaald op basis van de rekenwaarden uit het ontwerp uitgaande van de lognormale verdeling en de variatiecoëfficiënten zoals die in de probabilistische analytische worden toegepast [4].

Voor het ontwerp en de probabilistische analyses zijn dezelfde uitgangspunten en software gehanteerd als eerder gehanteerd [4].

Tabel 6.3 Rekenwaarde op basis van probabilistische ontwerpberekeningen met modelonzekerheid volgens schema A van de cases met meerdere steunpunten [5].

Case	Eenheid maatgevende rekenwaarde in ontwerp	Onderdeel	Rekenwaarde op basis van probabilistische ontwerpberekeningen met modelonzekerheid volgens schema A
Meervoudig klei-zand	Kracht [kN/m]	Anker 1	482,6
		Anker 2	1060,5
	Spanning [N/mm ²]	Stalen damwand	221518
Meervoudig zand	Kracht [kN/m]	Anker 1	401,4
		Anker 2	1025,9
	Spanning [N/mm ²]	Stalen damwand	195480
Kruisplein	Kracht [kN/m]	Stempel 1	574,2
		Stempel 2	432,65
		Stempel 3	907,02
		Stempel 4	1044,85
		Stempel 5	795,40
		Stempel 6	1103,13
		Stempel 7	1031,39
		Stempel 8	696,78
		Stempel 9	205,45
	Moment [kNm/m]	Diepwand	3323,01

6.3 Resultaten

6.3.1 CROW-case

6.3.1.1 Berekeningen

Het resultaat van de semi-probabilistische ontwerpberekeningen voor CC1 en CC3 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar volgens het veiligheidsformat voorstel (**CROW**) en de NEN9997-1 (**EC7**) staan in Tabel 6.4 weergegeven. Vervolgens zijn de maximale momenten en de ankerkrachten van de ontwerpen volgens het veiligheidsvoorstel (**CROW**) op de in Paragraaf 6.2.1 beschreven wijze ten behoeve van de invoer voor probabilistische analyses omgezet naar het initiële weerstandsmoment en initiële ankerdiameter.

Met de probabilistische analyses met de in [4] beschreven uitgangspunten is per grenstoestandsfunctie (LSF) de betrouwbaarheidsindex van de damwandontwerpen, die volgens het veiligheidsformat zijn gemaakt, bepaald zie Tabel 6.5.

Tabel 6.4 Minimale damwandlengte en bijbehorende maximale momenten en ankerkrachten, CROW-case, nieuwbouw levensduur 50 jaar.

Grond-opbouw	CC	Variatie-coëfficiënt van de ankerstijfheid [-]	Minimale damwandlengte [m]		Maximaal moment, $ M _{max}$ [kNm/m]		Maximale ankerkracht [kN/m]	
			CROW	EC7	CROW	EC7	CROW	EC7
Klei-zand	1	0,15	13,73	13,89	470,3	591,9	209,1	235,1
		0,5	13,74	13,89	470,3	591,9	218,9	252,9
	3	0,15	14,67	14,41	620,1	709,7	245,4	272,8
		0,5	14,67	14,41	620,1	709,7	264,1	293,3
Dunne kleilaag-zand	1	0,15	12,39	12,55	325,9	428,0	173,4	207,6
		0,5	12,39	12,56	326,1	428,2	189,8	224,0
	3	0,15	13,44	13,05	439,9	511,4	215,1	240,8
		0,5	13,44	13,05	440,0	511,5	232,1	259,6
Zand	1	0,15	12,44	12,60	274,4	383,7	164,9	212,1
		0,5	12,44	12,60	275,1	384,1	197,9	246,5
	3	0,15	13,56	13,11	382,9	458,7	206,4	239,6
		0,5	13,56	13,11	383,4	459,2	245,1	279,7

Tabel 6.5 Betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen van de damwandontwerpen voor de CROW-case, nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar op basis van het veiligheidsformat voorstel.

Grond-opbouw	Gevolgklasse en levensduur, T	Variatie-coëfficiënt van de ankerstijfheid [-]	Betrouwbaarheidsindex uit probabilistische analyse de damwandontwerpen op basis veiligheidsformat voorstel			
			LSF-GEO	LSF-WAND	LSF-ANKER	
					$(CoV_{\Delta a} = 0,15)$	$CoV_{\Delta a} = 0,30$
Klei-zand	CC1 nieuwbouw T = 50 jaar	0,15	4,0	3,5	(3,8)	3,6
		0,5	4,0	3,5	(3,8)	3,6
	CC3 nieuwbouw T = 50 jaar	0,15	4,9	5,3	(5,1)	4,9
		0,5	4,9	5,3	(5,3)	5,0
Dunne kleilaag-zand	CC1 nieuwbouw T = 50 jaar	0,15	3,1	3,3	(3,7)	3,5
		0,5	3,1	3,3	(3,9)	3,8
	CC3 nieuwbouw T = 50 jaar	0,15	4,0	4,7	(5,2)	4,9
		0,5	4,0	4,7	(5,3)	5,1
Zand	CC1 nieuwbouw T = 50 jaar	0,15	3,3	3,3	(3,5)	3,4
		0,5	3,3	3,2	(3,9)	3,8
	CC3 nieuwbouw T = 50 jaar	0,15	4,2	4,6	(5,0)	4,8
		0,5	4,2	4,5	(5,3)	5,1

Het resultaat van de semi-probabilistische ontwerpberekeningen voor CC3 nieuwbouw met een levensduur van 100 jaar volgens het veiligheidsformat voorstel staat in Tabel 6.6 weergegeven. Vervolgens zijn de maximale momenten en de ankerkrachten van de ontwerpen volgens het veiligheidsvoorstel op de in Paragraaf 6.2.1 beschreven wijze ten behoeve van de invoer voor probabilistische analyses omgezet naar het initiële weerstandsmoment en initiële ankerdiameter.

Met de probabilistische analyses met de in [4] beschreven uitgangspunten is per grenstoestandsfunctie (LSF) de betrouwbaarheidsindex van de damwandontwerpen, die volgens het veiligheidsformat zijn gemaakt, bepaald zie Tabel 6.7.

Tabel 6.6 Minimale damwandlengte en bijbehorende maximale momenten en ankerkrachten, CROW-case, CC3 nieuwbouw levensduur 100 jaar damwandontwerpen op basis van het veiligheidsformat voorstel.

Grond-opbouw	Gevolgklasse en levensduur, T	Variatie-coëfficiënt van de ankerstijfheid [-]	Minimale damwandlengte	Maximaal moment, $ M _{max}$	Maximale ankerkracht
			[m]	[kNm/m]	[kN/m]
Klei-zand	CC3 nieuwbouw T = 100 jaar	0,15	14,78	643,9	253,8
		0,5	14,78	644,0	272,9
Dunne kleilaag-zand	CC3 nieuwbouw T = 100 jaar	0,15	13,58	459,3	223,8
		0,5	13,58	459,5	240,8
Zand	CC3 nieuwbouw T = 100 jaar	0,15	13,70	400,2	215,8
		0,5	13,70	400,9	255,5

Tabel 6.7 Betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen van de damwandontwerpen voor de CROW-case, CC3 nieuwbouw met een levensduur van 100 jaar op basis van het veiligheidsformat voorstel.

Grond-opbouw	Gevolgklasse en levensduur, T	Variatie-coëfficiënt van de ankerstijfheid [-]	Betrouwbaarheidsindex uit probabilistische analyse de damwandontwerpen op basis veiligheidsformat voorstel			
			LSF-GEO	LSF-WAND	LSF-ANKER	
					$(CoV_{\Delta a} = 0,15)$	$CoV_{\Delta a} = 0,30$
Klei-zand	CC1 nieuwbouw T = 100 jaar	0,15	4,9	5,4	(5,4)	4,0
		0,5	4,8	5,4	(5,6)	4,2
Dun kleilaag-zand	CC3 nieuwbouw T = 100 jaar	0,15	4,0	4,8	(5,5)	4,1
		0,5	4,0	4,8	(5,6)	4,3
Zand	CC1 nieuwbouw T = 100 jaar	0,15	4,2	4,2	(5,5)	4,3
		0,5	4,2	4,2	(5,6)	4,9

Het resultaat van de semi-probabilistische ontwerpberekeningen voor CC2 afkeur met een restlevensduur van 15 jaar volgens het veiligheidsformat voorstel staat in Tabel 6.8 weergegeven. Vervolgens zijn de maximale momenten en de ankerkrachten van de ontwerpen, volgens het veiligheidsformat voorstel, op de in Paragraaf 6.2.1 beschreven wijze ten behoeve van de invoer voor probabilistische analyses omgezet naar het initiële weerstandsmoment en initiële ankerdiameter.

Met de probabilistische analyses met de in [4] beschreven uitgangspunten is per grenstoestandsfunctie (LSF) de betrouwbaarheidsindex van de damwandontwerpen, die volgens het veiligheidsformat zijn gemaakt, bepaald zie Tabel 6.9.

Tabel 6.8 Minimale damwandlengte en bijbehorende maximale momenten en ankerkrachten, CROW-case, CC2 afkeur restlevensduur 15 jaar damwandontwerpen op basis van het veiligheidsformat voorstel.

Grond-opbouw	Gevolgklasse, leeftijd, t en restlevensduur, T	Variatie-coëfficiënt van de ankerstijfheid [-]	Minimale damwandlengte	Maximaal moment, $ M _{\max}$	Maximale ankerkracht
			[m]	[kNm/m]	[kN/m]
Klei-zand	CC2 afkeur $t = 35$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	13,12	407,4	180,0
		0,5	13,12	407,7	193,6
	CC2 afkeur $t = 85$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	13,12	407,4	180,0
		0,5	13,12	407,7	193,6
Dunne kleilaag-zand	CC2 afkeur $t = 35$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	11,62	274,0	149,0
		0,5	11,57	274,2	163,4
	CC2 afkeur $t = 85$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	11,62	274,0	149,0
		0,5	11,62	274,2	163,4
Zand	CC2 afkeur $t = 35$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	11,62	230,3	137,5
		0,5	11,62	230,9	166,5
	CC2 afkeur $t = 85$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	11,62	230,3	137,5
		0,5	11,62	230,9	166,5

Tabel 6.9 Betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen met en zonder modelonzekerheid van de damwandontwerpen voor de CROW-case, CC2 afkeur met een restlevensduur van 15 jaar op basis van het veiligheidsformat voorstel.

Grond-opbouw	Gevolgklasse, leeftijd, t en restlevensduur, T	Variatie-coëfficiënt van de ankerstijfheid [-]	Betrouwbaarheidsindex uit probabilistische analyse de damwandontwerpen op basis veiligheidsformat voorstel			
			LSF-GEO	LSF-WAND	LSF-ANKER	
					$(CoV_{\Delta a} = 0,15)$	$CoV_{\Delta a} = 0,30$
Klei-zand	CC2 afkeur $t = 35$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	3,5	3	(3,0)	2,8
		0,5	3,5	3,1	(3,3)	3,3
	CC2 afkeur $t = 85$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	3,5	3,1	(3,4)	2,7
		0,5	3,5	3,1	(3,6)	2,9
Dun kleilaag-zand	CC2 afkeur $t = 35$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	2,6	2,9	(3,0)	2,8
		0,5	2,6	2,8	(3,2)	3,1
	CC2 afkeur $t = 85$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	2,6	2,9	(3,6)	2,7
		0,5	2,6	2,9	(3,8)	3,0
Zand	CC2 afkeur $t = 35$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	2,7	2,9	(2,8)	2,7
		0,5	2,7	2,9	(3,3)	3,2
	CC2 afkeur $t = 85$ jaar $T = 15$ jaar	0,15	2,7	2,9	(3,6)	2,9
		0,5	2,6	2,9	(3,9)	3,6

Voor de 5 series met varianten van de CROW-case is vervolgens per grenstoestandsfunctie de gemiddelde faalkans $P_{f,gem}$ bepaald. Op basis daarvan is de gemiddelde betrouwbaarheidsindex $\beta_{Pf,gem}$ van de ontwerpen in die serie bepaald, zie Tabel 6.10. Vervolgens is per serie het verschil van gemiddelde betrouwbaarheidsindex $\beta_{Pf,gem}$ en de doelbetrouwbaarheid bepaald. Als laatste is het gemiddelde verschil van alle series met varianten van de CROW-case bepaald, zie Tabel 6.10. Zoals reeds in Paragraaf 6.2.2 gesteld zijn de resultaten voor een variatiecoëfficiënt van de ankerstijfheid van ($CoV_{\Delta a} = 0,15$) puur ter informatie. De kalibratie en verificatie zijn gebaseerd op de resultaten voor $CoV_{\Delta a} = 0,3$ die op metingen is gebaseerd.

Tabel 6.10 Gemiddelde betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen van de damwandontwerpen voor de CROW-case op basis van het veiligheidsformat voorstel.

CC	T	t	β_T	Betrouwbaarheidsindex β_{prob} , uit probabilistische verificatie berekeningen kadeontwerpen op basis met voorgesteld CROW-veiligheidsconcept							
				Gemiddelde betrouwbaarheidsindex $\beta_{Pf,gem} = \Phi^{-1}(\Phi(-\beta_{prob,gem}))$ [-]				Verschil met doelbetrouwbaarheid $\Delta\beta_{Pf,gem} = \beta_{Pf,gem} - \beta_T$ [-]			
				GEO	WAND	ANKER, $CoV_{\Delta a}$		GEO	WAND	ANKER, $CoV_{\Delta a}$	
						(0,15)	0,30			(0,15)	0,30
[j _r]	[j _r]	[-]									
CC2 afkeur	15	35	2,5	2,8	2,9	(3,0)	2,9	0,3	0,4	(0,5)	0,4
CC2 afkeur	15	85	2,5	2,7	3,0	(3,6)	2,9	0,2	0,5	(1,1)	0,4
CC1 nieuw	50	0	3,3	3,3	3,3	(3,7)	3,6	0,0	0,0	(0,4)	0,3
CC3 nieuw	50	0	4,3	4,2	4,7	(5,2)	4,9	-0,1	0,4	(0,9)	0,6
CC3 nieuw	100	0	4,3	4,2	4,4	(5,5)	4,2	-0,1	0,1	(1,2)	-0,1
Gemiddeld verschil ($\Delta\beta_{pob,gem}$) _{gem}								0,1	0,3	(0,8)	0,3

Voor de 5 series met varianten van de CROW-case zijn per grenstoestandsfunctie de minimale en maximale betrouwbaarheid weergegeven in Tabel 6.11. Voor de 5 series met varianten van de CROW-case is per grenstoestandsfunctie het minimale en maximale verschil van betrouwbaarheid van de ontwerpen met de doelbetrouwbaarheid weergegeven in Tabel 6.12.

Tabel 6.11 Minimale en maximale betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen van de individuele damwandontwerpen voor de CROW-case op basis van het veiligheidsformat voorstel.

CC	T	t	β_T	Betrouwbaarheidsindex β_{prob} , uit probabilistische verificatie berekeningen v/d CROW-case ontwerpen op basis van het veiligheidsformat voorstel							
				Minimum [-]				Maximum [-]			
				GEO	WAND	ANKER, $CoV_{\Delta a}$		GEO	WAND	ANKER, $CoV_{\Delta a}$	
						(0,15)	0,30			(0,15)	0,30
[j _r]	[j _r]	[-]									
CC2 afkeur	15	35	2,5	2,6	2,8	(2,8)	2,7	3,5	3,1	(3,3)	3,3
CC2 afkeur	15	85	2,5	2,6	2,9	(3,4)	2,7	3,5	3,1	(3,9)	3,6
CC1 nieuw	50	0	3,3	3,1	3,2	(3,5)	3,4	4,0	3,5	(3,9)	3,8
CC3 nieuw	50	0	4,3	4,0	4,5	(5,0)	4,8	4,9	5,3	(5,3)	5,1
CC3 nieuw	100	0	4,3	4,0	4,2	(5,4)	4,0	4,9	5,4	(5,6)	4,9

Tabel 6.12 Minimale en maximale verschil met de doelbetrouwbaarheid van de betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen van de individuele damwandontwerpen voor de CROW-case op basis van het veiligheidsformat voorstel.

CC	T	t	β_T	Individueel verschil van de betrouwbaarheid met de doelbetrouwbaarheid per ontwerp $\Delta\beta - \beta_1 - \beta_T$							
				Minimum [-]				Maximum [-]			
				GEO	WAND	ANKER, CoV _{Δa}		GEO	WAND	ANKER, CoV _{Δa}	
						(0,15)	0,30			(0,15)	0,30
[jr]	[jr]	[-]									
CC2 afkeur	15	35	2,5	0,1	0,3	(0,3)	0,2	1,0	0,6	(0,8)	0,8
CC2 afkeur	15	85	2,5	0,1	0,4	(0,9)	0,2	1,0	0,6	(1,4)	1,1
CC1 nieuw	50	0	3,3	-0,2	-0,1	(0,2)	0,1	0,7	0,2	(0,6)	0,5
CC3 nieuw	50	0	4,3	-0,3	+0,2	(0,7)	0,5	0,6	1,0	(1,0)	0,8
CC3 nieuw	100	0	4,3	-0,3	-0,1	(1,1)	-0,3	0,6	1,1	(1,3)	0,6

6.3.1.2 Trend

Om vast te stellen of er sprake is van een trendbreuk tussen het veiligheidsformat voorstel en NEN9997-1 zijn de damwandontwerpen die volgens beide methoden zijn gemaakt met elkaar vergeleken. Hiertoe zijn de ratio's tussen de damwandlengte, moment en ankerkracht bepaald, zie Tabel 6.13.

Tabel 6.13 Ratio tussen de waarden van minimale damwandlengte en bijbehorende moment en ankerkracht van het damwandontwerp voor nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar op basis van NEN9997-1 en het veiligheidsformat voorstel.

Grond-opbouw	CC	Variatie-coëfficiënt van de ankerstijfheid [-]	Ratio's damwandontwerp op basis van het NEN9997-1 en het veiligheidsformat voorstel (CROW / EC7) [-]		
			Damwandlengte	Moment	Ankerkracht
Klei-zand	1	0,15	0,988	0,795	0,889
		0,5	0,989	0,795	0,866
	3	0,15	1,018	0,874	0,900
		0,5	1,018	0,874	0,900
Dunne kleilaag+zand	1	0,15	0,987	0,761	0,835
		0,5	0,986	0,762	0,847
	3	0,15	1,030	0,860	0,893
		0,5	1,030	0,860	0,894
Zand	1	0,15	0,987	0,715	0,777
		0,5	0,987	0,716	0,803
	3	0,15	1,034	0,835	0,861
		0,5	1,034	0,835	0,876

In Tabel 6.14 zijn de minimale, gemiddelde en maximale van de ratio's uit Tabel 6.13 weergegeven voor CC1, CC3 en voor CC1 en CC3 tezamen.

Tabel 6.14 Ratio tussen de waarden van minimale damwandlengte en bijbehorende moment en ankerkracht van het damwandontwerp voor nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar op basis van NEN9997-1 en het veiligheidsformat voorstel.

CC	Type waarde	Ratio's damwandontwerp op basis van het NEN9997-1 en veiligheidsformat voorstel (CROW/EC7) [-]		
		Damwandlengte	Moment	Ankerkracht
1+3	Maximum	1,034	0,874	0,900
	Gemiddelde	1,007	0,807	0,862
	Minimum	0,986	0,715	0,777
1	Maximum	0,989	0,795	0,889
	Gemiddelde	0,987	0,757	0,836
	Minimum	0,986	0,715	0,777
3	Maximum	1,034	0,874	0,900
	Gemiddelde	1,027	0,856	0,887
	Minimum	1,018	0,835	0,861

De gemiddelden van de ratio's voor CC1+CC3 in Tabel 6.14 geven aan dat het veiligheidsvoorstel leidt tot damwandconstructies waarvan gemiddeld:

- De damwandlengte iets langer (0,7%) is aan een NEN9997-1 ontwerp.
- Het moment 19% lager is dan van een NEN9997-1 ontwerp.
- De ankerkracht 14% lager is dan van een NEN9997-1 ontwerp.

De gemiddelden van de ratio's voor CC1 in Tabel 6.14 geven aan dat het veiligheidsvoorstel leidt tot damwandconstructies waarvan gemiddeld:

- De damwandlengte 1,3% korter is dan van een NEN9997-1 ontwerp.
- Het moment 24% lager is dan van een NEN9997-1 ontwerp.
- De ankerkracht 16% lager is dan van een NEN9997-1 ontwerp.

De gemiddelden van de ratio's voor CC3 in Tabel 6.14 geven aan dat het veiligheidsvoorstel leidt tot damwandconstructies waarvan gemiddeld:

- De damwandlengte 2,7% langer is dan van een NEN9997-1 ontwerp.
- Het moment 14% lager is dan van een NEN9997-1 ontwerp.
- De ankerkracht 13% lager is dan van een NEN9997-1 ontwerp.

Dit betekent dat de trend van lagere momenten en ankerkrachten significant groter is voor CC1 dan voor CC3. Daarnaast is afgerond voor CC3 sprake van 3% toename en voor CC1 1% afname van de minimale damwandlengte.

Deze beperkte toename van de minimale damwandlengte voor CC3 lijkt klein maar resulteert in een andere trend namelijk in de benodigde significante toename van de betrouwbaarheid op geotechnisch falen. Om dit nader te kwantificeren worden de minimale damwandlengte van de damwandontwerpen volgens het veiligheidsformat voorstel (**CROW**) en de NEN9997-1 (**EC7**) (Tabel 6.4) vergeleken met de minimale damwandlengte uit de probabilistische analyses (**PROB**), zie Tabel 6.2. De ratio's tussen minimale damwandlengte berekend op semi-probabilistische wijze (**EC7** en **CROW**) en probabilistische wijze (**PROB**) zijn in Tabel 6.15 weergegeven. In Tabel 6.16 zijn de gemiddelden en minima van Tabel 6.15 van CC1, CC3 en voor CC1 en CC3 tezamen weergegeven.

Tabel 6.16 laat zien dat in CC3 de gemiddelde ratio van de minimale damwandlengte berekend met beide semi-probabilistische ontwerpmethoden met de minimale lengte berekend in de probabilistische analyses met modelonzekerheid beneden de 1,0 lag. Voor het veiligheidsformat voorstel was dat 0,5% en voor de NEN 9997-1 was dat 3,1%. Het grootste verschil in lengte tussen het probabilistische ontwerp en dat volgens de NEN 9997-1

voor CC3 trad op bij de CROW-case met de dunne kleilaag + zand met een minimale damwandlengte volgens de NEN 9997-1 van 13,05 m. Uit een probabilistische analyse volgt dat de betrouwbaarheid voor deze lengte van 13,05 m $\beta = 3,7$ is. Dat betekent dat de faalkans meer dan een factor 10 groter is de faalkans die hoort bij de doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 4,3$.

Tabel 6.15 Ratio tussen minimale damwandlengte berekend voor nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar op basis van NEN9997-1 en het veiligheidsformat voorstel en de minimale lengte uit de probabilistische analyses.

Grond-opbouw	CC	Variatie-coëfficiënt van de ankerstijfheid [-]	Ratio tussen minimale damwandlengte berekend op semi-probabilistische wijze (EC7 en CROW) en probabilistische wijze (PROB) voor nieuwbouw met 50 jaar levensduur	
			CROW / PROB	EC7 / PROB
Klei-zand	1	0,15	1,040	1,052
		0,5	1,040	1,051
	3	0,15	1,050	1,031
		0,5	1,049	1,030
Dunne kleilaag+zand	1	0,15	0,984	0,997
		0,5	0,983	0,997
	3	0,15	0,955	0,927
		0,5	0,953	0,926
Zand	1	0,15	0,999	1,012
		0,5	0,998	1,011
	3	0,15	0,983	0,950
		0,5	0,981	0,949

Tabel 6.16 Gemiddelde en minimum ratio per CC-klasse tussen de minimale damwandlengte berekend voor nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar op basis van NEN9997-1 en het veiligheidsformat voorstel en de minimale damwandlengte uit de probabilistische analyse met en zonder modelonzekerheid.

CC	Type waarde	Ratio tussen minimale damwandlengte berekend op semi-probabilistische wijze (EC7 en CROW) en probabilistische wijze (PROB) voor nieuwbouw met 50 jaar levensduur	
		CROW / PROB	EC7 / PROB
1+3	Maximum	1,050	1,052
	Gemiddelde	1,001	0,994
	Minimum	0,953	0,926
1	Maximum	1,040	1,052
	Gemiddelde	1,007	1,020
	Minimum	0,983	0,997
3	Maximum	1,050	1,031
	Gemiddelde	0,995	0,969
	Minimum	0,953	0,926

Vervolgens is ook het verschil in damwandlengte voor gevolgklasse CC1 en CC3 in meters gekwantificeerd. Voor het gemiddelde verschil tussen de minimale damwandlengte voor gevolgklasse CC1 en CC3 berekend volgens NEN9997-1, het veiligheidsformat voorstel en de damwandlengte uit de probabilistische analyse met modelonzekerheid, zie Tabel 6.17.

Tabel 6.17 laat zien dat het gemiddelde verschil tussen de minimale damwandlengte voor gevolgklasse CC1 en CC3 berekend volgens NEN9997-1 slechts 0,51 m is. Dit is fors minder (58%) dan de 1,21 m uit de probabilistische analyse met modelonzekerheid. Het gemiddelde verschil tussen CC1 en CC3 berekend volgens het veiligheidsformat voorstel is 1,04 m. Dit is tweemaal zo groot als het verschil berekend volgens de NEN9997-1. Het gemiddelde verschil tussen CC1 en CC3 berekend volgens het veiligheidsformat voorstel is 14% minder dan die uit de probabilistische analyse met modelonzekerheid. Opgemerkt moet worden dat deze 14% niet betekent dat de gemiddelde faalkans niet voldoet aan het kalibratiecriterium voor veiligheid. De onderhavige analyse is namelijk ten behoeve van het onderzoek naar de trend. Voor de toetsing aan het kalibratiecriterium wordt verwezen naar Paragraaf 6.4.1..

Tabel 6.17 Gemiddeld verschil in de minimale damwandlengte voor gevolgklasse CC1 en CC3 voor nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar berekend volgens NEN9997-1 (EC7), het veiligheidsformat voorstel (CROW) en de damwandlengte conform de probabilistische analyse met modelonzekerheid.

Verschil in gemiddelde damwandlengte CC3 en CC1 [m]		
Veiligheidsformat voorstel (CROW)	NEN9997-1 (EC7)	Probabilistische analyses met modelonzekerheid
1,04	0,51	1,21

6.3.2 Meervoudig verankerde en gestempelde cases

6.3.2.1 Berekeningsresultaten

Het resultaat van de deterministische ontwerpberekeningen volgens het veiligheidsformat voorstel (**CROW**) en de NEN9997-1 (**EC7**) staan in Tabel 6.18 weergegeven. Met de probabilistische analyses is de betrouwbaarheid bepaald van de damwandontwerpen in Tabel 6.18 die volgens het veiligheidsformat zijn gemaakt, zie Tabel 6.19.

Tabel 6.18 Rekenwaarde moment, anker- en stempelkrachten op basis van deterministische ontwerpberekeningen voor CC2 voor nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar met het veiligheidsformat voorstel en de NEN9997-1 van de cases met meerdere steunpunten.

Case	Eenheid maatgevende rekenwaarde in ontwerp	Onderdeel	Rekenwaarde op basis van deterministische ontwerpberekeningen			
			CROW-Schema		EC7-Schema	
			A	B	A	B
Meervoudig klei-zand	Kracht [kN/m]	Anker 1	537.7	537.7	540.7	507.2
		Anker 2	1107.2	1107.2	1044.0	1035.0
	Spanning [N/mm ²]	Stalen damwand	245092	207765	295604	217152
Meervoudig zand	Kracht [kN/m]	Anker 1	419.3	419.3	407.9	407.9
		Anker 2	1067.4	1067.4	988.7	988.7
	Spanning [N/mm ²]	Stalen damwand	200857	200857	187273	187273
Kruisplein	Kracht [kN/m]	Stempel 1	649.7	649.7	611.1	611.1
		Stempel 2	438.4	438.4	395.7	481.6
		Stempel 3	881.7	881.7	833.1	833.1
		Stempel 4	1083.3	1083.3	1048.9	1029.6
		Stempel 5	829.8	845.6	884.2	1043.5
		Stempel 6	1147.9	1147.9	1074.3	1074.3
		Stempel 7	1003.5	1003.5	938.3	938.3
		Stempel 8	660.5	660.5	599.0	599.0
		Stempel 9	196.4	196.4	177.1	184.0
	Moment [kNm/m]	Diepwand	3300	3300	3417	3417

Tabel 6.19 Betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen met modelonzekerheid van de ontwerpen voor de meervoudige en de kruispleindiepwand case op basis van het veiligheidsformat voorstel voor CC2 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.

Case	LSF [Type]	Onderdeel	Betrouwbaarheidsindex probabilistische verificatie berekening van de ontwerpen op basis van het veiligheidsformat voorstel	
			Schema A	Schema B
Meervoudig klei-zand	ANKER	Anker 1	4,6	4,6
		Anker 2	4,1	4,1
	WAND	Stalen damwand	4,6	3,5
Meervoudig zand	ANKER	Anker 1	4,1	4,1
		Anker 2	4,1	4,1
	WAND	Stalen damwand	4,2	4,2
Kruisplein	ANKER	Stempel 1	4,7	4,7
		Stempel 2	3,9	3,9
		Stempel 3	3,6	3,6
		Stempel 4	4,1	4,1
		Stempel 5	4,0	4,3
		Stempel 6	4,1	4,1
		Stempel 7	3,6	3,6
		Stempel 8	3,5	3,5
		Stempel 9	3,5	3,5
	WAND	Diepwand	3,8	3,8

Voor de 2 series met meervoudig verankerde en gestempelde cases is vervolgens per grenstoestandsfunctie de gemiddelde faalkans $P_{f,gem}$ bepaald. Op basis daarvan is de gemiddelde betrouwbaarheidsindex $\beta_{Pf,gem}$ van de damwandontwerpen in die serie berekend, zie Tabel 6.20. Vervolgens is per serie het verschil van gemiddelde betrouwbaarheidsindex $\beta_{Pf,gem}$ en de doelbetrouwbaarheid bepaald. Als laatste is het gemiddelde verschil van alle series met varianten van de CROW-case berekend, zie Tabel 6.20.

Tabel 6.20 Gemiddelde betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen met modelonzekerheid van de ontwerpen voor de meervoudige en de kruispleindiepwand case op basis van het veiligheidsformat voorstel voor CC2 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.

Case	β_T [-]	Betrouwbaarheidsindex β_{prob} , uit probabilistische verificatie berekeningen van de ontwerpen op basis van het veiligheidsformat voorstel											
		Gemiddelde betrouwbaarheids-index $\beta_{prob,gem} = \Phi^{-1}(\Phi(-\beta_{prob,gem}))$ [-]						Verschil met doelbetrouwbaarheid $\Delta\beta_{pob,gem} = \beta_{pob,gem} - \beta_T$ [-]					
		LSF-WAND schema			LSF-ANKER schema			LSF-WAND schema			LSF-ANKER schema		
		A	B	A&B	A	B	A&B	A	B	A&B	A	B	A&B
Meervoudig	3,8	4,2	4,2	4,2	4,3	3,7	3,8	0,4	0,4	0,4	0,5	-0,1	0,0
Kruisplein	3,8	3,7	3,7	3,7	3,8	3,8	3,8	-0,1	-0,1	-0,1	0,0	0,0	0,0
Gemiddeld verschil ($\Delta\beta_{pob,gem}$)_{gem}								0,2	0,2	0,2	0,3	0,0	0,0

Voor de 2 series met meervoudig verankerde en gestempelde cases zijn per grenstoestandsfunctie de minimale en maximale betrouwbaarheid weergegeven in Tabel 6.21. Voor de 2 series met meervoudig verankerde en gestempelde cases is per

grenstoestandsfunctie het minimale en maximale verschil van betrouwbaarheid van de ontwerpen met de doelbetrouwbaarheid weergegeven in Tabel 6.22.

Tabel 6.21 Minimale en maximale betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen van de ontwerpen voor de meervoudige en de kruispleindiepwand case op basis van het veiligheidsformat voorstel voor CC2 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.

Case	β_T [-]	Betrouwbaarheidsindex β_{prob} , uit probabilistische verificatie berekeningen van de ontwerpen op basis van het veiligheidsformat voorstel											
		Minimum [-]						Maximum [-]					
		LSF-WAND schema			LSF-ANKER schema			LSF-WAND schema			LSF-ANKER schema		
		A	B	A&B	A	B	A&B	A	B	A&B	A	B	A&B
Meervoudig	3,8	4,1	4,1	4,1	4,2	3,5	3,5	4,6	4,6	4,6	4,6	4,2	4,6
Kruisplein	3,8	3,5	3,5	3,5	3,8	3,8	3,8	4,7	4,7	4,7	3,8	3,8	3,8

Tabel 6.22 Minimale en maximale verschil met de doelbetrouwbaarheid van de betrouwbaarheid bepaald met probabilistische berekeningen van de individuele damwandontwerpen voor de meervoudige en de kruispleindiepwand case op basis van het veiligheidsformat voorstel voor CC2 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.

Case	β_T [-]	Individueel verschil van de betrouwbaarheid met de doelbetrouwbaarheid per ontwerp $\Delta\beta - \beta - \beta_T$											
		Minimum [-]						Maximum [-]					
		LSF-WAND schema			LSF-ANKER schema			LSF-WAND schema			LSF-ANKER schema		
		A	B	A&B	A	B	A&B	A	B	A&B	A	B	A&B
Meervoudig	3,8	0,3	0,3	0,3	0,4	-0,3	-0,3	0,8	0,0	0,8	0,8	0,4	0,8
Kruisplein	3,8	-0,3	-0,3	-0,3	0,0	0,0	0,0	0,9	0,9	0,9	0,0	0,0	0,0

6.3.2.2 Trend

Om vast te stellen of er sprake is van een trendbreuk zijn de damwandontwerpen volgens het veiligheidsformat voorstel en NEN9997-1 vergeleken. Hiertoe zijn de ratio's van het moment en stempelkracht of de spanning in de wand en de ankerkracht, van de damwandontwerpen (volgens veiligheidsformat voorstel en NEN 9997-1) bepaald. Hierbij wordt uitgegaan van het gemiddelde van de waarde volgens schema A en B in Tabel 6.18. De berekende ratio's zijn in Tabel 6.23 weergegeven. In Tabel 6.24 staan de maxima, gemiddelden en minima van de ratio's uit Tabel 6.23 weergegeven.

Tabel 6.23 Ratio's tussen rekenwaarde berekend voor de meervoudig ondersteunde cases voor CC2 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar op basis het veiligheidsformat voorstel (CROW) en de NEN9997-1 (EC7) en de ratio's tussen deze rekenwaarden de rekenwaarden uit de probabilistische analyses met modelonzekerheid.

Case	Eenheid maatgevende rekenwaarde in ontwerp	Onderdeel	Onderlinge ratio tussen rekenwaarde berekend semi-probabilistische wijze (CROW en EC7)	Ratio tussen rekenwaarde berekend op semi-probabilistische wijze (CROW en E7) en probabilistische wijze met modelonzekerheid (PROB)	
			[-]	[-]	
			CROW/EC7	CROW/PROB	EC7/PROB
Meervoudig klei-zand	Kracht [kN/m]	Anker 1	1,03	1,11	1,09
		Anker 2	1,07	1,04	0,98
	Spanning [N/mm ²]	Damwand	0,89	1,02	1,16
Meervoudig zand	Kracht [kN/m]	Anker 1	1,03	1,04	1,02
		Anker 2	1,08	1,04	0,96
	Spanning [N/mm ²]	Damwand	1,07	1,03	0,96
Kruisplein	Kracht [kN/m]	Stempel 1	1,06	1,13	1,06
		Stempel 2	1,01	1,01	1,01
		Stempel 3	1,06	0,97	0,92
		Stempel 4	1,04	1,04	0,99
		Stempel 5	0,87	1,05	1,21
		Stempel 6	1,07	1,04	0,97
		Stempel 7	1,07	0,97	0,91
		Stempel 8	1,10	0,95	0,86
		Stempel 9	1,09	0,96	0,88
	Moment [kNm/m]	Diepwand	0,97	0,99	1,03

Tabel 6.24 Gemiddelden en minima van de ratio's in Tabel 6.23.

LSF [type]	Type waarde	Onderlinge ratio tussen rekenwaarde berekend semi-probabilistische wijze (CROW en EC7)	Ratio tussen rekenwaarde berekend op semi-probabilistische wijze (CROW en E7) en probabilistische wijze met modelonzekerheid (PROB)	
		[-]	[-]	
		CROW/EC7	CROW/PROB	EC7/PROB
ANKER en STEMPEL	Maximum	1,10	1,13	1,21
	Gemiddeld	1,04	1,03	0,99
	Minimum	0,87	0,95	0,86
WAND	Maximum	1,07	1,03	1,16
	Gemiddeld	0,98	1,01	1,05
	Minimum	0,89	0,99	0,96

De waarden van Tabel 6.24 laten voor de uiterste grenstoestand van de ondersteuning (LSF-ANKER en STEMPEL) zien dat:

- De gemiddelde rekenwaarde van de ontwerpen volgens het veiligheidsformat voorstel is 4% hoger dan die ontworpen volgens de NEN9997-1.
- De gemiddelde rekenwaarde van de ontwerpen volgens het veiligheidsformat voorstel is 3% hoger dan die ontworpen op basis van de probabilistische analyses.
- De rekenwaarde van het ontwerp volgens het veiligheidsformat voorstel is maximaal 5% lager ontworpen op basis van de probabilistische analyses.
- De gemiddelde rekenwaarde van de ontwerpen volgens de NEN9997-1 is 1% lager dan die ontworpen op basis van de probabilistische analyses.
- De rekenwaarde van het ontwerp volgens de NEN9997-1 is maximaal 16 % lager dan ontworpen op basis van de probabilistische analyses.

De waarden van Tabel 6.24 laten voor de uiterste grenstoestand van de wand (LSF-WAND) zien dat:

- De gemiddelde rekenwaarde van de ontwerpen volgens het veiligheidsformat voorstel is 2% lager is dan die ontworpen volgens de NEN9997-1.
- De gemiddelde rekenwaarde van de ontwerpen volgens het veiligheidsformat voorstel is 1% hoger dan die ontworpen op basis van de probabilistische analyses.
- De rekenwaarde van het ontwerp volgens het veiligheidsformat voorstel is maximaal 1% lager dan ontworpen op basis van de probabilistische analyses.
- De gemiddelde rekenwaarde van de ontwerpen volgens de NEN9997-1 is 5% hoger dan die ontworpen op basis van de probabilistische analyses met modelonzekerheid.
- De rekenwaarde van het ontwerp volgens de NEN9997-1 is maximaal 4 % lager dan ontworpen op basis van de probabilistische analyses met modelonzekerheid.

6.4 Toetsing aan kalibratiecriterium en bepaling trend

6.4.1 Toetsing aan kalibratiecriterium

Het kalibratiecriterium in vergelijking (2) bestaat uit het criterium voor de veiligheid in vergelijking (1) aangevuld met een economisch criterium dat ervoor zorgt dat het veiligheidsformat voorstel niet bovenmatig streng is.

De aanvullende testcases voor de verificatie hebben primair tot doel om te bepalen of het veiligheidsformat voorstel voldoende veilig is. Daarnaast heeft de verificatie tot doel om te bepalen of het veiligheidsformat voorstel voldoet aan het economisch criterium

Voor de verificatie is met in totaal 36 probabilistische analyses de betrouwbaarheid bepaald van de damwandontwerpen aanvullende set cases. In Tabel 6.25 is het gemiddeld verschil tussen de betrouwbaarheid van de damwandontwerpen van de aanvullende testcases en de doelbetrouwbaarheid vermeld. Daarnaast zijn de extreme individueel verschillen weergegeven per uiterste grenstoestand. Uit de in Tabel 6.25 weergegeven resultaten volgt dat de damwandontwerpen van de aanvullende testcases voldoen aan het veiligheidsdeel van het kalibratiecriterium.

Alhoewel het economische deel van het kalibratiecriterium pas van toepassing is op het resultaat van alle testcases tezamen is voor de volledigheid ook een toetsing in Tabel 6.25 (tussen haakjes) opgenomen. Het gemiddelde verschil tussen de betrouwbaarheid van de ontwerpen van de aanvullende testcases en de doelbetrouwbaarheid voor LSF-GEO en LSF-ANKER voldoen aan het economische deel van het kalibratiecriterium. Voor LSF-WAND wordt niet aan het economisch criterium voldaan. Het verschil tussen betrouwbaarheid en doelbetrouwbaarheid is daarvoor 0,1 te hoog. Verder zijn ook de waarden van de totale testsets weergegeven waarbij de toetsing aan het kalibratiecriterium (tussen haakjes) is weergegeven aangezien het kalibratiecriterium per LSF geldt.

Tabel 6.25 Gemiddeld verschil met de doelbetrouwbaarheid van aanvullende testcases voor de verificatie en de extreme individueel verschillen.

Uiterste grenstoestand		Aantal cases	Gemiddeld verschil doelbetrouwbaarheid $(\Delta\beta_{Pf,gem})_{gem} = (\Delta\beta_{Pf,gem} - \beta_r)_{gem}$		Individueel verschil per case $\Delta\beta_i - \beta_i - \beta_r$		
Type	Element		$(\Delta\beta_{Pf,gem})_{gem}$	Kalibratiecriterium		Minimum $\Delta\beta_{min}$	Maximum $\Delta\beta_{max}$
				Veiligheid $0,0 \leq \Delta\beta_{Pf,gem}$	Economisch $\Delta\beta_{Pf,gem} \leq 0,2$		
			[-]		[-]	[-]	
Geotechnisch (GEO)	Grond	12	0,1	voldoet	(voldoet)	-0,3	1,0
Constructief (STR)	Wand	12	0,3	voldoet	(voldoet niet)	-0,1	1,1
	Anker	12	0,2	voldoet	(voldoet)	-0,3	1,3
Alles (GEO+STR)		36	0,2	(voldoet)	(voldoet)	-0,3	1,3

In Tabel 6.26 is het gemiddeld verschil tussen de betrouwbaarheid en de doelbetrouwbaarheid van alle damwandontwerpen van de testcases tezamen vermeld. Daarnaast zijn de extreme individuele verschillen weergegeven per uiterste grenstoestand. Verder zijn ook de gecombineerde waarden (GEO+STR) weergegeven waarbij de toetsing aan het kalibratiecriterium (tussen kaakjes) is weergegeven aangezien deze per LSF geldt. Uit de in Tabel 6.26 weergegeven resultaten volgt dat de ontwerpen aanvullende testcases voldoen aan zowel het veiligheidsdeel als het economische deel van het kalibratiecriterium. Dat betekent de verificatie met succes is afgerond.

Tabel 6.26 Gemiddeld verschil met de doelbetrouwbaarheid van alle testcases (kalibratie+verificatie) en de extreme individueel verschillen.

Uiterste grenstoestand		Aantal cases	Gemiddeld verschil doelbetrouwbaarheid $(\Delta\beta_{Pf,gem})_{gem} = (\Delta\beta_{Pf,gem} - \beta_r)_{gem}$		Individueel verschil per case $\Delta\beta_i - \beta_i - \beta_r$		
Type	Element		$(\Delta\beta_{Pf,gem})_{gem}$	Kalibratiecriterium		Minimum $\Delta\beta_{min}$	Maximum $\Delta\beta_{max}$
				Veiligheid $0,0 \leq \Delta\beta_{Pf,gem}$	Economisch $\Delta\beta_{Pf,gem} \leq 0,2$		
			[-]		[-]	[-]	
Geotechnisch (GEO)	Grond	30	0,1	Voldoet	voldoet	-0,3	1,0
Constructief (STR)	Wand	36	0,2	Voldoet	voldoet	-0,3	1,1
	Anker en stempel	56	0,2	Voldoet	voldoet	-0,3	1,3
Alles (GEO+STR)		122	0,2	(voldoet)	(voldoet)	-0,3	1,3

6.4.2 Trendbreuk

Samengevat leidt de introductie van het veiligheidsformat voorstel tot een positieve trendbreuk ten opzichte van de NEN 9997-1 (CUR166). De gemiddelde faalkans van de damwandontwerpen volgens het veiligheidsformat voorstel is namelijk kleiner dan de faalkanseis (dit is bij ontwerp volgens NEN 9997-1(CUR166) niet altijd zo) en er kan economischer worden ontworpen. De rekenwaarden van de damwandontwerpen van de testcase series op basis van het veiligheidsformat laten de volgende verschillen zien wanneer ze worden vergeleken met ontwerpen op basis van de NEN 9997-1:

- Er is gemiddeld circa 15% afname van ankerkracht en circa 20% afname van rekenwaarde van de maatgevende momenten in de damwandwand bij de CROW-case (enkelvoudige verankerde damwanden met een minimale inbeddingsdiepte).
- De minimale damwandlengte blijft gemiddeld ongeveer gelijk maar neemt bij de CROW-case voor CC1 met een procent af en bij CC3 met enige procenten toe.

- Bij de cases met damwanden met meerdere steunpunten en een grote inbeddingsdiepte nemen gemiddeld enerzijds de rekenwaarden van anker/stempelkrachten enige procenten toe maar anderzijds nemen de snedekrachten in de wand met enige procenten af.
- De faalkans van geotechnisch bezwijken bij de minimale damwandlengte van enkelvoudig verankerde damwanden in gevolgklasse 1 t/m 3 voldoet nu wel aan de faalkanseis. De gemiddelde faalkans van de NEN 9997-1 ontwerpen voldeed niet aan de faalkanseis door met name een te grote faalkans bij CC3.
- De constructieve betrouwbaarheid van de stempels en ankers bij beide cases met damwanden met meerdere steunpunten en een grote inbeddingsdiepte voldoet nu wel en bij de ontwerpen volgens NEN 9997-1 niet. Bij de NEN 9997-1 ontwerpen was namelijk de rekenwaarde van de anker- en stempelkracht tot wel 14% lager dan die van het probabilistisch ontwerp.

Verder dragen de volgende verschillen met de NEN997-1 bij aan de positieve trendbreuk:

- De modelfactoren NEN 9997-1 artikel 9.7.1 (o) $\gamma_{F,A} = 1,1$ voor de gording en ankerschot en $\gamma_{F,A} = 1,25$ voor stempel en de ankerstang komen te vervallen.
- Indien de beoordeling met een 2D of 3D eindige elementen berekening is uitgevoerd, waarbij de gehele constructie is gemodelleerd, wordt voldaan aan de beoordeling op de mechanismen passieve weerstand van ankerschot/ankerwand, Kranz, heave en totale stabiliteit, omdat deze mechanismen in de berekening worden meegenomen. Dit is significant gunstiger dan de NEN 9997-1 beoordeling. Hierdoor zal het aantal afkeuringen van bestaande constructies op Kranz fors worden gereduceerd.
- De modelfactor van 1,15 op de ankerkracht bij berekeningen met het verenmodel uit de CUR166 is expliciet in het veiligheidsformat voorstel opgenomen. In het huidige stappenplan is deze factor apart opgeschreven en kan nog wel eens vergeten worden. Dit zal ten opzichte van de huidige praktijk tot een toename van de betrouwbaarheid van het anker leiden omdat de kans dat de factor vergeten wordt minder is.

6.4.3 Discussie

De trendbreuk van circa 15% lagere ankerkrachten en circa 20% lagere momenten bij een damwand met een minimale damwandlengte is eenvoudig te verklaren. De damwand is bij de STR beoordelingscombinatie VC3STR+M2STR namelijk geen damwand meer met een minimale inbeddingslengte. Het grootste deel van winst zit in de verlaging van de ankerkracht en het veldmoment door het ontstaan van een inklemmingsmoment.

Bij damwanden met meerdere ankers en/of stempels speelt over het algemeen de minimale inbeddingsdiepte geen rol. Dat betekent dat er vanuit dat aspect geen grote trendbreuk in momenten, anker- en stempelkrachten worden verwacht. Dit blijkt ook uit de berekeningsresultaten.

Voor het anker/stempel was beoordelingscombinatie V4+M1 bij 1 van de 30 enkelvoudig verankerde ontwerpen maatgevend en voor de wand was dit bij 2 van de 30 enkelvoudige verankerde ontwerpen zo.. Dit in tegenstelling tot de ontwerpen voor meervoudig ondersteunde damwanden; daar was V4+M1 bijna altijd maatgevend.

De beoordelingscombinatie V4+M1 zal bij enkelvoudige verankerde damwanden met grotere kerende hoogte en/of situaties met bodembescherming naar verwachting vaker maatgevend zijn.

7 Conclusies

7.1 Veiligheid en economie van het toetsvoorschrift

Het kalibratieproces is met succes afgerond; er is een semi-probabilistisch toetsvoorschrift (veiligheidsformat) opgesteld dat voldoet aan het kalibratiecriterium. Met 122 probabilistische analyses is de faalkans van damwandontwerpen voor testcases op basis van het veiligheidsformat bepaald. De gemiddelde faalkans $P_{f,gem}$ van deze testcases voldoet aan de faalkanseis $P_{f,norm}$ van de NEN 1990 en NEN 8700. Het verschil tussen de betrouwbaarheid van deze ontwerpen, $\beta_{P_{f,gem}}$ en de vereiste doelbetrouwbaarheid, $\beta_{P_{f,norm}}$ is beperkt, namelijk $0,0 \leq (\beta_{P_{f,gem}} - \beta_{P_{f,norm}}) \leq 0,2$. Hieruit volgt dat het veiligheidsformat, vanuit economisch oogpunt, niet bovenmatig streng is.

De verificatie is uitgebreid en omvat vijf series met enkelvoudig verankerde damwanden met ieder drie verschillende grond-opbouwen en twee verschillende mate van onzekerheid van de ankerstijfheid. De berekeningen zijn uitgevoerd voor verschillende gevolklassen (CC1 t/m CC3):

1. CC1 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.
2. CC3 nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar.
3. CC2 afkeur met restlevensduur van 15 jaar bij een leeftijd van 35 jaar.
4. CC2 afkeur met restlevensduur van 15 jaar bij een leeftijd van 85 jaar.
5. CC3 nieuwbouw met een levensduur van 100 jaar.

Daarnaast zijn twee series met meervoudig verankerde en gestempelde wanden berekend. Deze berekeningen zijn uitgevoerd voor de gevolklasse CC2 nieuwbouw met 50 jaar levensduur. In deze 2 series zijn de damwanden met zowel CUR166 berekeningsschema A als B ontworpen:

6. Een meervoudig verankerde case met 2 groutankers en onderwaterbeton met 8 bouwfasen. Deze case is ontworpen voor 2 verschillende grond-opbouwen.
7. De Kruisplein diepwand case met 13 grondlagen, 14 bouwfasen, 9 tijdelijke stempels, 5 definitieve vloeren en een dak.

7.2 Wijzigingen ten opzichte van NEN 9997-1 / CUR166

Het opgestelde gekalibreerde veiligheidsformat voorstel sluit aan op de aanpak van de nieuwe generatie Eurocodes en komt in essentie overeen met die van het huidige CUR166 stappenplan, echter met andere benaming. In lijn met de beoordelingsystematiek van damwandconstructies in de nieuwe generatie Eurocodes bestaat het veiligheidsformat voor de uiterste grenstoestand (UGT) uit twee beoordelingscombinaties:

- VC3 + M2 (\triangleq CUR166 stap 6.1 t/m 6.4).
- VC4 + M1 (\triangleq CUR166 stap 6.5).

Bij de eerste beoordelingscombinatie VC3 + M2 zijn de partiële factoren op de belastingen en de grondeigenschappen $\geq 1,0$. Bij de tweede beoordelingscombinatie VC4 + M1 zijn de partiële factoren voor de grondeigenschappen en de belasting 1,0. Hierbij wordt de rekenwaarde van de snedekrachten bepaald met een partiële factor op het belastingeffect.

Voor beoordelingscombinatie VC3 + M2 is voor de grenstoestanden GEO en STR een aparte set met partiele factoren opgesteld. Om onderscheid tussen deze twee sets te maken zijn respectievelijk de labels "GEO" en "STR" toegevoegd. Het veiligheidsformat gaat verder uit van de belastingcombinatie aanpak zoals gebruikelijk is in de Eurocode. Hierbij worden leidende belastingen gecombineerd met gelijktijdig optredende belastingen die met de combinatie factor ψ_0 worden gereduceerd.

Overige aanpassingen:

- “Karakteristieke” waarde van de belasting en sterkte wordt “Representatieve”.
- De representatieve waarde van de variabele belastingen heeft jaarlijkse overschrijdingskans van 2%.
- Indien de beoordeling met een 2D of 3D eindige elementen berekening is uitgevoerd waarbij de gehele constructie is gemodelleerd is aangetoond dat wordt voldaan aan de beoordeling op de overige mechanismen: bezwijken van verankering door afschuiving langs een recht glijvlak ('Kranz'), passieve weerstand van ankerschot/ankerwand, groundbreuk, en verlies van totale stabiliteit.
- De modelfactoren van NEN 9997-1 artikel 9.7.1 (o) ($\gamma_{F;A} = 1,1$ voor de gording en ankerschot en $\gamma_{F;A} = 1,25$ voor stempel en de ankerstang) komen te vervallen.
- De modelfactor voor op de ankerkracht is bij EEM berekeningen 1,00 en bij berekeningen met het verenmodel 1,15.
- Er is een nieuwe klasse geïntroduceerd: CC0 nieuwbouw voor situaties met een te verwaarlozen kans op letsel en economische schade.
- Alle berekeningen worden met de verwachtingswaarde van de grondstijfheid uitgevoerd.
- Er zijn partiële factoren afgeleid voor (overige) belastingen die direct op de damwand aangrijpen.
- Met het opgestelde semi-probabilistisch toetsvoorschrift kunnen CC0 t/m CC3 nieuwbouw damwand constructies worden beoordeeld met een levensduur tot 100 jaar. Bestaande damwandconstructies kunnen worden beoordeeld tot een restlevensduur van 50 jaar.
- Het veiligheidsformat is opgesteld voor de uiterste grenstoestanden GEO en STR.
- Het veiligheidsformat is conform de Eurocode opgesteld voor de beoordeling van de betrouwbaarheid van een constructie element dat kan bezwijken. Dit betreft de wand, een anker, een stempel en de grond. Dit in tegenstelling tot de huidige CUR166, waarbij de beoordeling van de betrouwbaarheid van een (nieuwbouw) damwandconstructie als geheel met een faalkansverdeling over de mechanismen.
- Voor corrosie is NEN 6766 van toepassing.

7.3 Toepasbaarheid

Het opgestelde semi-probabilistisch toetsvoorschrift voor beoordeling van de betrouwbaarheid van onverankerde tot en met meervoudig ondersteunde nieuwe en bestaande damwandconstructies is met succes afgestemd op een brede toepassing in Nederland. Er is naast de situaties die worden afgedekt met de 7 series met testcases is bij het op stellen ook rekening gehouden met situaties:

1. Waarbij de onzekerheid van belastingen geen significante invloed hebben of zelfs afwezig zijn.
2. Met een dominante belasting en de overige belastingen geen significante invloed hebben of zelfs afwezig zijn.
3. Met andersoortige belastingen zoals bolderkrachten, axiale belasting, enz, die direct aangrijpen op de damwandconstructie.
4. Waar belastingen fysiek gelimiteerd zijn.
5. Met een levensduur korter of langer dan 50 jaar.
6. Nieuwbouwconstructies zonder eis vanuit menselijke veiligheid (CC0).

Met het opgestelde semi-probabilistisch toetsvoorschrift kunnen CC0 t/m CC3 nieuwbouw damwand constructies worden beoordeeld met een levensduur tot 100 jaar en bestaande damwanden tot een restlevensduur van 50 jaar. De berekeningen voor het veiligheidsformat met zowel een eindige elementen als een verenmodel kunnen worden uitgevoerd.

7.4 Positieve trendbreuk

Samengevat leidt de introductie van het veiligheidsformat voorstel tot een positieve trendbreuk ten opzichte van de NEN 9997-1 (CUR166). De gemiddelde faalkans is namelijk nu wel kleiner dan de faalkanseis en er kan economischer worden ontworpen.

De rekenwaarden van de damwandontwerpen van de testcase series op basis van het veiligheidsformat laten de volgende verschillen zien wanneer ze worden vergeleken met ontwerpen op basis van de NEN 9997-1:

- Er is gemiddeld circa 15% afname van ankerkracht en circa 20% afname van rekenwaarde van de maatgevende momenten in de damwandwand bij CROW-case (enkelvoudige verankerde damwanden met een minimale inbeddingsdiepte).
- De minimale damwandlengte blijft gemiddeld ongeveer gelijk maar neemt bij de CROW-case voor CC1 met een procent af en bij CC3 met enige procenten toe.
- Bij de cases met damwanden met meerdere steunpunten en een grote inbeddingsdiepte nemen gemiddeld enerzijds de rekenwaarden van anker/stempelkrachten enige procenten toe maar anderzijds nemen de snedekrachten in de wand met enige procenten af.
- De faalkans van geotechnisch bezwijken bij de minimale damwandlengte van enkelvoudig verankerde damwanden in gevolgklasse 1 t/m 3 voldoet nu wel aan de faalkanseis. De gemiddelde faalkans van de NEN 9997-1 ontwerpen voldeed niet aan de faalkanseis door met name een te grote faalkans bij CC3.
- De constructieve betrouwbaarheid van de stempels en ankers bij beide cases met damwanden met meerdere steunpunten en een grote inbeddingsdiepte voldoet nu wel en bij de ontwerpen volgens NEN 9997-1 niet. Bij de NEN 9997-1 ontwerpen was namelijk de rekenwaarde van de anker- en stempelkracht tot wel 14% lager dan die van het probabilistisch ontwerp.

Verder dragen de volgende verschillen met de NEN997-1 bij aan de positieve trendbreuk:

- De modelfactoren NEN 9997-1 artikel 9.7.1 (o) $\gamma_{F,A} = 1,1$ voor de gording en ankerschot en $\gamma_{F,A} = 1,25$ voor stempel en de ankerstang komen te vervallen.
- Indien de beoordeling met een 2D of 3D eindige elementen berekening is uitgevoerd waarbij de gehele constructie is gemodelleerd wordt voldaan aan de beoordeling op de mechanismen: bezwijken van verankering door afschuiving langs een recht glijvlak ('Kranz'), passieve weerstand van ankerschot/ankerwand, grondbreuk, en verlies van totale stabiliteit., omdat deze mechanismen in de berekening worden meegenomen. Dit is significant gunstiger dan de NEN 9997-1 beoordeling. Hierdoor zal het aantal afkeuringen van bestaande constructies op Kranz fors worden gereduceerd.
- De modelfactor van 1,15 op de ankerkracht bij berekeningen met het verenmodel uit de CUR166 is expliciet in het veiligheidsformat voorstel opgenomen. In het huidige stappenplan is deze factor apart opgeschreven en kan nog wel eens vergeten worden. Dit zal ten opzichte van de huidige praktijk tot een toename van de betrouwbaarheid van het anker leiden omdat de kans dat de factor vergeten wordt minder is.

7.5 CUR-2025, nationale bijlage nieuwe NEN-EN1997-3 en NEN 8707

De eindconclusie is dat de onderzoeksdoelen zijn bereikt en dat het opgestelde semi-probabilistisch toetsvoorschrift voor beoordeling van de betrouwbaarheid van onverankerde tot en met meervoudig ondersteunde nieuwe en bestaande damwandconstructies geschikt is om te worden gebruikt bij:

- De update van het handboekdamwanden dat gepland staat voor in 2025.
- Het opstellen van de Nederlandse nationale bijlage van de NEN-EN 1997-3.
- Het opstellen van de volgende update van de NEN8707.

Referenties

- [1] CUR166 Damwandconstructies, 6^e herziene druk, ISBN 90 3760 036 8 CUR bouw & Infra, Gouda 2012 + Errata CUR 166 Damwandconstructies, 6^e druk:2012, SBRCURnet, 2014.
- [2] Vernieuwing veiligheidsfilosofie van damwandconstructies, TKI Deltatechnologie Del142, <https://publicwiki.deltares.nl/display/TKIP/DEL142+-+Vernieuwing+veiligheidsfilosofie+van+damwandconstructies>, Deltares, 2024.
- [3] Veiligheid van damwandconstructies Voorstel ontwerpcode, referentie CO-305740-17, Grondmechanica Delft, augustus 1990.
- [4] Veiligheidsfilosofie damwandconstructies - Uitgangspunten probabilistische analyses enkel- en meervoudig ondersteunde damwanden 11207130-008-GEO-0003 versie 1,0, Deltares augustus 2024.
- [5] Veiligheidsfilosofie damwandconstructies – Resultaten probabilistische analyses van enkel- en meervoudig ondersteunde damwanden 11207130-008-GEO-0004 versie 1,0, Deltares augustus 2024.
- [6] Veiligheid van damwandconstructies (een probabilistische methode gebruikmakend van DAMWAND/3) -Enkelvoudig verankerde damwanden, CO-247348/35, Grondmechanica Delft, augustus 1990.
- [7] D-Sheet Piling software, Deltares, versie 22.1.1.35825 en 21.2.500.34522 van 2021 en versie en 22,2,2,38813 van 2022.
- [8] Probabilistic Toolkit software, Deltares, versie 2.3.7.2309 van 2022 en versie 2023.0.2973.0 van 2023.
- [9] MSheet invoerfile "Oost As 10 v01,shi" Gemeentewerken Rotterdam, 8:36 op 26-11-2008
- [10] Richtlijn bewezen sterkte damwanden en kademuren – Eindrapport , TNO referentie TNO 2022-R11621 // Deltares referentie 11206387-002-GEO-0002 Smartport, 2023
- [11] CUR166 Damwandconstructies, 1^e druk, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda oktober 1993.
- [12] VEILIGHEID GRONDKERENDE CONSTRUCTIES, referentie CO-271090/8, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft, 18 december 1984.
- [13] Veiligheid van damwandconstructies - Onderzoeksrapportage deel I, referentie CO-316980/12, Grondmechanica Delft, juli.
- [14] Veiligheid van damwandconstructies - Onderzoeksrapportage deel II, referentie M0053/Sis, Fugro B,V,, 14 augustus 1991.
- [15] Probabilistische berekeningen, onderdeel 7,1Bc GeoDelft, 15 juni 2004.
- [16] Probabilistische berekening, referentie 411850.0022, GeoDelft, 11 februari 2005.
- [17] NEN 6766 Corrosie stalen elementen in de ondergrond, Nederlands Normalisatie Instituut, februari 2023.
- [18] NEN 9997-1 NEN 9997-1+C1:2017 Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels, Nederlands Normalisatie Instituut, Delft, november 2017.
- [19] Gebruikershandleiding voor het GENESYS subsysteem DAMWAND/3, derde editie, H,J, Everts, GENESYS Nederland, Rijkswaterstaat en Laboratorium voor grondmechanica, 1980.
- [20] NEN-EN 1990 NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019 Eurocode - Grondslagen van het constructief ontwerp, inclusief nationale bijlage NB:2019, Nederlands Normalisatie Instituut.
- [21] Durability_3.5.2.145.exe, version July 2017, ArcelorMittal 2017.
- [22] NEN-EN 1993-5 Eurocode 3 Ontwerp en berekening van staalconstructies Deel 5 Palen en damwanden C1:2009 en NB2012, Nederlands Normalisatie Instituut, 2008/2009/2012.
- [23] Ontwerp NEN-EN 1990:2021 Basis of structural and geotechnical design, Nederlands Normalisatie Instituut, september 2021.
- [24] AZ 36-700 Acrelormittal, 2022.

- [25] Partial safety factors for resistance of steel elements to EC3 and EC4 —Calibration for various steel products and failure criteria's, ISBN 92-894-3696-4, European Commission, 2002.
- [26] Schematiseringshandleiding sterkte en stabiliteit kunstwerk, WBI 2017, versie 3,0 Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, 28 mei 2021.
- [27] Draft Eurocode 7: Geotechnical design — Part 1: General rules, FprEN 1997-1:2023.TC250 (E), CEN/TC250, 2023-08-16.
- [28] Draft, Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 3: Geotechnical structures, CEN/TC250, 2023-12-21.
- [29] Richtlijn bewezen sterkte damwanden en kademuren – Eindrapport , TNO referentie TNO 2022-R11621 // Deltares referentie 11206387-002-GEO-0002 Smartport, 2023.
- [30] Veiligheidsbeoordeling bestaande bouw Achtergrondrapport bij NEN 8700, TNO-060-DTM-2011-03086, TNO, december 2011.
- [31] Degradation of Steel Sheet Piles, Modification factor for design value of thickness reduction due to corrosion, 11200741-012-HYE-0009 version 2.0, Deltares, Feb 2020.
- [32] NEN-EN 1990:2011 NEN-EN 1990+A1+A1/C2 Eurocode - Grondslagen van het constructief ontwerp, inclusief nationale bijlage NB:2019, Nederlands Normalisatie Instituut, december 2011.
- [33] Bewezen sterkte damwanden en kademuren - Stap 1. TNO report. Version April 2, 2021.
- [34] KKP HV02 2022 – Versterking Onderzoek Waterveiligheid – Damwanden- Verkenning naar het meenemen van bewezen sterkte bij de beoordeling van bestaande damwanden in regionale waterkeringen - Probabilistische analyses, 11208034-004-ZWS-0001, versie 2.0, Deltares, 16-12-2022.
- [35] Analyse afname dikte ankerstangen Twentekanalen, 11207401-026-HYE-0002 versie 1.0, Deltares, 15-11-2023.
- [36] Analyse afname dikte ankerstangen Twentekanalen, 11207401-026-HYE-0002 versie 1.0, Deltares, 15-11-2023.
- [37] Corrosie-onderzoek ankerstangen - Verkennende analyse metingen Twentekanalen en Roggebotsluis, 11207401-026-HYE versie 1, Deltares, 8 oktober 2024.
- [38] Kalibratie van semi-probabilistische toetsvoorschriften - Algemeen gedeelte, 1207803-003-GEO-0003 versie 1 definitief, 9 december 2013.
- [39] Eurocode - Basis of structural and geotechnical design, FINAL DRAFT FprEN 1990:2022, European Committee for Standardization, October 2022.
- [40] NEN 8700+A1 Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen, Nederlands Normalisatie Instituut, augustus 2020.
- [41] Probabilistic Tools: Reliability Based Soil-Structure Analysis using FE - Application on degrading steel sheet pile retaining wall, 11203769-005-HYE-0001, Deltares 24 maart 2021

A CUR166-1990, herberekening en transitie naar CROW-case

A.1 Inleiding

In deze bijlage wordt in Paragraaf A.2 ingegaan wordt ingegaan het veiligheidsformat van de CUR166 en de achtergronden daarvan. Paragraaf A.3 gaat in op herberekening CUR166-1990 kademuur case en Paragraaf 2.4 op de transformatie CUR166-1990 kademuur case naar CROW-case. In Paragraaf A.5 tot en met en A.7 wordt achtereenvolgens ingegaan op de resultaten van probabilistische analyses van de drie nieuwe cases: de **CROW-case**, de **Meervoudig ondersteunde case** en de **Kruisplein diepwand case**. Afsluitend wordt Paragraaf A.9 afgerond met een analyse van de gezamenlijke resultaten de 3 nieuwe cases.

A.2 CUR166-1990

A.2.1 Algemeen

In deze paragraaf wordt ingegaan op de opzet en achtergronden van de CUR166 ontwerpprocedure. In Paragraaf A.2.2 wordt als eerste ingegaan op de ontwerpprocedure, Paragraaf A.2.3 gaat in op de resultaten van de in 1990 uitgevoerde probabilistische analyses en in Paragraaf A.2.4 op de in 1990 uitgevoerde kalibratie voor de CUR-klassen. In Paragrafen A.2.5 tot en met A.2.7 wordt ingegaan op de bepalingwijze van de partiële factoren in 1990 en als laatste wordt in A.2.8 ingegaan op de in 2004 uitgevoerde probabilistische analyses voor de herziening van de CUR166 in 2005.

A.2.2 Ontwerpprocedure CUR166 (1990)

De veiligheidsfilosofie van de CUR166 is een niveau I probabilistische ontwerpprocedure [3] waarbij de partiële factoren zijn gebaseerd op de probabilistische analyses van LSF-GROND (mechanisme grondbreuk), zie Figuur bijlage A.1. Voor de bepaling van de rekenwaarde van de constructieve elementen dienen de snedekrachten van damwand en het anker te worden vermenigvuldigd met respectievelijk een partiële factor γ_M en γ_F .

Door aan de ontwerpprocedure in Figuur bijlage A.1 partiële factoren op de stijfheid toe voegen [14] worden in de ontwerpprocedure ("stappenplan") ook te passen vervormingsgrenstoestanden berekend. Samengevat met één serie berekeningen (berekeningen 6.1 t/m 6.4 en tegenwoordig 6.5) wordt in een keer de uiterste grenstoestand voor constructieve veiligheid (GROND, WAND en ANKER/STEMPEL) als van de uiterste vervormingsgrenstoestand berekend.

De afzonderlijke probabilistische analyse van de drie mechanismen resulteert in partiële veiligheidsfactoren, die verschillend zijn voor de drie mechanismen. Dit zou ertoe leiden dat voor elk mechanisme apart een niveau I procedure zou moeten worden uitgewerkt.

Er is derhalve voor gekozen te rekenen met één set partiële veiligheidsfactoren behorende bij één van de mechanismen, te weten grondbreuk. Hiermee kan de benodigde inbeddingsdiepte worden bepaald. De damwandberekening bij de gekozen inbeddingsdiepte resulteert tevens in een rekenwaarde voor het moment en de ankerkracht. De marge tussen die rekenwaarden en de benodigde ontwerpwaarden is ondergebracht in afzonderlijke partiële veiligheidsfactoren.

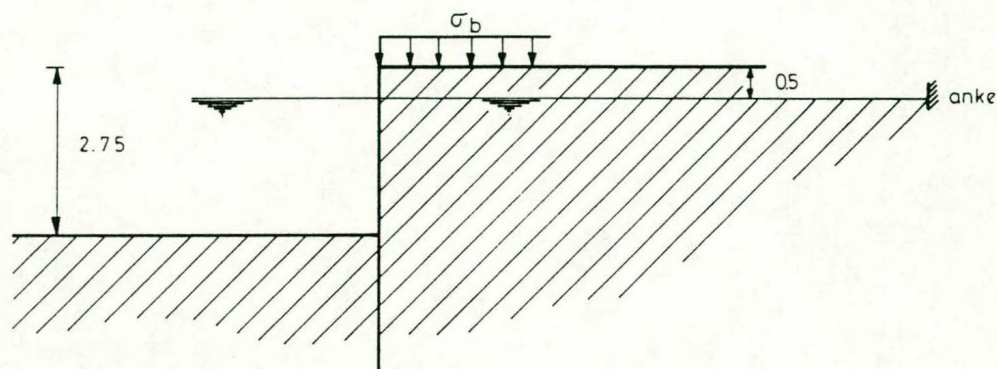
Naast de hierboven genoemde stapsgewijze procedure geldt voor de niveau I probabilistische ontwerpprocedure voor enkelvoudige damwanden:

1. Partiële veiligheidsfactoren of -marges zijn gebaseerd op probabilistische analyses van het mechanisme grondbreuk.
2. Rekenwaarden voor de probleemvariabelen worden vastgesteld door de karakteristieke waarde te vermenigvuldigen met cq te delen door de partiële factor of door optellen cq aftrekken van de additionele veiligheidsmarge.
3. Met deze rekenwaarden wordt de DAMWAND analyse uitgevoerd. Uitkomst van de berekening is:
 - De wand is al of niet stabiel.
 - De optimale lengte is die waarbij nog net een stabiele damwand wordt gevonden.
 - Een rekenwaarde voor het optredende buigend moment.
 - Een rekenwaarde voor de optredende ankerkracht.
4. Indien de uitkomst van de berekening een "stabiele wand" oplevert, dan is aan de veiligheidseis t.a.v. het mechanisme grondbreuk automatisch voldaan.
5. De rekenwaarde voor het optredende moment wordt getoetst aan het gegarandeerde vloeimoment van de planken (5 % ondergrenswaarde) gedeeld door een partiële factor. Voor het bepalen van deze factor is het feit dat met partiële factoren wordt gewerkt die bij een ander mechanisme horen (namelijk grondbreuk) verdisconteerd.
6. De rekenwaarde voor de ankerkracht wordt getoetst aan de vloeikracht van het anker (of de ankerstaaf) gedeeld door een partiële factor. Ook hiervoor geldt dat die is bepaald rekening houdend met het feit dat de berekening is uitgevoerd op basis van partiële veiligheidsfactoren en -marges behorende bij het mechanisme grondbreuk.

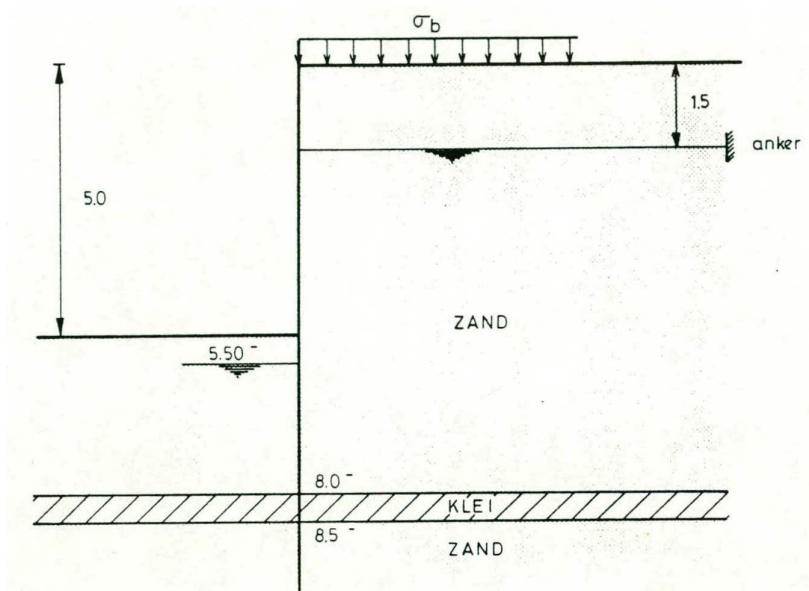
Figuur bijlage A.1 CUR166 Ontwerpprocedure [3].

A.2.3 Probabilistische analyses 1990

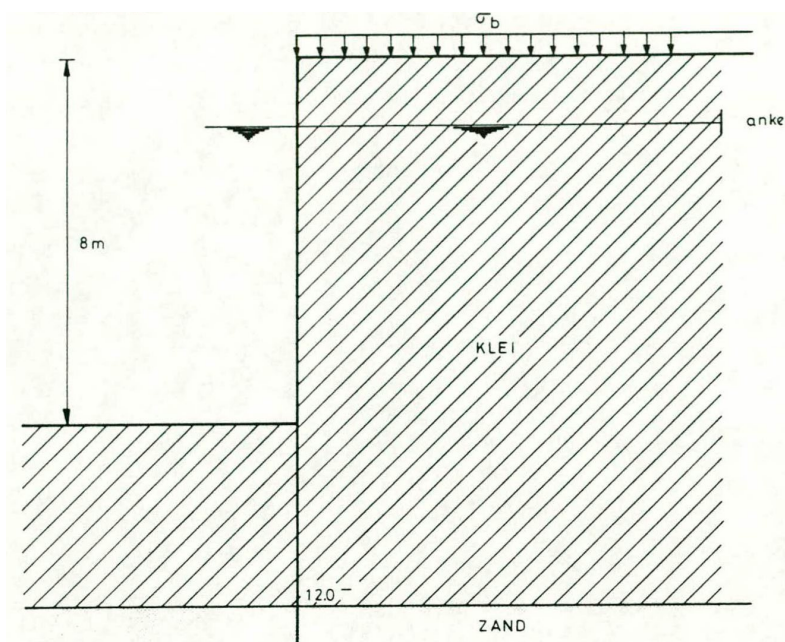
In 1990 zijn voor 3 cases probabilistische analyses uitgevoerd [3], zie Figuur bijlage A.2 t/m Figuur bijlage A.4. De uitgangspunten en resultaten van de analyses zijn opgenomen in [4] Bijlage A.



Figuur bijlage A.2 Houten oeververdediging in homogene klei.



Figuur bijlage A.3 Bouwput in zand met afsluitende kleilaag met daaronder overspannen grondwater.



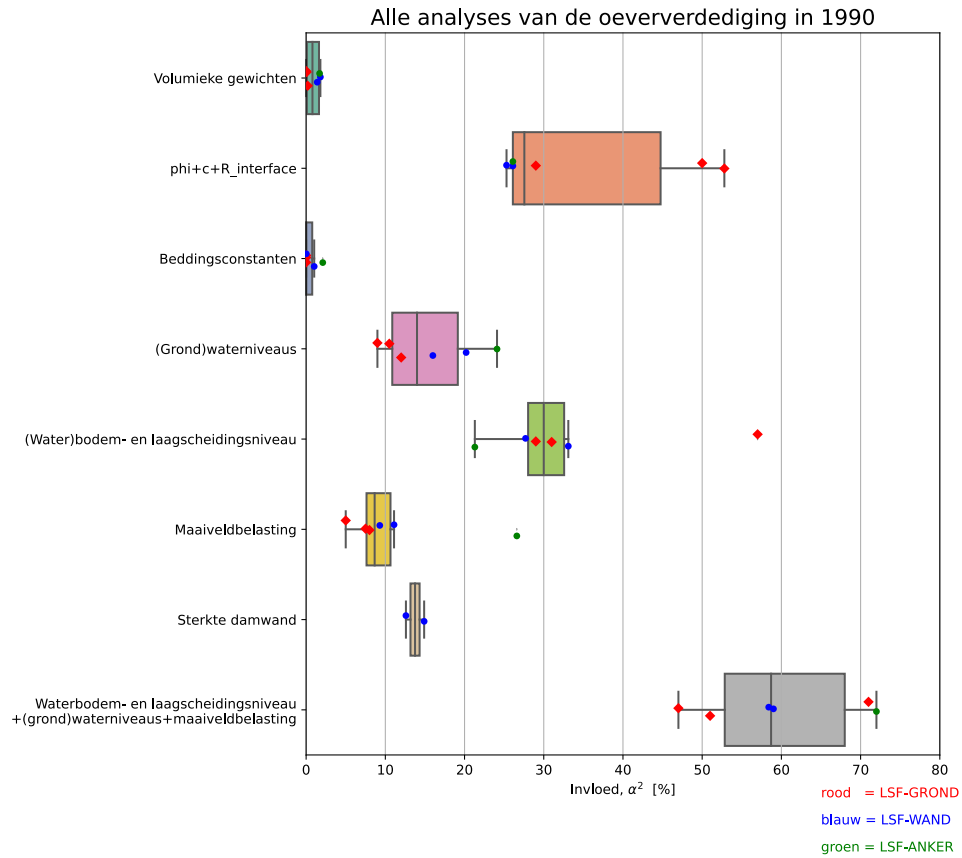
Figuur bijlage A.4 Kademuur in klei-zand pakket.

Voor drie doelbetrouwbaarheden $\beta_T = 2, 3$ en 4 zijn probabilistische analyses uitgevoerd voor drie grenstoestanden:

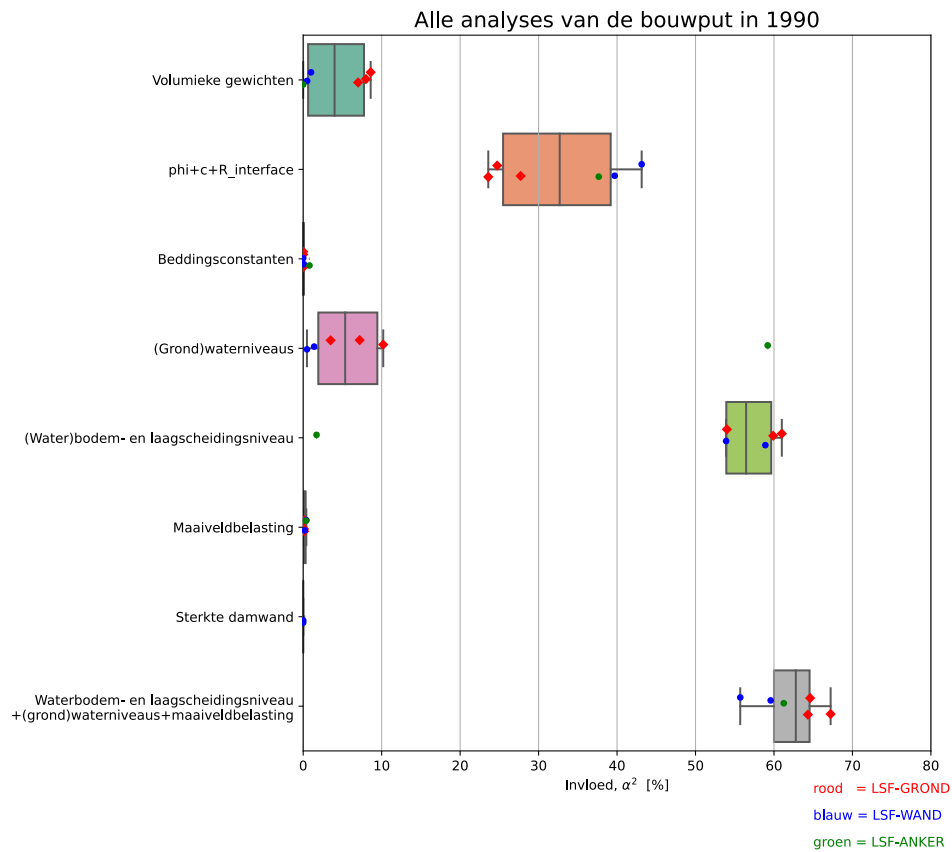
- “Grondbreuk” dat is het bezwijken van de passieve wig = LSF-GROND.
- “Plankbreuk” dat is het bezwijken damwand = LSF-WAND.
- “Ankerbreuk” dat is het bezwijken van de ankerstang = LSF-ANKER.

De berekeningen voor de grenstoestand grondbreuk konden voor alle drie de cases succesvol worden uitgevoerd. De berekeningen van de overige twee grenstoestanden konden alleen voor de kademuur-case succesvol worden uitgevoerd bij de overige 2 cases convergeerde bij diverse doelbetrouwbaarheden de probabilistische analyses onvoldoende en zijn er geen resultaten over het ontwerppunt gegeven.

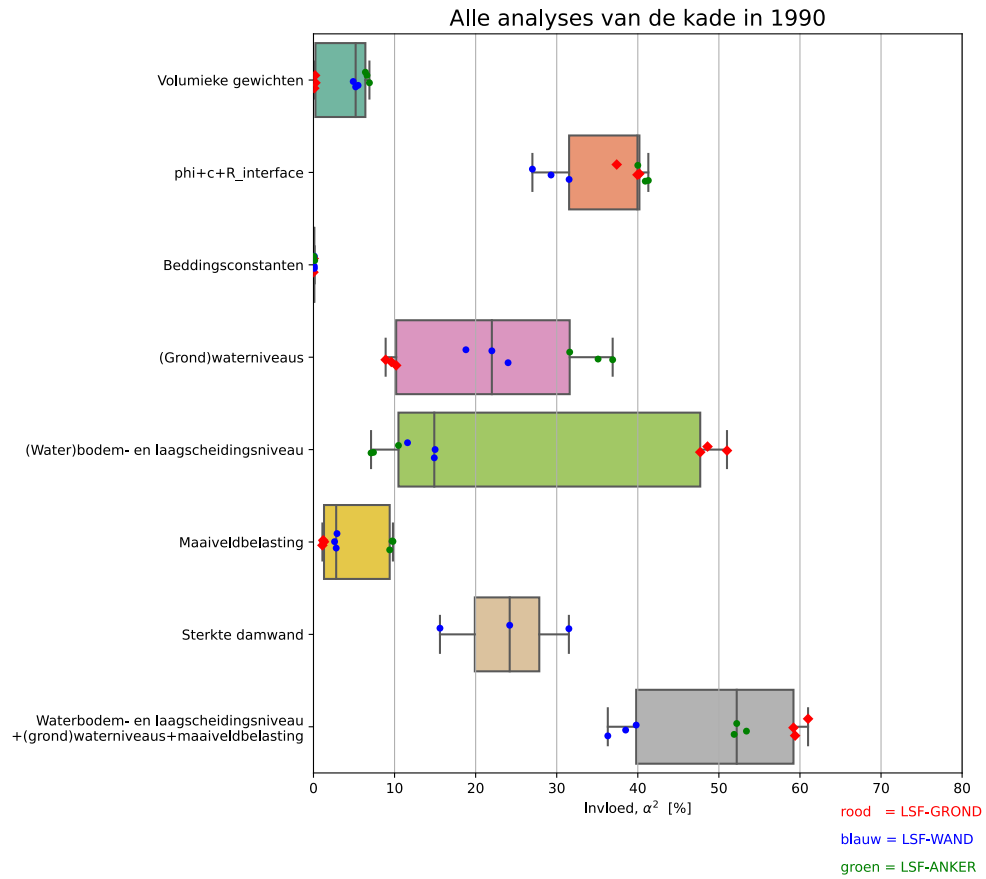
In Figuur bijlage A.5 t/m Figuur bijlage A.7 zijn de gecombineerde berekende invloeden ($\Sigma\alpha^2$) van de drie individuele cases uit 1990 weergegeven in boxplots. In Figuur bijlage A.8 zijn de gecombineerde berekende invloeden ($\Sigma\alpha^2$) van de drie cases uit 1990 tezamen weergegeven in boxplots. In deze figuren zijn de resultaten voor de drie grenstoestanden in verschillende kleuren weergegeven.



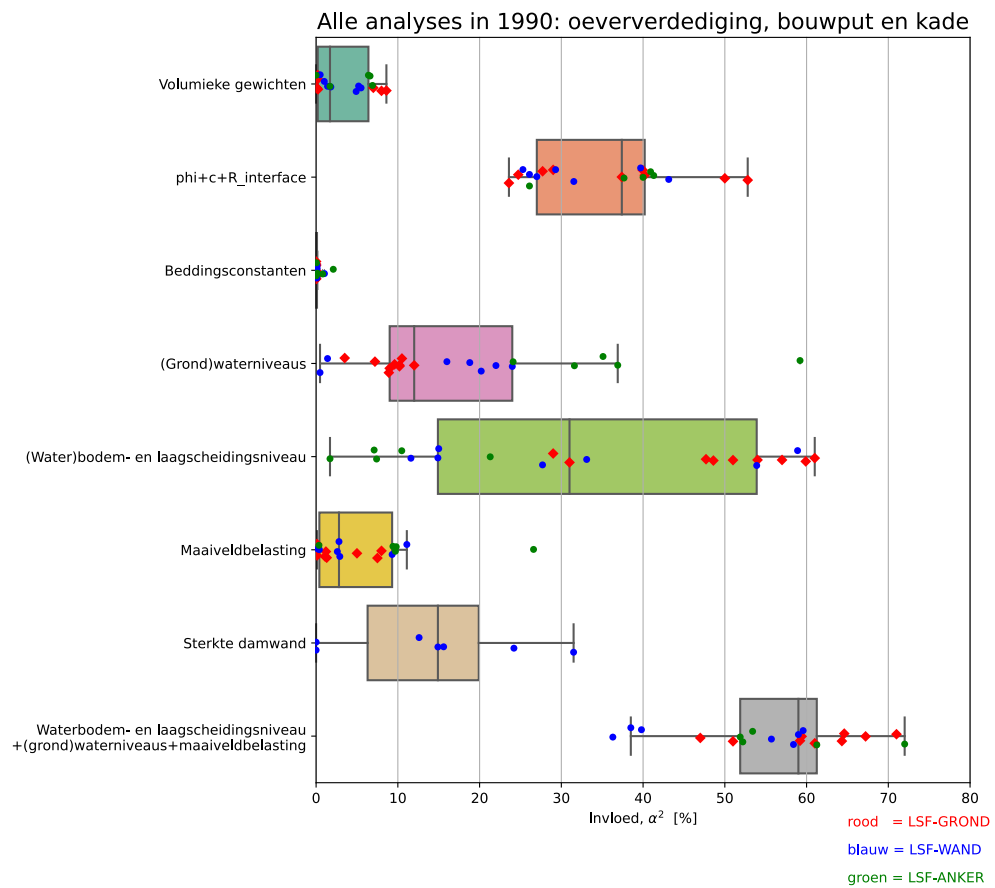
Figuur bijlage A.5 Gecombineerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) van alle analyses van de oeververdediging-case in 1990.



Figuur bijlage A.6 Gecombineerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) van alle analyses van de bouwput-case in 1990.



Figuur bijlage A.7 Gecombineerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) van alle analyses van de kademuur case in 1990.



Figuur bijlage A.8 Gecombineerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) van alle analyses in 1990.

A.2.4 Kalibratie CUR klassen

De doelbetrouwbaarheid van de 3 CUR-klassen is gebaseerd op een kalibratie op de 3 type constructies die waren ontworpen met de toen voor dergelijke constructies met totale veiligheidsfactoren. In Figuur bijlage A.9 staat de beschrijving van de toenmalige kalibratie weergegeven met daarin de doelbetrouwbaarheden voor die zijn gehanteerd bij het opstellen van het ontwerp voorstel [13] en [14] voor de eerste versie van de CUR166.

Het ontwerp voorstel is gebaseerd op de in Figuur bijlage A.10 weergegeven faalboom waarbij p de faalkans is behorend bij de in Figuur bijlage A.9 weergegeven doelbetrouwbaarheden. In Figuur bijlage A.10 is te zien dat de doelbetrouwbaarheid van de gehele damwandconstructie β_{const} voor CUR-klasse I, II en III respectievelijk 2,5; 3,4 en 4,2 is. In Figuur bijlage A.10 is verder te zien dat faalkansruimte voor passief bezwijken (LSF-GROND), bezwijken wand (LSF-WAND) en bezwijken stempel (LSF-stempel) $1,0 p$ is. Voor het bezwijken van de ankerstang (LSF-ANKER) is de faalkansruimte $0,2 p$ en die van bezwijken van het ankerschot is $1,0 p$. De faalkansruimte voor het ankerschot is verder opgedeeld in een faalkansruimte voor onvoldoende steundruk, sterkte ankerschot en Kranz van respectievelijk $0,6; 0,6$ en $0,2p$. Zie Figuur bijlage A.10 voor de faalkansruimten van de overige mechanismen.

Bij het opstellen van de faalkansverdeling in Figuur bijlage A.10, is bij het combineren/optellen van faalkansen rekening gehouden dat er correlaties zijn zoals dat bepaalde grondparameters een rol spelen meerdere in faalmechanismen. Verder is bij toebedelen van de faalkansruimten in Figuur bijlage A.10 rekening uitgegaan dat het een nieuwbouwconstructie is daarvoor vanuit economisch perspectief geoptimaliseerd. Een voorbeeld ervan is de toekenning van een kleine faalkans ruimte van $0,2p$ voor het faalmechanisme Kranz omdat de kosten van iets langere ankerstang laag zijn en leidt tot een sterke afname van de faalkans van het faalmechanisme Kranz.

Voor de berekende configuraties is een ontwerp gemaakt aan de hand van totale veiligheidsfactoren. Dit resulteerde in praktijkwaarden van de ontwerpgrootheden (lengte, profiel anker).

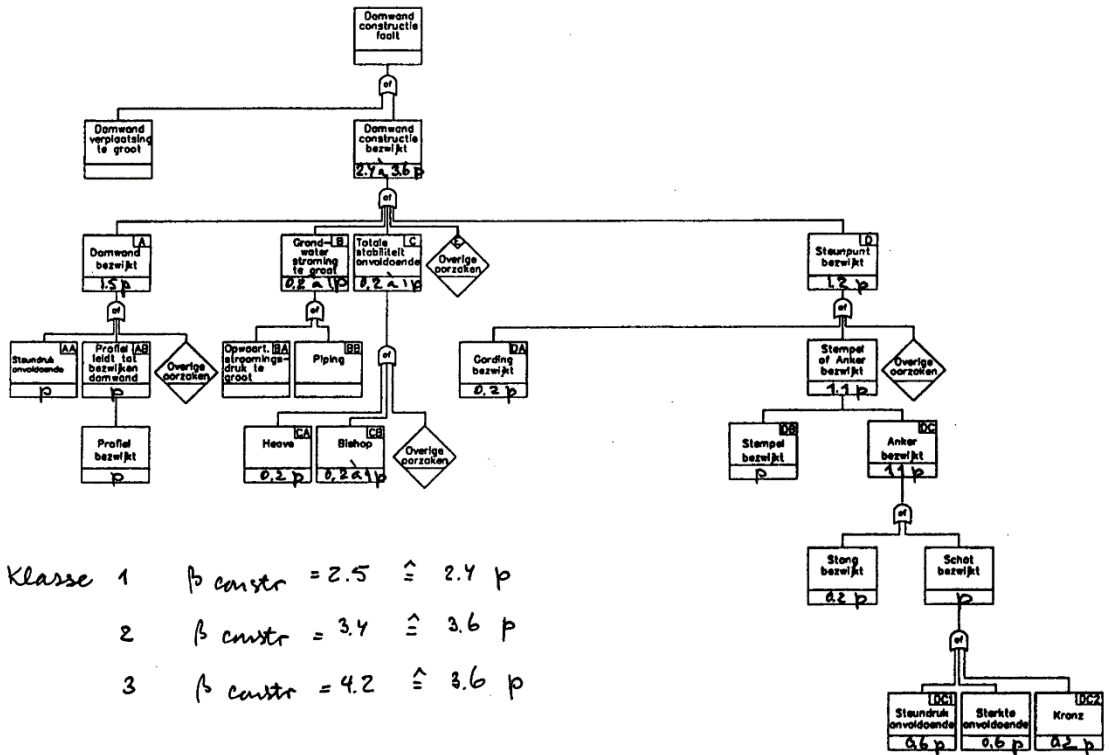
Op deze wijze kan uit de resultaten van de faalkansberekeningen afgeleid worden met welke β -niveau deze totale veiligheidsfactoren overeenkomen.

Hieruit is gekomen tot de volgende klasse-indeling van constructies afgeleid.

I	eenvoudige constructies, gering risico (oeverbescherming, geluidsscherm, stroomgeleiding)	$\beta = 2.75$
II	weinig economisch risico, geringe kans op levensgevaar (bouwput, ducdalf, ontgraving)	$\beta = 3.75$
III	groot economisch risico, kans op levensgevaar (kolkwand, parkeergarage, verdiepte weg, kademuur)	$\beta = 4.50$

Uitgangspunt bij zo'n calibratie is dat toekomstige constructies minstens zo veilig dienen te zijn als volgens een bestaande methodiek.

Figuur bijlage A.9 Beschrijving uitgevoerde kalibratie van voor de CUR klassen.



Figuur bijlage A.10 Beschrijving uitgevoerde kalibratie van voor de CUR klassen.

A.2.5 Partiele factoren op moment, ankerschot en ankerstaaf

In Figuur bijlage A.11 is de tabel met de berekende partiële factoren op moment, γ_M en ankerkracht, γ_F weergegeven [6]. Deze partiële factoren zijn berekend door het moment in het ontwerppunt van de LSF-WAND te delen door die van LSF-GROND respectievelijk de ankerkracht van de LSF-WAND te delen door die van LSF-GROND. Vergelijkingen (A1) en (A2) geven deze in [6] beschreven aanpak weer. Van de 18 partiële factoren op moment, γ_M en ankerkracht, γ_F zijn er 6 bepaald op basis van berekeningen die niet succesvol waren omdat ze onvoldoende convergeerde. De selectie van de partiële factoren van de succesvolle berekeningen die wel convergeerde zijn weergegeven in Tabel bijlage A.1.

$$\gamma_M = \frac{M_{DSheet_{max};LSF-WAND}}{M_{DSheet_{max};LSF-GROND}} \quad (A1)$$

$$\gamma_F = \frac{F_{DSheet_{max};LSF-WAND}}{F_{DSheet_{max};LSF-GROND}} \quad (A2)$$

In Figuur bijlage A.12 staan de geadviseerde partiële veiligheidsfactoren voor de eerste versie van de CUR166 [13], waarbij de waarden voor het moment en ankerschot zijn gebaseerd op de in Figuur bijlage A.12 weergegeven waarden. Omdat in 1990 de praktijk was een hogere veiligheid van de kracht in de staaf aangehouden is gekozen om de waarde voor het ankerschot een factor 1,35 te verhogen [3] resulterend in $\gamma_F = 1,5$ voor de ankerstaaf. In [13] wordt verder het risico bij falen, het breken van de staaf en ook de beperkte mate van herverdelingscapaciteit als argumenten aangevoerd, zie Figuur bijlage A.13. In feite is dit dus een sluitfactor om aan te sluiten op de toenmalige praktijk, hetgeen in lijn is met de keuze van de doelbetrouwbaarheid van ieder van de 3 CUR-klassen dat betrof ook een kalibratie met de toenmalige praktijk¹².

¹² Opgemerkt wordt dat dat betekend dat er 1990 er ook geen rekening mee is gehouden dat de invloed van de wandsterkte in de probabilistische analyses klein was en dat de rekenwaarde van de materiaalsterkte hout, staal en beton gebaseerd is op partiele factoren.

Het advies voor partiële factoren op moment, γ_M en ankerkracht, γ_F [13] is niet in zijn geheel door de CUR-commissie overgenomen de reden hiervoor is onbekend¹³. In de eerste versie van het CUR166 handboek komen niet overeen met de geadviseerde waarden partiële factor op moment γ_M ter correctie voor het feit dat de berekening voor LSF-GROND is afgestemd is komen te vervallen. De factor op de berekende ankerkracht voor de toetsing van:

- De sterkte van de gording, het ankerschot of groutlichaam is 1,1 conform [13].
- De ankerstaaf is 1,25 in plaats van de geadviseerde factor 1,5 [13].

Tabel bijlage A.1 Partiële factoren op moment, γ_M en ankerkracht, γ_F voor I = oeververdediging, II = bouwput en III = kademuur van de succesvolle berekeningen die volledig convergeerde.

β [-]	Case	γ_M^{14} [-]	γ_F [-]
2	I	0,95	1,06
	II		
	III	1,05	1,05
3	I	0,89	
	II	1,1	1,07
	III	1,04	1,06
4	I		
	II	1,13	
	III	1,03	1,1

- moment en ankerkracht		
	γ_M	γ_F
$\beta = 2$		
I	0.95	1.06
II	1.04	1.08
III	1.05	1.05
$\beta = 3$		
I	0.89	1.0
II	1.10	1.07
III	1.04	1.06
$\beta = 4$		
I	0.91	1.0
II	1.13	1.10
III	1.03	1.10

Figuur bijlage A.11 Partiële factoren op moment, γ_M en ankerkracht, γ_F voor I = oeververdediging, II = bouwput en III = kademuur.

Partiële veiligheidsfactoren voor het moment en de ankerkracht.	
Voor het moment en de ankerkracht gelden afzonderlijke partiële veiligheidsfactoren. Ten aanzien van de sterkte van het anker wordt onderscheid gemaakt tussen de ankerstaaf en het ankerschot. De grootte van deze factoren, welke onafhankelijk zijn van het gekozen veiligheidsniveau, is:	
moment $\gamma_M = 1.1$	
ankerschot $\gamma_F = 1.1$; ankerstaaf $\gamma_F = 1.5$	

Figuur bijlage A.12 Geadviseerde partiële veiligheidsfactoren voor de eerste versie van de CUR166 [13].

¹³ Opgemerkt moet worden dat het aspect materiaalfactoren voor staal, beton en hout en ook de eventuele invloed daarvan op de benodigde (correctie) factoren γ_M op moment en γ_F op de ankerkracht geen onderdeel was van het advies vastgelegd in de twee eindrapportages van het onderzoek [13] en [14]. De CUR-onderzoekscommissie C 69 had daarin tegen de taak het geheel te beschouwen, dus ook de materiaalfactoren op staal, beton en hout.

¹⁴ Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat de buigstijfheid berekeningen uit 1990 voor LSF-GROND afweek van die waarde voor LSF-WAND en LSF-ANKER. Zo waren bij case III (Kademuur) de buigstijfheid in de LSF-GROND berekening voor $\beta = 2, 3$ en 4 respectievelijk 10, 13% en 21% lager [4].

Net als de gording en bevestigingsmiddelen is de ankerstaaf een constructief element waarop de normen uit de NEN 6700 van toepassing zijn. Echter vanwege het risico bij falen, breken van de staaf, is het gebruikelijk een hoger veiligheidsniveau na te streven, bijvoorbeeld tot uiting gebracht in een grotere waarde van de "klassieke" veiligheidsfactor. Dit wordt nog ondersteund door de aard van bezwijken van een staaf. Doordat er geen mogelijkheid is van herverdelen van spanningen anders dan naar andere ankers, zullen bij overschrijden van de 1,2% rekgrens grote vervormingen optreden en het anker met grote waarschijnlijkheid breken.

Figuur bijlage A.13 Achtergrond geadviseerde partiële veiligheidsfactor voor de ankerstaaf voor de eerste versie van de CUR166 [13].

A.2.6 Partiele factoren de grondsterkte en bovenbelasting

In 1990 zijn uit de probabilistische analyses de in Figuur bijlage A.14 weergegeven representatieve invloedsfactoren bepaald voor de sterkte van de grond en de bovenbelasting. Echter in de rapportage wordt niet vermeld op welke wijze deze waarden zijn bepaald op basis van de berekeningsresultaten. Uit een analyse van de [6] gepresenteerde resultaten van de probabilistische berekeningen blijkt de invloedsfactor van voor de bovenbelasting van -0,24 komt overeen met de negatieve waarde van de wortel van de gemiddelde invloed van 5,58% van alle 21 uitgevoerde probabilistische analyses.

sterkte	cohesie c	α_i
		0.41
	inwendige wrijving ϕ	0.69
	wandruwheid δ/ϕ	0.17
belasting	bovenbelasting σ_p	-0.24

Figuur bijlage A.14 Representatieve invloedsfactoren voor grondsterkte en bovenbelasting [13].

In Tabel bijlage A.2 staan de uitgangspunten die zijn gehanteerd [13] die in de eerste versie van de CUR166 zijn opgenomen.

Tabel bijlage A.2 Uitgangspunten bepaling partiële factoren op de grondsterkte en bovenbelasting.

Parameter	Variatiecoëfficiënt	Karakteristieke waarde	Verdeling
Cohesie	0,2	5% fractiel	normale
hoek van inwendige wrijving	0,1	5% fractiel	normale
Wandruwheid ratio δ/ϕ	0,2	5% fractiel	normale
Ongunstige bovenbelasting	0,2	Verwachtingswaarde ¹⁵	normale

A.2.7 Partiele factoren en marges op de geometrische parameters

In 1990 zijn uit de faalkansberekeningen de volgende uit (kwadratisch) gesommeerd invloedsfactoren van de geometrische parameters ($\Sigma\alpha^2$) afgeleide invloedsfactor $f = \sqrt{\Sigma\alpha^2}$ bepaald voor de invloed van de geometrische parameters: laagscheiding-, bodem- en (grond)waterniveaus, zie Figuur bijlage A.15 en Tabel bijlage A.3. Bij het afleiden van de voorgestelde ontwerpcode is uitgegaan van een $f = 0,78$.

Vergelijking (A3) beschrijft de wijze waarop in [13] de partiële factoren voor de geometrische parameters γ_i zijn bepaald waarbij de gewichtsfactor g_i het aandeel van de parameter X_i in de factor weergeeft. Waarbij de som van de kwadraten van alle gewichtsfactoren in principe gelijk is aan 1. De gewichtsfactoren zijn bepaald op basis van de resultaten van de probabilistische analyses.

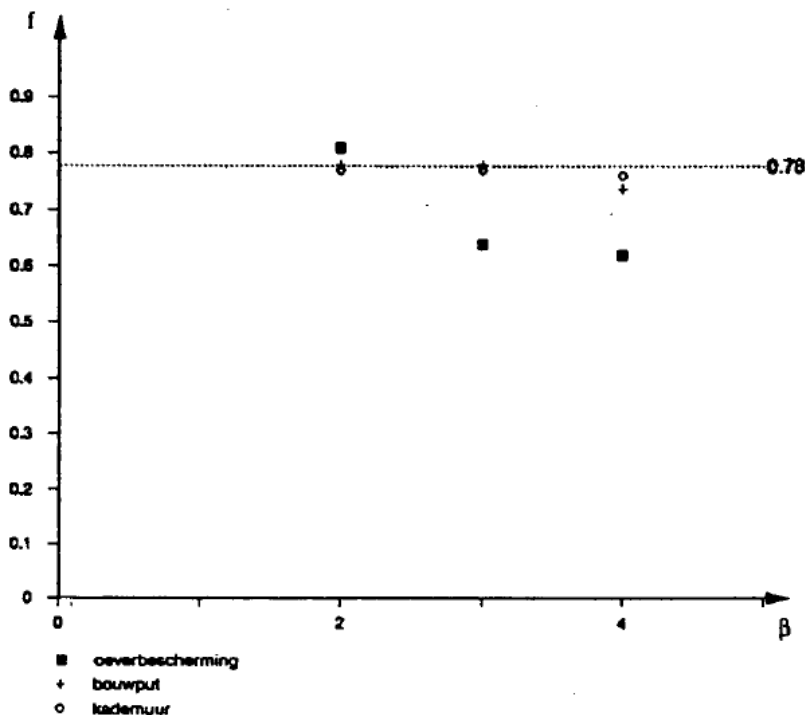
$$\gamma_i = g_i \cdot f \cdot \beta_T \quad (A3)$$

¹⁵ Dat is de verwachtingswaarde van de ongunstigste belasting die op kan treden

Tabel bijlage A.3 Gesommeerde invloed $f = \Sigma \alpha^2$ geometrische parameters [13].

	$\beta = 2$	$\beta = 3$	$\beta = 4$
Overberekening	0.81	0.64	0.62
Bouwput	0.78	0.78	0.737
Kademuur	0.77	0.77	0.76

Tabel 3.1 Waarden van de factor f bepaald uit resultaten niveau II analyse



Figuur bijlage A.15 Gesommeerde invloed $f = \Sigma \alpha^2$ geometrische parameters [13].

Deze partiële factor γ_i dient te worden toegepast op de standaardafwijking om de geometrische marge Δ_i te bepalen, zie vergelijking (A4). De karakteristieke waarde $X_{i,k}$ van een geometrische grootte i is de ongunstige verwachtingswaarde. De rekenwaarde $X_{i,d}$ van de geometrische grootte wordt bepaald door de karakteristieke waarde $X_{i,k}$ te verhogen dan wel verlagen geometrische marge Δ_i , zie vergelijking (A5).

$$\Delta_i = \gamma_i \sigma_i \tag{A4}$$

$$X_{i,d} = \mu_i \pm \Delta_i \tag{A5}$$

In Tabel bijlage A.4 zijn de partiële factoren voor de geometrische marges weergegeven [13] op basis van deze waarden en $f = 0,78$ zijn de toegepaste waarden voor de gewichtsfactoren met vergelijking (3) bepaald, zie Tabel bijlage A.4. Het product van de factor f en de gewichtsfactor komt overeen met de toegepaste invloedsfactor, zie Tabel bijlage A.4.

Tabel bijlage A.4 Gewichtsfactor g_i .

Parameter	Partiële factor [13]			Gewichts factor g_i op basis van backanalysis			Invloedsfactor op basis van backanalysis $\alpha = g_i \times f$		
	[-]			[-]			[-]		
	$\beta=2,75$	$\beta=3,75$	$\beta=4,5$	$\beta=2,75$	$\beta=3,75$	$\beta=4,5$	$\beta=2,75$	$\beta=3,75$	$\beta=4,5$
Kerende hoogte	1,6	2,2	2,6	0,75	0,75	0,74	0,58	0,59	0,58
GWS lage zijde	1,3	1,7	2,1	0,61	0,58	0,60	0,47	0,45	0,47
GWS hoge zijde	0,66	0,87	1,5	0,31	0,30	0,43	0,24	0,23	0,33

A.2.8 Berekeningen 2004

In 2004 zijn voor het herzien van CUR166 (2005) een aantal aanvullende probabilistische berekeningen gemaakt. Bij het afleiden van partiële factoren was voor de eerste druk van het handboek uitsluitend gekeken naar enkelvoudig verankerde damwanden, waarbij 3 representatieve geometrieën zijn gebruikt. Er was 1990 niet gekeken naar afwijkende constructies, zoals onverankerde of meervoudig verankerde damwanden. De vraag was in 2004 of de partiële factoren van het handboek voor deze afwijkende constructies resulteerde in voldoende betrouwbaarheid.

Om deze vraag te beantwoorden, zijn probabilistische berekeningen uitgevoerd. Hierbij is getoetst op het mobiliseren van de passieve weerstand (LSF-GROND).

- Er zijn twee onverankerde wanden berekend.
 - Het eerste geval betreft een wand zonder waterdrukverschil, bijvoorbeeld een beschoeiing. Bij het toetsen blijkt dat een wand die wordt ontworpen met de partiële factoren van CUR166 voldoet voor een wand in klasse I of II. Voor klasse III is een iets te laag veiligheidsniveau berekend ($\beta=4,15$ in plaats van 4,5). Opgemerkt wordt in 2004 dat bij de onverankerde wand (in slappe grond) zulke grote verplaatsingen gevonden (bij bijvoorbeeld 70 % mobilisatie een verplaatsing circa 1 meter) dat er numerieke problemen ontstaan in MSHEET bij verdere mobilisatie.
 - Het tweede geval betreft een wand met een waterdrukverschil van 2,5 meter. Wanneer de wand wordt ontworpen met tabel 2.5 wordt een iets te laag veiligheidsniveau gevonden (in klasse I $\beta=2,5$ i.p.v. 2,75 en in klasse II $\beta=3,7$ i.p.v. 3,75). Deze wand is niet in klasse III berekend.
- Er is een verankerde wand berekend die is gestempeld met onderwaterbeton (berekeningsvoorbeeld 2 van CUR 166).
 - Bij het toetsen blijkt het veiligheidsniveau hoger dan vereist. Bijvoorbeeld in klasse II is de $\beta=4,35$ in plaats van de vereiste 3,75.
 - Dezelfde wand is als tweevoudig verankerde wand met een diepere ontgraving doorgerekend. In klasse I is een β van 2,3 gevonden, dus iets lager dan de vereiste 2,75. Dit was te verklaren doordat één parameter, namelijk de wrijvingshoek van de onderste grondlaag, de faalkans voor meer dan 95% bepaald.

In 2004 werd geconcludeerd dat de uitgevoerde damwandberekeningen voor onverankerde en meervoudig verankerde wanden geven in de meeste gevallen een veiligheidsniveau dat in de buurt ligt van het gewenste veiligheidsniveau. In enkele gevallen zijn relatief grote afwijkingen gevonden. Deze afwijkingen zijn te verklaren. De resultaten van de berekeningen en de ervaring met de CUR166 ontwerpmethodode gaven geen aanleiding om de partiële factoren van de CUR166 aan te passen.

A.3 Herberekening CUR166-1990 kademuur case

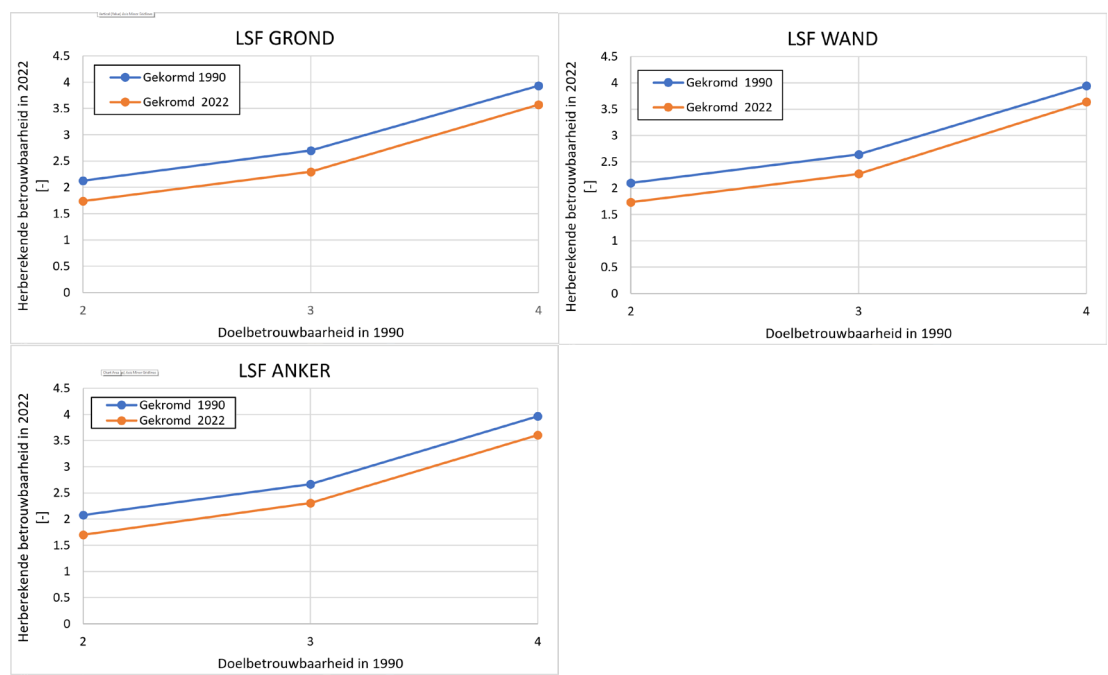
De CUR166 kademuurcase uit 1990 zal dienen als basis van de berekeningen voor een enkelvoudig verankerde damwand in het kader van voorliggende onderzoek. De CUR1990-case is als eerste herberekend met de huidige softwaretools en de uitgangspunten van destijds om te bepalen of de resultaten overeenkomen. Voor de uitgangspunten van deze analyses zie [4] en voor de resultaten zie [5].

De herberekeningen betreft de berekeningen die in 1990 voor een doelbetrouwbaar van 2, 3 en 4 zijn uitgevoerd voor de grenstoestanden LSF-GROND, LSF-WAND en LSF-ANKER. In Figuur bijlage A.16 zijn grafisch per grenstoestand de in 1990 berekende en in 2022 herberekende betrouwbaarheidsindici weergegeven. In Figuur bijlage A.17 zijn grafisch per grenstoestand de in 1990 berekende en in 2022 herberekende momenten en ankerkrachten in het ontwerp punt van de LSF-GROND berekening weergegeven. In Figuur bijlage A.18 zijn grafisch per grenstoestand de in 1990 voor een doelbetrouwbaarheid $\beta = 2$ berekende en in 2022 herberekende invloeden (α^2) van de diverse stochasten weergegeven.

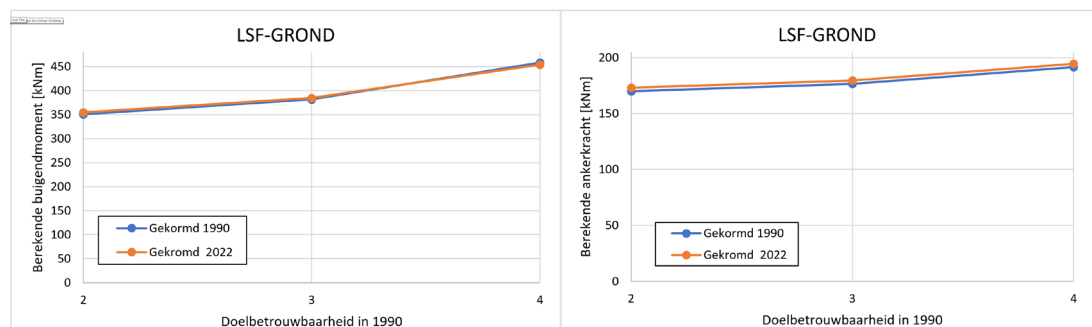
Op basis van de analyse van resultaten van de probabilistische analyses voor de herberekening is in [5] geconcludeerd dat:

- Er is een systematisch verschil van gemiddeld $\Delta\beta = -0,37$ gevonden tussen de in 1990 en 2022 berekende betrouwbaarheidsindices. Het verschil wordt verklaard door het verschil tussen in de programmatuur gehanteerde formulering voor de passieve en actieve gronddruk [4].
- De momenten en ankerkrachten uit 1990 kunnen goed met D-Sheet Piling in combinatie met de Probabilistic Toolkit worden gereproduceerd.
- De verdeling van de invloeden van de stochasten (α^2) uit 1990 kunnen goed met enkele beperkte verschillen met D-Sheet Piling in combinatie met de Probabilistic Toolkit worden gereproduceerd.

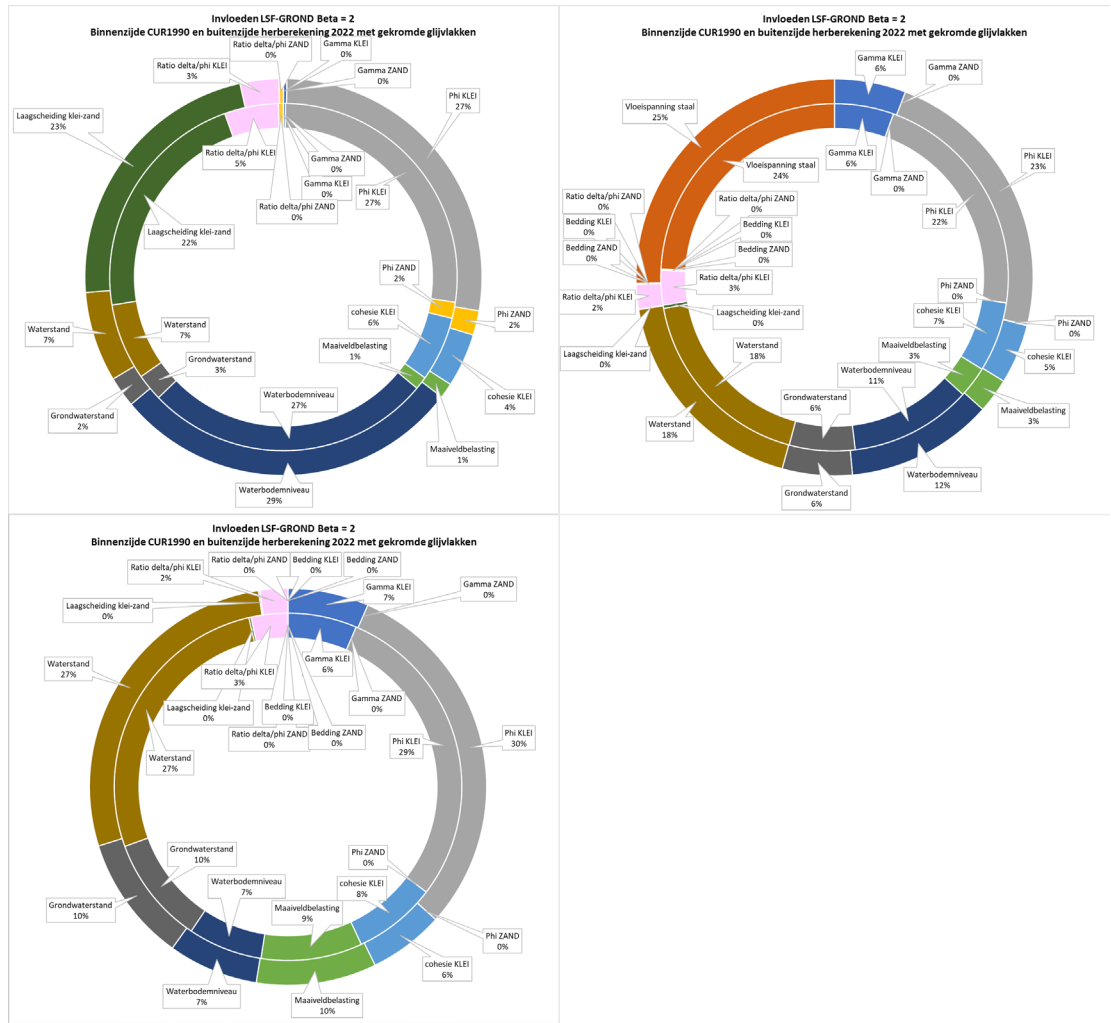
De eindconclusie is dat de invloeden (α^2), momenten, ankerkrachten en trend van de betrouwbaarheidsindici uit 1990 goed met D-Sheet Piling in combinatie met de Probabilistic Toolkit kunnen worden gereproduceerd. Maar er is wel een systematisch verschil van gemiddeld $\Delta\beta = -0,37$ waarvoor een verschil in grondmodel voor gekromde glijvlakken in de software de verklaring is.



Figuur bijlage A.16 In 2022 her-berekende waarden van de betrouwbaarheidsindex en de in 1990 berekende waarden voor LSF-GROND, LSF-WAND en LSF-ANKER.



Figuur bijlage A.17 In 2022 her-berekende waarden van de moment en ankerkracht en de in 1990 berekende waarden LSF-GROND analyse.



Figuur bijlage A.18 Invloeden (α^2) LSF-GROND t/m ANKER voor $\beta_T = 2$. Binnenzijde CUR1990 en buitenzijde herberekening 2022 met gekromde glijvlakken.

A.4 Transformatie CUR166-1990 kademuur case naar CROW-case

De CROW-case met een enkelvoudig verankerde damwand waarmee in dit onderzoek een groot aantal probabilistische berekeningen is uitgevoerd is gebaseerd op de CUR166-1990 kademuurcase met een aantal aanpassingen. De CUR166-1990 kademuur case is naar de laatste inzichten getransformeerd naar de CROW-case. Door de transformatie stapsgewijs uit te voeren kan de invloed van ieder van deze veranderingen worden bepaald. De transformatie is uitgevoerd voor de $\beta_T = 4$ berekening. In de volgende 10 stappen is de CUR166-1990 case getransformeerd naar de CROW-case, zie [4] voor de uitgangspunten:

1. 2022-herberekening met gekromde glijvlakken.
2. Methode Cullman.
3. Multi-lineaire veer karakteristiek, lognormaal verdeeld met $CoV=0,3$.
4. Lognormale vloeisterkte en grondeigenschappen.
5. Gumbel maaiveldbelasting.
6. Gumbel (grond)waterstanden.
7. Gumbel bodemniveau.
8. Variatiecoëfficiënten grond conform NEN9997-1 Tabel 2.b en vloeisterkte lognormaal verdeeld met CoV 8%.
9. Correlatie tussen grondeigenschappen.
10. Modelonzekerheid.

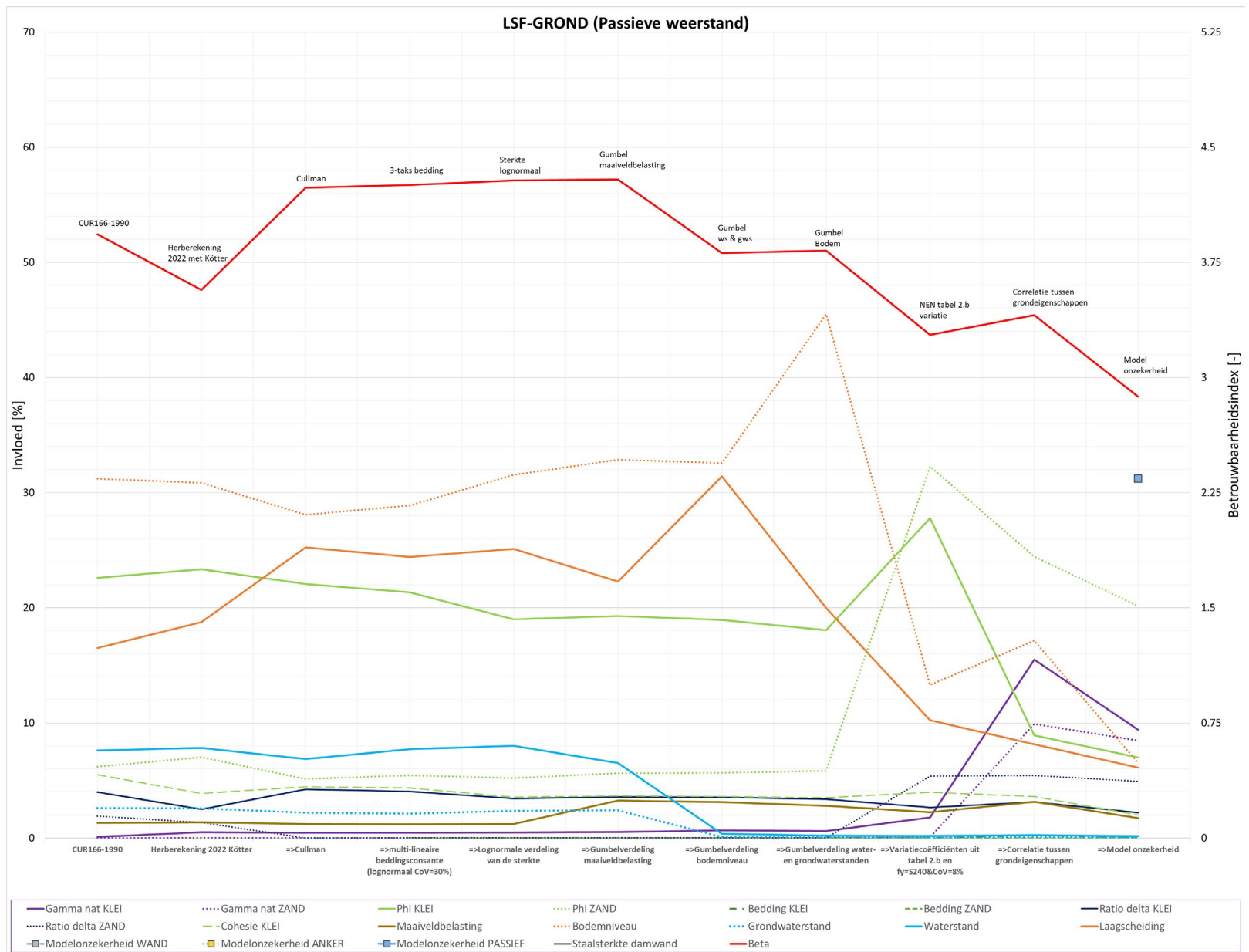
Aanvullend is er nog extra een analyse gemaakt voor CROW-case variant met verlaagde standaardafwijking (verlaagd van 2,6 naar 2 kPa) van de maaiveldbelasting vanaf stap 5.

In de resultaten rapportage [5] zijn de resultaten in detail geanalyseerd en geconcludeerd dat uitgevoerde stapsgewijze actualisatie de invloed van nieuwe in uitgangspunten inzichtelijk heeft gemaakt, in Figuur bijlage A.19 t/m Figuur bijlage A.21¹⁶ zijn de invloed (α_i^2) per stochast en betrouwbaarheidsindex voor respectievelijk LSF-GROND, LSF-WAND en LSF-ANKER grafisch weergegeven als functie van de transitie stappen.

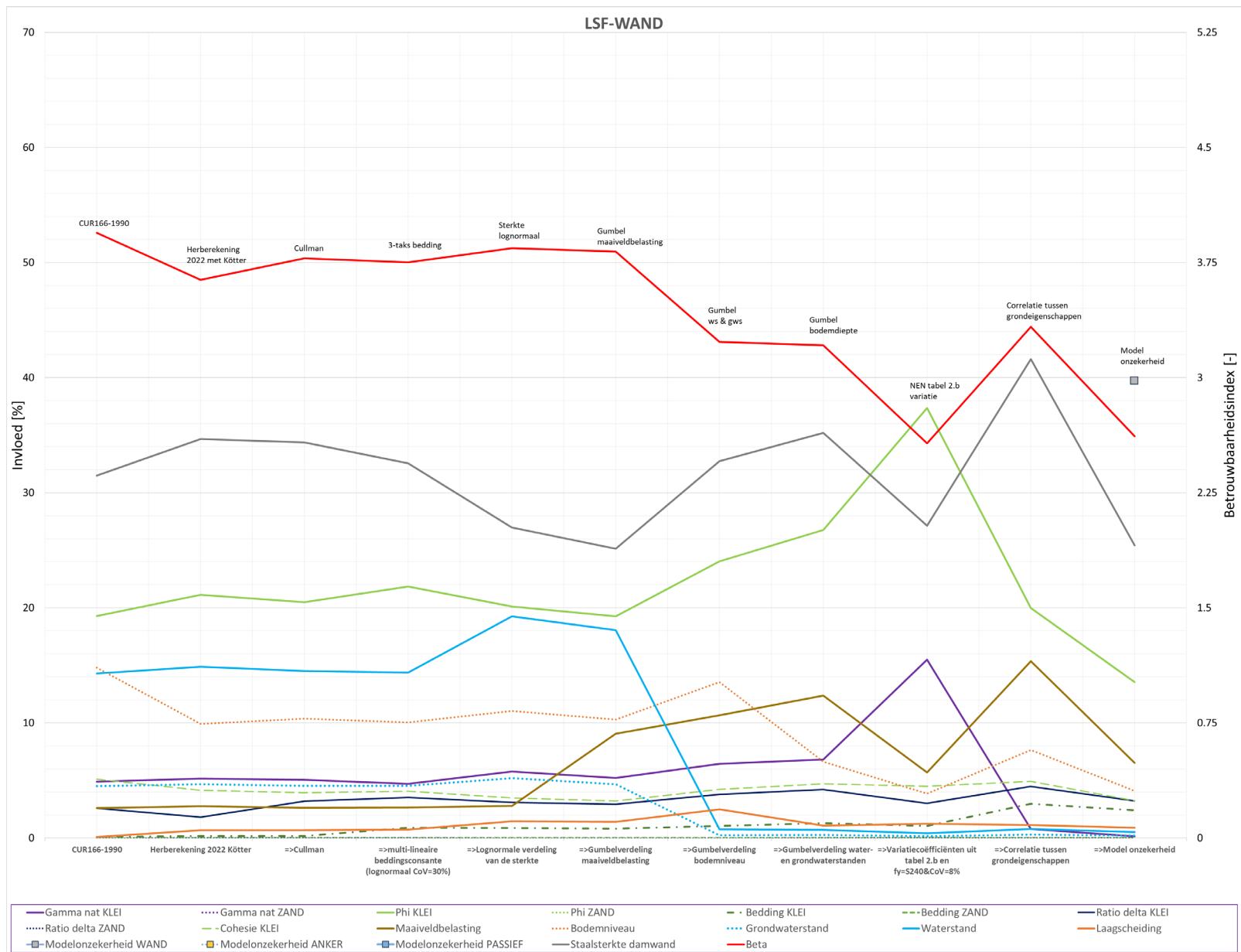
Uit de analyse van de resultaten blijkt dat de meer realistische up-to-date CROW-case significant anders is dan de CUR166-1990 case. De volgende aanpassingen leiden tot andere inzichten/verdeling [5] van de invloeden te opzichte van het onderzoek in 1990:

- a) Door verandering van een normale verdeling naar een Gumbelverdeling van de water- en grondwaterstand wordt de invloed van de water- en grondwaterstand verwaarloosbaar klein bij deze kerende hoogte van 8 m. De extreme waarden verdeling is een realistischere voorstelling van de waterstand die in een kanaal zullen optreden.
- b) Door verandering van een normale verdeling naar een Gumbelverdeling van de onderwaterbodempligging is de invloed van de onderwaterbodempligging in stap 6 bij LSF-GROND groter geworden en bij de LSF-WAND en LSF-ANKER kleiner. Echter de invloed aan het einde van de actualisatie (stap 10) is echter sterk afgenomen tot circa 1/3 van de invloed in 1990.
- c) Door verandering van een normale verdeling naar een Gumbelverdeling van de maaiveldbelasting is de invloed van de maaiveldbelasting bij LSF-GROND en LSF-WAND iets groter geworden en bij LSF-ANKER fors (factor 3,8) ten opzichte van de invloed in 1990 groter geworden. Deze forse toename bij LSF-ANKER wordt verklaard door enerzijds de significante afname van de invloed van de hoek van inwendige wrijving van de klei en de waterstand maar anderzijds door de hoogte van de toegepaste standaardafwijking in de Gumbelverdeling van de maaiveldbelasting.
- d) Door verandering van een normale verdeling naar een Gumbelverdeling van de maaiveldbelasting met een verlaagde spreiding (variant) is de invloed van de maaiveldbelasting bij LSF-GROND en LSF-WAND iets groter geworden en bij LSF-ANKER fors (factor 2,6) ten opzichte van de invloed in 1990 groter geworden. Deze forse toename bij LSF-ANKER wordt verklaard door enerzijds de significante afname van de invloed van de hoek van inwendige wrijving van de klei en de waterstand maar anderzijds door de hoogte van de toegepaste standaardafwijking in de Gumbelverdeling van de maaiveldbelasting.
- e) De introductie van de variatiecoëfficiënten (CoV) uit NEN 9997-1 tabel 2b en de correlatie tussen de grondeigenschappen leidt bij LSF-GROND tot een lichte afname van de betrouwbaarheidsindex ($\Delta\beta = -0,4$) en bij LSF-WAND en LSF-ANKER tot een lichte toename (respectievelijk $\Delta\beta = +0,1$ en $\Delta\beta = +0,2$).
- f) De gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van de hoek van inwendige wrijving voor LSF-GROND blijft ongeveer gelijk en neemt voor LSF-WAND ongeveer met een kwart af en halveert voor LSF-ANKER. Bij LSF-GROND is in de CROW-case de invloed van de KLEI kleiner dan die van het ZAND en dat was in de CUR166-case omgekeerd.
- g) De gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van het volumiek gewicht van KLEI en ZAND voor de CROW-case significant toegenomen voor LSF-GROND van 0% in 1990 naar 19% en is gereduceerd tot 0% voor LSF-WAND en LSF-ANKER van respectievelijk 5 en 7% in 1990.
- h) De betrouwbaarheidsindex CROW-case is significant lager voor LSF-GROND en LSF-WAND en voor LSF-ANKER zelfs fors lager.
- i) De nieuw geïntroduceerde modelonzekerheid heeft een zeer grote invloed (α_i^2) en ligt in de laatste stap van de actualisatie berekeningen in de range van 40 tot en met 63%.

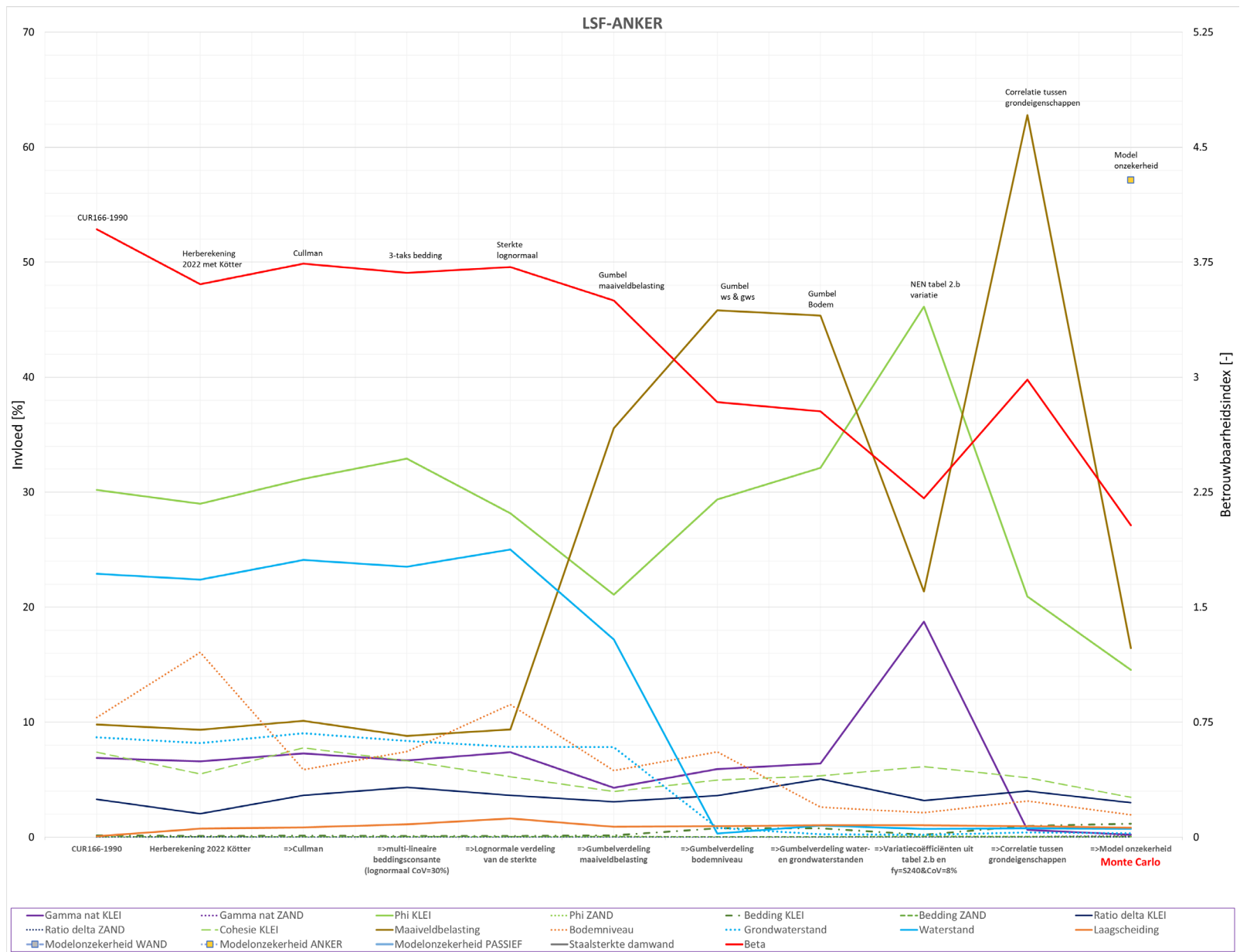
¹⁶ Deze figuren zijn een sterk verkleinde weergave van [5] Bijlage B.4 t/m B.6



Figuur bijlage A.19 Actualisatie $\beta=4$ CUR1990-case naar CROW-case LSF-GROND, invloed (α^2) en betrouwbaarheidsindex.



Figuur bijlage A.20 Actualisatie $\beta=4$ CUR1990-case naar CROW-case LSF-WAND, invloed (α^2) en betrouwbaarheidsindex.

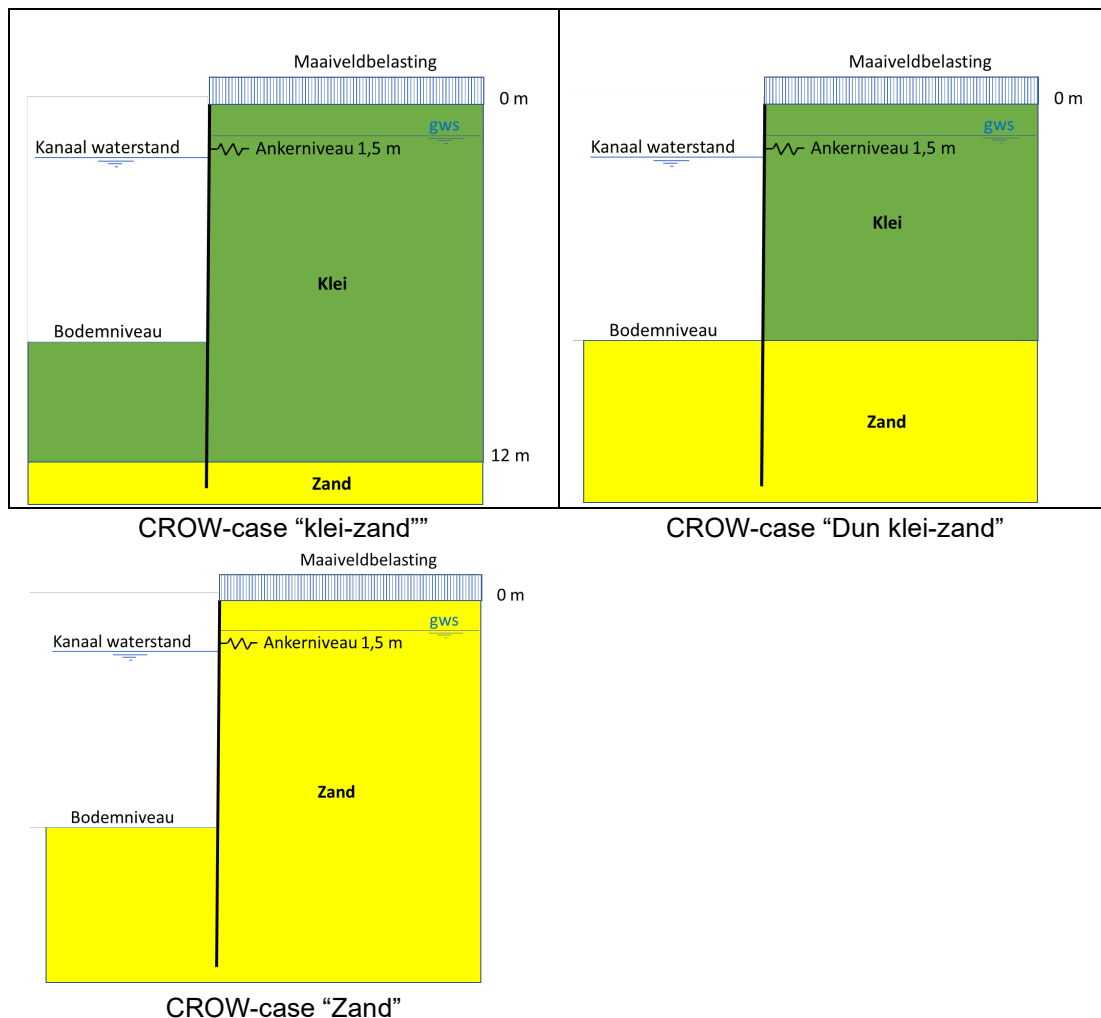


Figuur bijlage A.21 Actualisatie $\beta=4$ CUR1990-case naar CROW-case LSF-ANKER, invloed (α^2) en betrouwbaarheidsindex.

A.5 CROW-enkelvoudig verankerde damwandcases

A.5.1 Algemeen

De enkelvoudig verankerde damwand is de meest voorkomende damwandconstructie in Nederland. Voor het probabilistische onderzoek is de zogenaamde **CROW-case** opgesteld. Voor een grootaantal varianten van de CROW-case zijn probabilistische analyses uitgevoerd, zie [4] en [5]. De analyses zijn voor 3 typische grond opbouwen uitgevoerd, zie Figuur bijlage A.22.



Figuur bijlage A.22 Grondopbouw varianten CROW-case.

Om de invloed van de onzekerheid van de stijfheid van de verankering te onderzoeken zijn analyses uitgevoerd voor 3 variatiecoëfficiënten van de ankerstijfheid. Omdat de verdeling van de invloeden over de stochasten voor een damwand bij dezelfde grondopbouw beïnvloed kan worden door de inbeddingslengte zijn de berekeningen voor de doelbetrouwbaarheid voor de gevolgklassen CC1 en CC3 uitgevoerd. Om de invloed van de onzekerheid in de maaiveldbelasting te onderzoeken zijn probabilistische analyses met zowel een standaardafwijking van 2,6 kPa als een verlaagde meer realistische 2 kPa uitgevoerd. Daarnaast zijn naast de analyses met modelonzekerheid ook analyses uitgevoerd zonder modelonzekerheid om de invloed hiervan te onderzoeken.

In Paragraaf A.5.2 wordt als eerste ingegaan op het verschil tussen het wel en niet meenemen van de modelonzekerheid. In Paragraaf A.5.3 en A.5.4 wordt nader ingegaan op de resultaten van de analyses met modelonzekerheid met betrekking tot respectievelijk invloedsfactoren (α) en invloeden (α^2).

A.5.2 CROW-case invloed modelonzekerheid

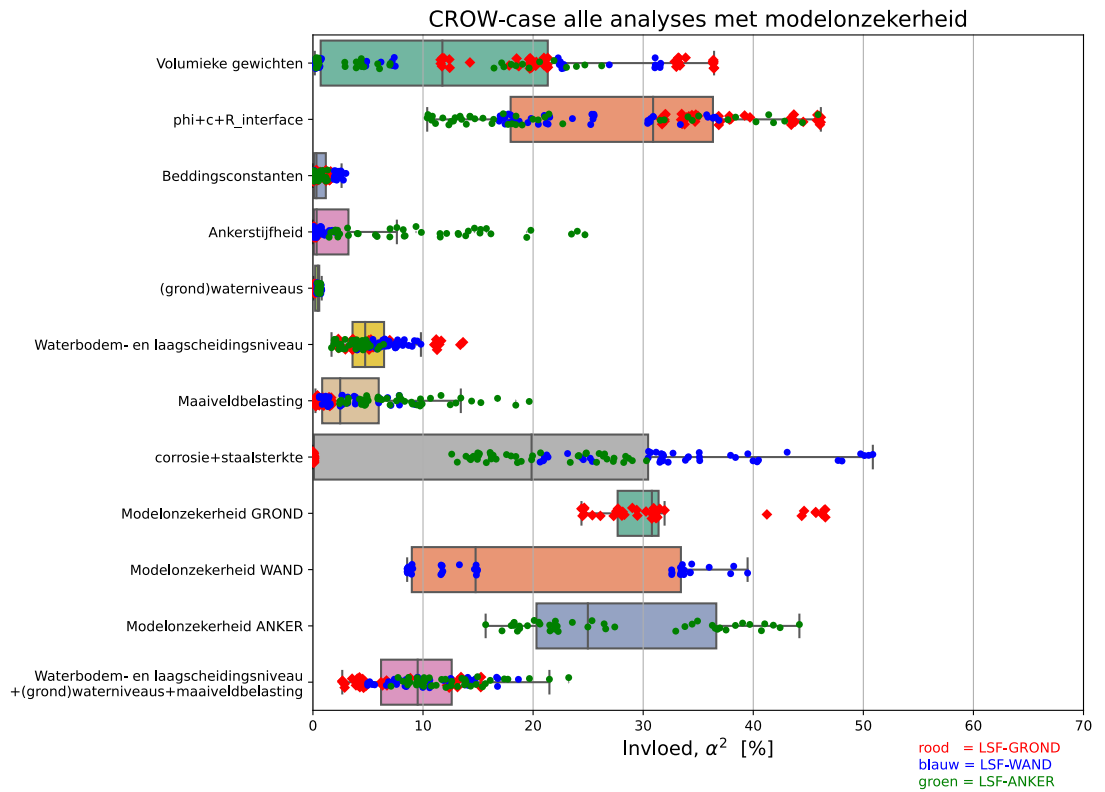
In de analyse in van de transformatie van CUR166-1990 kademuur case naar CROW-case is in Paragraaf A.4 geconcludeerd dat de nieuw geïntroduceerde modelonzekerheid een zeer grote invloed (α^2) heeft. De invloed ligt in de laatste stap van de transformatie in de range van 40 tot en met 63%.

In Figuur bijlage A.23 zijn de gesommeerde invloeden ($\sum\alpha_i^2$) van alle 129 analyses met modelonzekerheid weergegeven en in Figuur bijlage A.24 die van alle 105 analyses zonder modelonzekerheid. Vergelijking van Figuur bijlage A.23 en Figuur bijlage A.24 laat een overal beeld zien van systematische een toename van de invloeden wanneer modelonzekerheid niet wordt meegenomen. Dit is in lijn met de verwachting aangezien de volledige invloed in een berekening 100% is. Vergelijking van Figuur bijlage A.23 en Figuur bijlage A.24 laat voor "Waterbodem- en laagscheidingsniveau" voor een aantal analyses zonder modelonzekerheid een significant hoger invloed zien dan bij de analyses met modelonzekerheid. Deze grotere invloed wordt veroorzaakt door de kleinere damwandlengte bij analyses zonder modelonzekerheid. Hierdoor heeft de onzekerheid van de laagscheiding op -12 m meer invloed heeft op LSF-GROND.

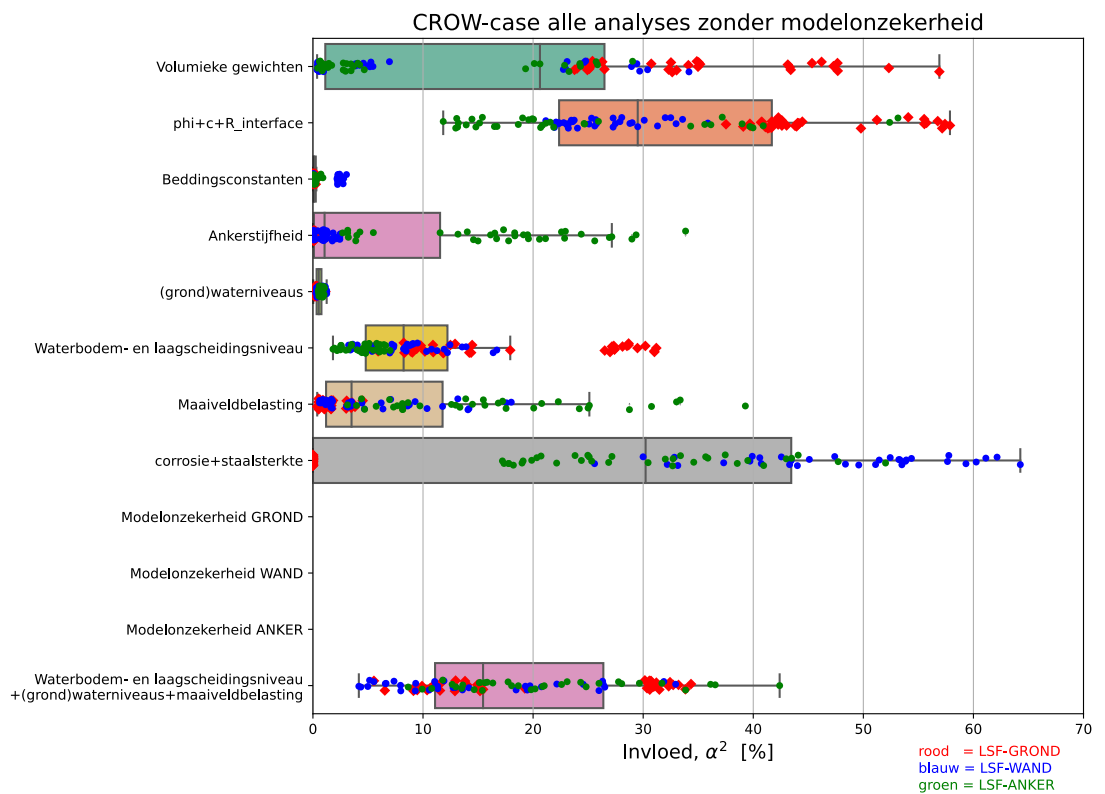
Omdat niet elke van de in Figuur bijlage A.23 en Figuur bijlage A.24 weergegeven analyses met en zonder modelonzekerheid is uitgevoerd, is aanvullend een vergelijking gemaakt van een serie analyses waar alle analyses met en zonder modelonzekerheid zijn uitgevoerd. Voor deze vergelijking zijn 36 analyses met de Q-last variant waarvoor een analyse voor met en zonder modelonzekerheid is uitgevoerd voor een doelbetrouwbaarheid van $\beta_T = 3,3$ en $4,3$ gebruikt. In Tabel bijlage A.5 zijn de gesommeerde invloeden ($\sum\alpha_i^2$) en daarvan afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha| = \sqrt{\sum\alpha_i^2}$) van deze 36 analyses met de Q-last variant gepresenteerd. In Tabel bijlage A.6 zijn de verschillen tussen gesommeerde invloeden en afgeleide invloedsfactoren van de analyses met en zonder modelonzekerheid weergegeven (de waarde zonder minus de waarde met modelonzekerheid).

Het verschil van de gemiddelde gesommeerde invloeden ($\sum\alpha_i^2$) in Tabel bijlage A.6 is opgeteld een toename van 27% zien. De toename varieert van 0% tot 10%. Dat de toename relatief gezien niet consistent is wordt mogelijk veroorzaakt dat feitelijk niet dezelfde constructie wordt beoordeeld aangezien de met modelonzekerheid de damwandlengte voor een doelbetrouwbaarheid groter dan zonder modelonzekerheid. Gemiddeld was de damwand in analyses met modelonzekerheid 0,50 m langer dan in de analyses zonder modelonzekerheid.

De conclusie is dat het effect van het meenemen van modelonzekerheid in feite alleen resulteert in een verlaging van de invloed van de overige stochasten ten opzichte van de analyse zonder modelonzekerheid. Dit komt overeen met de verwachting.



Figuur bijlage A.23 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) van alle analyses met modelonzekerheid.



Figuur bijlage A.24 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) van alle analyses zonder modelonzekerheid (inclusief Q-last variant).

Tabel bijlage A.5 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) en daarvan afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha|=\sqrt{\Sigma\alpha^2}$) van alle 36 overeenkomstige analyses met Q-last variant voor een $\beta_T = 3,3$ en 3,8.

Stochast	Gesommeerde invloeden en afgeleide invloedsfactoren, alle-LSF											
	Met modelonzekerheid						Zonder modelonzekerheid					
	Invloedsom ($\Sigma\alpha_i^2$) _{max} [%]			Afgeleide invloedsfactor $ \alpha =\sqrt{(\Sigma\alpha_i^2)}$ [-]			Invloedsom ($\Sigma\alpha_i^2$) _{max} [%]			Afgeleide invloedsfactor $ \alpha =\sqrt{(\Sigma\alpha_i^2)}$ [-]		
	min	gem	max	min	gem	max	min	gem	max	min	gem	max
$\varphi_{KLEI}&\varphi_{ZAND}&c_{KLEI}$ & $R_{ZAND}&R_{KLEI}$	10,9	28,9	46,1	0,33	0,54	0,68	15,1	34,2	57,9	0,39	0,59	0,76
$\Delta t_{wall}&\Delta t_{anchor}$ & $f_y&f_{ya}$	0,0	18,4	50,9	0,00	0,43	0,71	0,0	28,0	64,3	0,00	0,53	0,80
$V_{sat,ZAND}&V_{sat,KLEI}$	0,2	14,5	36,4	0,04	0,38	0,60	0,4	18,4	47,7	0,06	0,43	0,69
$Z_{bottom}&Z_{layer2-3}$	1,9	5,2	11,1	0,14	0,23	0,33	2,2	9,9	31,0	0,15	0,31	0,56
K_{anchor}	0,0	3,5	24,7	0,01	0,19	0,50	0,0	4,1	26,9	0,01	0,20	0,52
$Q_{surface}$	0,2	2,5	9,0	0,05	0,16	0,30	0,4	4,4	20,8	0,06	0,21	0,46
$k_{1,KLEI}&k_{1,ZAND}$	0,0	0,6	2,6	0,00	0,08	0,16	0,0	0,4	2,7	0,00	0,06	0,17
$H_{outside}&H_{soil}$	0,1	0,4	0,7	0,03	0,06	0,08	0,1	0,6	1,1	0,04	0,08	0,11

Tabel bijlage A.6 Verschil tussen de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) en daarvan afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha|=\sqrt{\Sigma\alpha^2}$) van 36 overeenkomstige analyses met Q-last variant voor een $\beta_T = 3,3$ en 3,8.

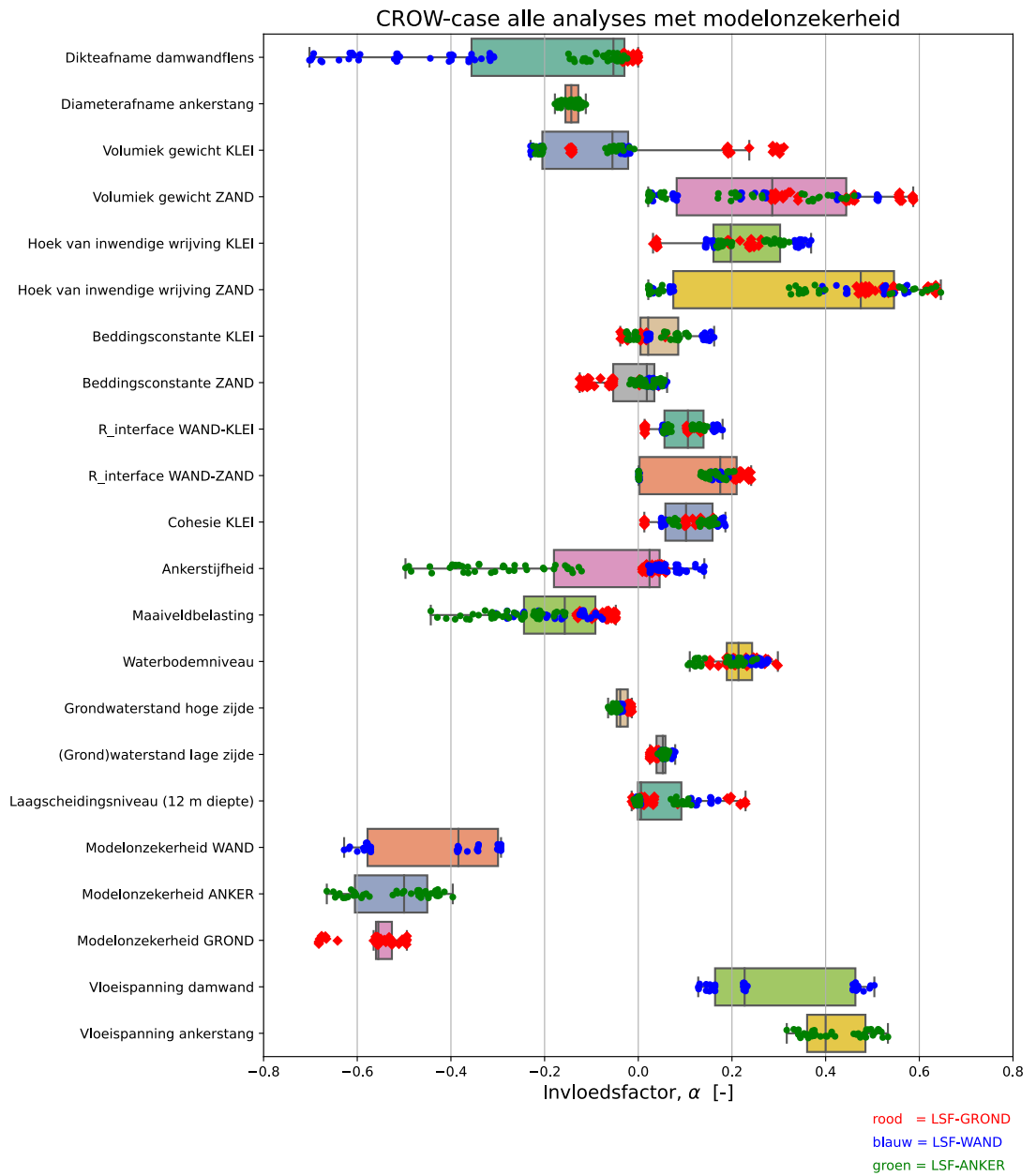
Stochast	Verschil gesommeerde invloeden en afgeleide invloedsfactoren, alle-LSF Waarde zonder modelonzekerheid minus waarde met modelonzekerheid					
	Invloedsom ($\Sigma\alpha_i^2$) _{max} [%]			Afgeleide invloedsfactor $ \alpha =\sqrt{(\Sigma\alpha_i^2)}$ [-]		
	min	gem	max	min	gem	max
$\varphi_{KLEI}&\varphi_{ZAND}&c_{KLEI}$ & $R_{ZAND}&R_{KLEI}$	4	5	12	0,06	0,05	0,08
$\Delta t_{wall}&\Delta t_{anchor}$ & $f_y&f_{ya}$	0	10	13	0,00	0,10	0,09
$V_{sat,ZAND}&V_{sat,KLEI}$	0	4	11	0,02	0,05	0,09
$Z_{bottom}&Z_{layer2-3}$	0	5	20	0,01	0,09	0,22
K_{anchor}	0	1	2	0,00	0,02	0,02
$Q_{surface}$	0	2	12	0,01	0,05	0,16
$k_{1,KLEI}&k_{1,ZAND}$	0	0	0	0,00	-0,02	0,00
$H_{outside}&H_{soil}$	0	0	0	0,01	0,01	0,02

A.5.3 CROW-case invloedsfactoren (α)

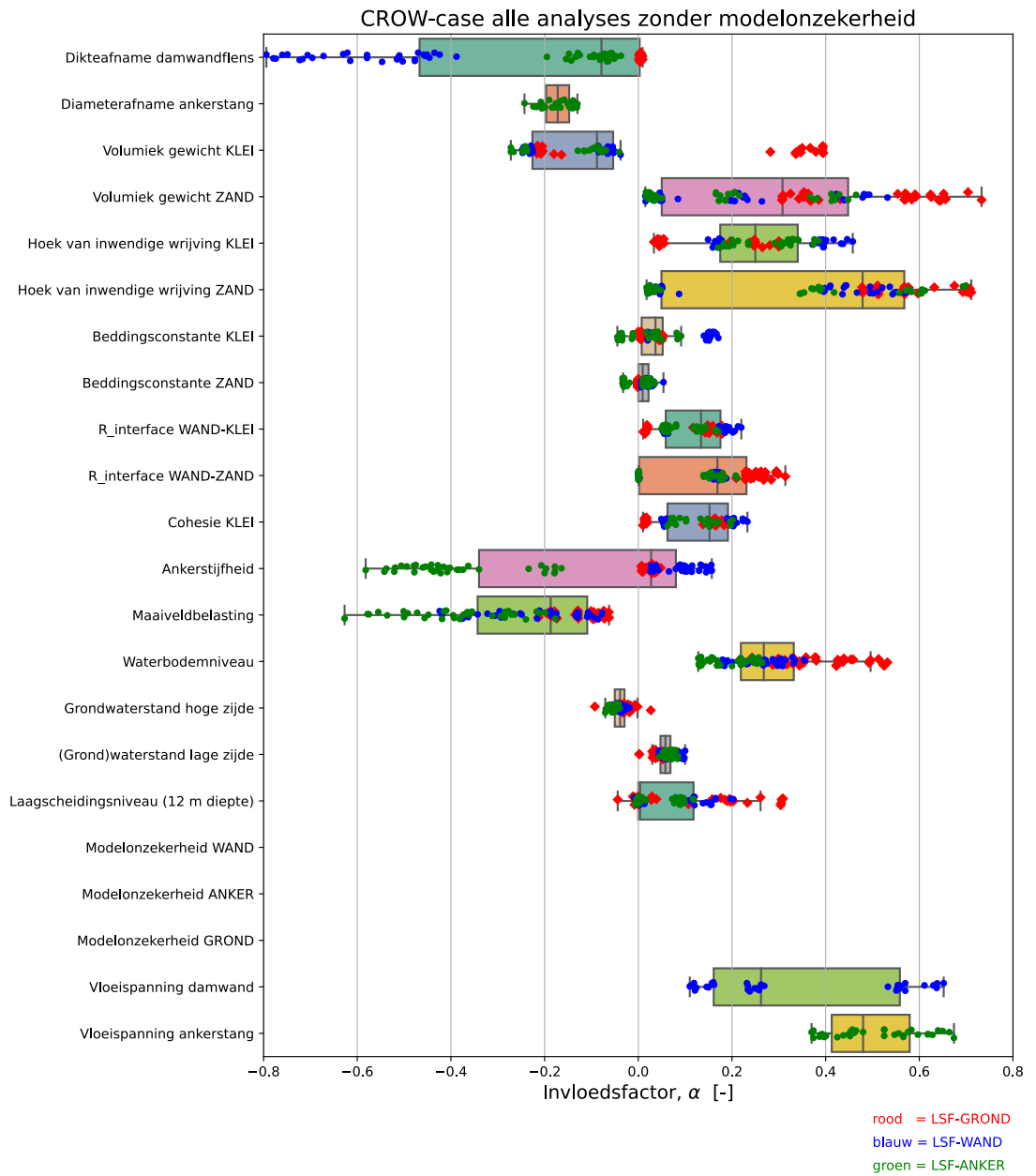
In Figuur bijlage A.25 zijn de invloedsfactoren (α) van alle probabilistische analyses van de CROW-case met modelonzekerheid grafisch weergegeven in een "boxplot", en de invloedsfactoren van alle analyses zonder modelonzekerheid in Figuur bijlage A.26. Het veiligheidformat voorstel wordt gebaseerd op de resultaten [5] van de probabilistische analyses met modelonzekerheid. In Tabel bijlage A.8 zijn de ranges en gemiddelden van de invloedsfactoren per grenstoestandfunctie (LSF) van de analyses met modelonzekerheid

weergegeven van de invloedsfactoren uit Figuur bijlage A.25. In Tabel bijlage A.7 zijn de grootte van invloedsfactoren (α) met de grootste absolute waarde $|\alpha|_{\max}$ en ranges weergegeven van alle in weergegeven invloedsfactoren van de drie grenstoestandsfuncties (LSF) samen van de analyses met modelonzekerheid. De belangrijkste conclusies met betrekking tot de invloedsfactoren van de analyses met modelonzekerheid:

- De waarden van de absolute waarde van de invloedsfactoren $|\alpha_i|$ van stochasten in de analyses zonder modelonzekerheid zijn significant hoger dan van die stochasten uit de analyses met modelonzekerheid. De ratio tussen het gemiddelde van alle invloedsfactoren van alle stochasten met en het gemiddelde van de invloedsfactoren zonder modelonzekerheid is een factor 1,13.
- De 3 modelonzekerheden $\theta_{m;MobP}$, $\theta_{m;F}$ en $\theta_{m;MN}$ zitten in de top 5 van grootste $|\alpha|_{\max}$ van de analyses met modelonzekerheid met gemiddelden van respectievelijk -0,56; -0,52 en -0,43 en met minima van respectievelijk -0,68; -0,67 en -0,63.
- Van de (grond)waterstanden en beddingsconstanten is $|\alpha_i|_{\max} \leq 0,16$. Kleine invloed van de beddingsconstante komt overeen met de verwachting op basis van de CUR166-1990 berekeningsresultaten. De kleine invloed van de (grond)waterstand komt overeen met de verwachting bij de beperkte variatie in (grond)waterstanden en de toepassing van de extreme waarde verdeling.
- Van de nieuw (ten opzichte van de CUR1990) geïntroduceerde stochasten heeft alleen de dikteafname van de ankerstang een relatief kleine $|\alpha|_{\max}$. De overige nieuwe stochasten de dikteafname van de damwandflens, modelonzekerheid en veerstijfheid van het anker hebben een grotere tot grote invloed en de maximale waarde $|\alpha|_{\max}$ liggen in de range van 0,50 t/m 0,79.
- De gemiddelde invloedsfactor α voor de volumieke gewichten was 0,12. De minimale invloedsfactor α voor de volumieke gewichten was -0,23. Deze waarde trad op bij LSF-ANKER klei bij een bodemopbouw met een dunne laag kleilaag. (deze kleilaag bevindt zich boven bodemniveau). De maximale invloedsfactor α voor de volumieke gewichten was 0,59. Deze waarde trad op bij LSF-GROND in het zand bij een bodemopbouw met een dunne kleilaag boven bodemniveau.
- De invloedsfactor van de hoek van inwendige wrijving van het zand was gemiddeld voor LSF-GROND 75% hoger dan voor LSF-WAND en LSF-ANKER. Dit komt overeen met de verwachting aangezien de hoek van inwendige wrijving van het zand de belangrijkste sterkte parameter is voor de grootte van de passieve weerstand.
- De invloedsfactor van de maaiveldbelasting was gemiddeld voor LSF-ANKER een factor 3,3 groter dan voor LSF-GROND en een factor 1,7 groter dan voor LSF-WAND. Dit komt overeen met de verwachting op basis van de ontwerppraktijk, een maaiveldbelasting heeft het grootste effect op de ankerkracht.
- Het bodemniveau heeft absoluut gezien gemiddeld een factor 4 grotere invloedsfactor dan het grondwater-, water-, en laagscheidingsniveau.



Figuur bijlage A.25 Invloedsfactoren (α) van alle analyses met modelonzekerheid.



Figuur bijlage A.26 Invloedsfactoren (α) van alle analyses zonder modelonzekerheid.

Tabel bijlage A.7 Invloedsfactor (α) met de grootste absolute waarde $|\alpha|_{\max}$ en de range van de berekende invloedsfactoren van alle analyses met model onzekerheid.

Stochast	Invloedsfactoren van alle CROW-case analyses met modelonzekerheid [-]			
	α bij $ \alpha _{\max}$	α_{\min}	α_{gem}	α_{\max}
Δt_{wall}	-0,70	-0,70	-0,19	0,00
$\theta_{m;MobP}$	-0,68	-0,68	-0,56	-0,49
$\theta_{m;F}$	-0,67	0,67	-0,52	-0,40
φ'_{ZAND}	0,65	0,02	0,38	0,65
$\theta_{m;MN}$	-0,63	-0,63	-0,43	-0,29
$\gamma_{\text{sat},ZAND}$	0,59	0,02	0,29	0,59
$f_{y;a}$	0,53	0,32	0,42	0,53
f_y	0,50	0,13	0,30	0,50
K_{anchor}	-0,50	-0,50	-0,07	0,14
Q_{surface}	-0,44	-0,44	-0,17	-0,05
φ'_{KLEI}	0,37	0,03	0,22	0,37
$\gamma_{\text{sat},KLEI}$	0,31	-0,23	-0,05	0,31
Z_{bottom}	0,30	0,11	0,21	0,30
R_{ZAND}	0,24	0,00	0,14	0,24
$Z_{\text{layer2-3}}$	0,23	-0,01	0,05	0,23
c'_{KLEI}	0,19	0,01	0,10	0,19
R_{KLEI}	0,18	0,01	-0,14	0,18
Δt_{anchor}	-0,18	-0,11	0,04	-0,18
$k_{1,KLEI}$	0,16	-0,04	0,04	0,16
$k_{1,ZAND}$	-0,13	-0,13	-0,01	0,06
H_{outside}	0,08	0,03	0,05	0,08
H_{soil}	-0,06	-0,06	-0,04	-0,01

Tabel bijlage A.8 Range van de invloedsfactoren per grenstoestandsfunctie van analyses met modelonzekerheid.

Stochast	Invloedsfactoren van alle CROW-case analyses met modelonzekerheid [-]								
	LSF-GROND			LSF-WAND			LSF-ANKER		
	α_{min}	α_{gem}	α_{max}	α_{min}	α_{gem}	α_{max}	α_{min}	α_{gem}	α_{max}
Δt_{wall}	-0,03	-0,02	0,00	-0,70	-0,48	-0,31	-0,15	-0,07	-0,02
$\theta_{m;MobP}$	-0,68	-0,56	-0,49	-	-	-	-	-	-
$\theta_{m;F}$	-	-	-	-	-	-	-0,67	-0,52	-0,40
ϕ'_{ZAND}	0,47	0,54	0,64	0,03	0,31	0,58	0,02	0,30	0,65
$\theta_{m;MN}$	-	-	-	-0,63	-0,43	-0,29	-	-	-
$\gamma_{sat,ZAND}$	0,28	0,43	0,59	0,03	0,24	0,51	0,02	0,20	0,46
$f_{y;a}$	-	-	-	-	-	-	0,32	0,42	0,53
f_y	-	-	-	0,13	0,30	0,50	-	-	-
K_{anchor}	0,01	0,03	0,06	0,02	0,07	0,14	-0,50	-0,29	-0,12
$Q_{surface}$	-0,13	-0,08	-0,05	-0,30	-0,16	-0,08	-0,44	-0,27	-0,16
ϕ'_{KLEI}	0,03	0,14	0,26	0,14	0,26	0,37	0,17	0,24	0,32
$\gamma_{sat,KLEI}$	-0,15	0,08	0,31	-0,23	-0,11	-0,02	-0,22	-0,12	-0,01
Z_{bottom}	0,15	0,21	0,30	0,20	0,24	0,28	0,11	0,18	0,25
R_{ZAND}	0,20	0,22	0,24	0,00	0,11	0,19	0,00	0,10	0,21
$Z_{layer2-3}$	-0,01	0,05	0,23	-0,01	0,05	0,17	-0,01	0,03	0,11
c'_{KLEI}	0,01	0,07	0,16	0,05	0,12	0,19	0,07	0,12	0,17
R_{KLEI}	0,01	0,07	0,16	0,05	0,12	0,18	0,05	0,10	0,15
Δt_{anchor}	-	-	-	-	-	-	-0,18	-0,14	-0,11
$k_{1,KLEI}$	-0,04	0,00	0,06	0,02	0,09	0,16	-0,03	0,04	0,11
$k_{1,ZAND}$	-0,13	-0,07	0,05	0,02	0,03	0,06	-0,02	0,02	0,06
$H_{outside}$	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,04	0,06	0,07
H_{soil}	-0,03	-0,02	-0,01	-0,05	-0,04	-0,03	-0,06	-0,05	-0,04

A.5.4 CROW-case gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$)

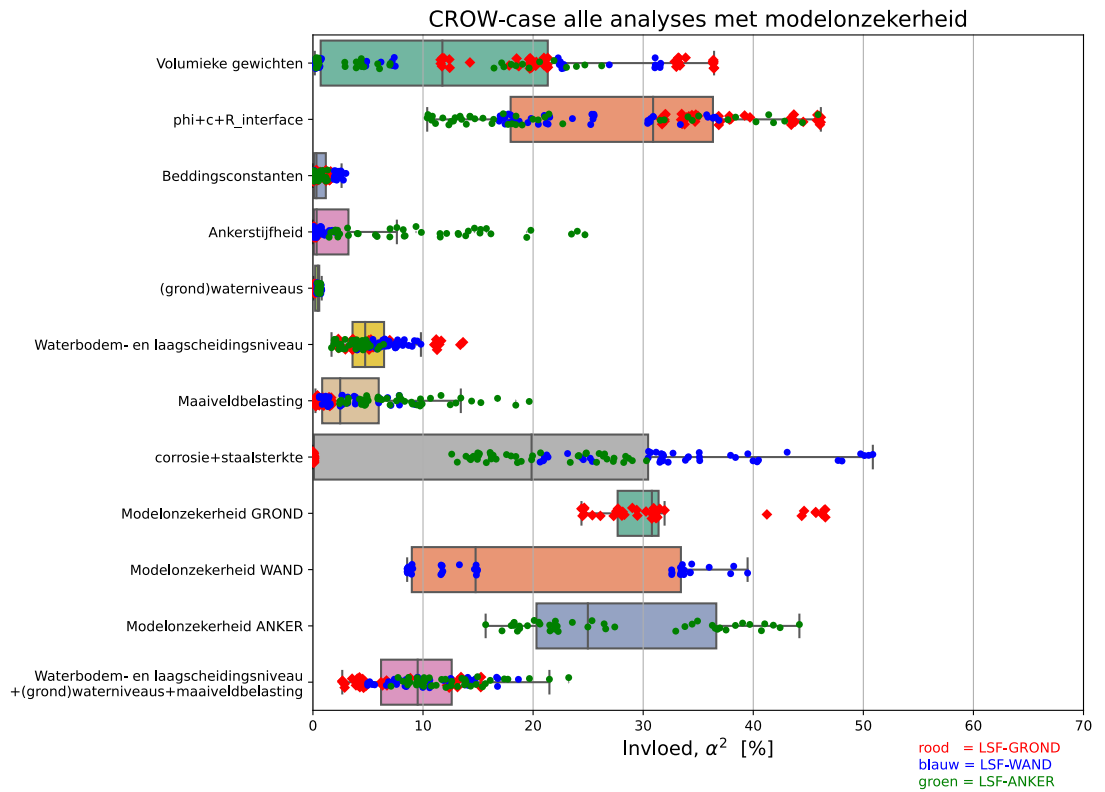
In Figuur bijlage A.27 zijn de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle analyses met modelonzekerheid grafisch in een "boxplot" weergegeven en die van alle analyses zonder modelonzekerheid in Figuur bijlage A.28. Het veiligheidformat voorstel wordt gebaseerd op de resultaten [5] van de probabilistische analyses met modelonzekerheid. In Tabel bijlage A.9 zijn per grenstoestandsfunctie de minima, gemiddelden en maxima van de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van de analyses met modelonzekerheid weergegeven. In Tabel bijlage A.10 zijn voor de drie grenstoestandsfuncties uit Tabel bijlage A.9 tezamen de minima, gemiddelden en maxima van de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) en bijbehorende afgeleide absolute waarden van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha|=\sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$) weergegeven. De belangrijkste conclusies op basis van Figuur bijlage A.27, Figuur bijlage A.28, Tabel bijlage A.9 en Tabel bijlage A.10 met betrekking op de gesommeerde invloeden van de analyses met modelonzekerheid zijn:

- De sommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van de stochasten in de analyses zonder modelonzekerheid is significant hoger dan die van de analyses met modelonzekerheid, met uitzondering van de invloed van de beddingsconstanten; die is gelijk. De ratio tussen

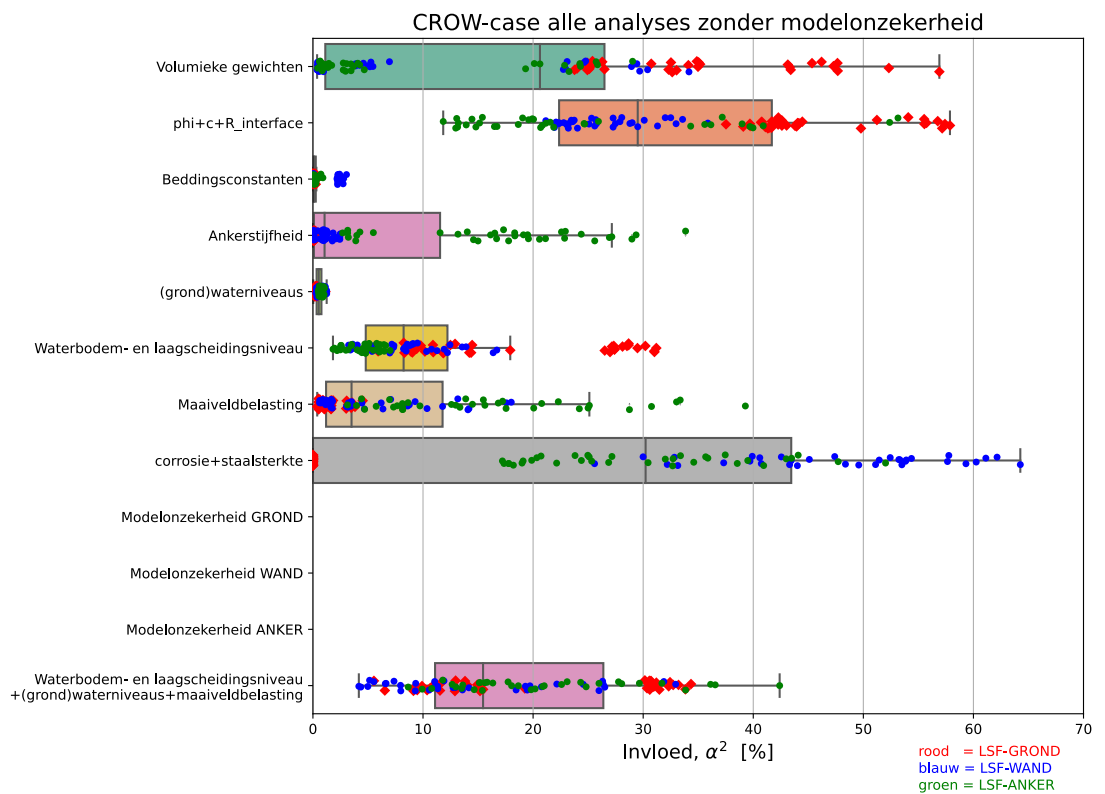
het gemiddelde van de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$), exclusief onderste 4 sommaties¹⁷ van Figuur bijlage A.27 van de analyses met modelonzekerheid en het gemiddelde van die zonder modelonzekerheid is een factor 1,35.

- De sommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van de sterkte van de constructieve elementen ($\Delta t_{wall} \& \Delta t_{anchor} \& f_y \& f_{ya}$) was gemiddeld 19% en maximaal 51%.
- De gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van de onzekerheid in de sterkte van de grond ($\phi'_{KLEI} \& \phi'_{ZAND} \& R_{ZAND} \& R_{KLEI} \& c'_{KLEI}$) was gemiddeld 28% en maximaal 4%.
- De invloeden van de 3 modelonzekerheden $\theta_{m;MobP}$, $\theta_{m;MN}$ en $\theta_{m;F}$ zijn voor betreffende grenstoestandsfunctie de grootste of op een na grootste van de sommaties.
- Bij LSF-GROND is het optellen van de individuele maxima van de twee gesommeerde invloeden $\Sigma\alpha_i^2(\phi'_{KLEI} \& \phi'_{ZAND} \& R_{ZAND} \& R_{KLEI} \& c'_{KLEI}) + \Sigma\alpha_i^2(\theta_{m;MobP})$ van 93% een factor 1,16 groter de maximum van hun gecombineerde sommatie van 80%. Bij LSF-WAND is het optellen van de individuele maxima van de twee gesommeerde invloeden $\Sigma\alpha_i^2(\Delta t_{wall} \& \Delta t_{anchor} \& f_y \& f_{ya}) + \Sigma\alpha_i^2(\theta_{m;MN})$ van 90% een factor 1,29 groter de maximum van hun gecombineerde sommatie van 70%, voor LSF-WAND is dit verschil slechts een factor 1,01.
- De gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van de onzekerheid in het volumieke gewicht van de grond ($\gamma_{sat,ZAND} \& \gamma_{sat,KLEI}$) was gemiddeld 14% en maximaal 36%. Bij LSF-GROND was de invloed het grootste met een gemiddelde van 23%.
- De sommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van de maaiveldbelasting en geometrische onzekerheden (grond)water-, bodem- en laagscheidingsniveaus ($Z_{bottom} \& Z_{layer2-3} \& H_{outside} \& H_{soil} \& Q_{surface}$) is gemiddeld 10% en het maximum van 23% treedt op bij LSF-ANKER.
- De invloed (α_i^2) van de ankerstijfheid en die van de maaiveldbelasting zijn beide gemiddeld 4% en de maxima van respectievelijk 25% en 20% treden beide op bij LSF-ANKER.
- De gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van de beddingsconstanten en die van de (grond)waterniveau's zijn gemiddeld respectievelijk 1 en 0% en maximaal respectievelijk 3 en 1%.

¹⁷ De onderste 4 sommaties zijn niet meegenomen in deze vergelijking omdat deze de modelonzekerheden betreffen en omdat de stochasten in de onderste sommatie reeds in andere sommaties voorkomen



Figuur bijlage A.27 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) en invloeden (α_i^2) van de CROW-case met modelonzekerheid.



Figuur bijlage A.28 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) en invloeden (α_i^2) van de CROW-case zonder modelonzekerheid.

Tabel bijlage A.9 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) en invloeden en (α_i^2) van de CROW-case met modelonzekerheid.

Stochast(en)	Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) en invloeden (α_i^2) CROW-case met modelonzekerheid [%]								
	LSF-GROND			LSF-WAND			LSF-ANKER		
	min	gem	max	min	gem	max	min	gem	max
$\gamma_{sat,ZAND}$ & $\gamma_{sat,KLEI}$	12	23	36	0	10	32	0	8	26
φ_{KLEI} & φ_{ZAND} & c_{KLEI} & R_{ZAND} & R_{KLEI}	32	38	46	17	24	37	10	22	46
$k_{1,KLEI}$ & $k_{1,ZAND}$	0	1	2	0	1	3	0	0	1
K_{anchor}	0	0	0	0	1	2	1	10	25
$H_{outside}$ & H_{soil}	0	0	0	0	1	1	0	1	1
Z_{bottom} & $Z_{layer2-3}$	2	5	14	4	7	10	2	4	6
$Q_{surface}$	0	1	2	1	3	9	2	8	20
Δt_{wall} & Δt_{anchor} & f_y & f_{ya}	0	0	0	21	34	51	13	20	30
$\theta_{m;MobP}$	24	32	47	-	-	-	-	-	-
$\theta_{m;MN}$	-	-	-	9	20	39	-	-	-
$\theta_{m;F}$	-	-	-	-	-	-	16	28	44
Z_{bottom} & H_{soil} & $Z_{layer2-3}$ & $H_{outside}$ & $Q_{surface}$	3	6	15	5	10	19	7	12	23
$\theta_{m;MobP}$ & φ_{KLEI} & φ_{ZAND} & c_{KLEI} & R_{ZAND} & R_{KLEI}	59	70	80						
$\theta_{m;MN}$ & Δt_{wall} & f_y				32	54	70			
$\theta_{m;F}$ & Δt_{anchor} & f_{ya}							28	48	73

Tabel bijlage A.10 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) en invloeden en (α_i^2) van de CROW-case met modelonzekerheid en de daarvan afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha|=\sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$).

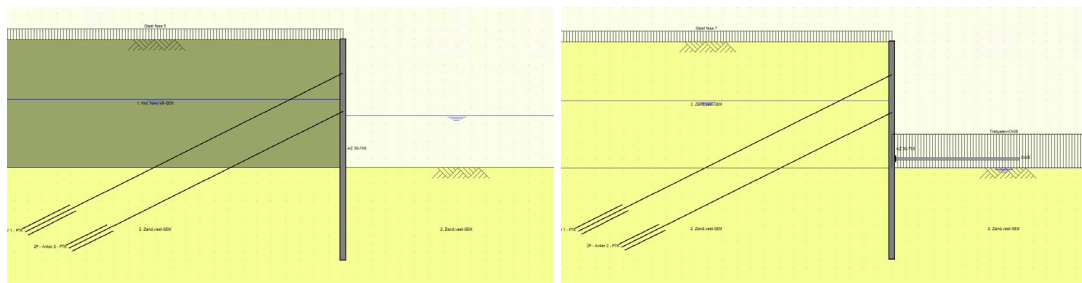
Stochast(en)	Gesommeerde invloeden en afgeleide invloedfactoren, CROW-case met modelonzekerheid, alle LSF					
	Invloedsom ($\Sigma\alpha_i^2$) [%]			Afgeleide invloedfactor $ \alpha =\sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$ [-]		
	min	gem	max	min	gem	max
$Y_{sat,ZAND}$ & $Y_{sat,KLEI}$	0	14	36	0,04	0,37	0,60
φ_{KLEI} & φ_{ZAND} & c_{KLEI} & R_{ZAND} & R_{KLEI}	10	28	46	0,32	0,28	0,68
$k_{1,KLEI}$ & $k_{1,ZAND}$	0	1	3	0,00	0,08	0,17
K_{anchor}	0	4	25	0,01	0,19	0,50
$H_{outside}$ & H_{soil}	0	0	1	0,03	0,06	0,09
Z_{bottom} & $Z_{layer2-3}$	2	5	14	0,13	0,23	0,37
$Q_{surface}$	0	4	20	0,05	0,20	0,44
Δt_{wall} & Δt_{anchor} & f_y & f_{ya}	0	19	51	0,00	0,43	0,71
$\theta_{m;MobP}$	24	32	47	0,49	0,56	0,68
$\theta_{m;MN}$	9	20	39	0,29	0,43	0,63
$\theta_{m;F}$	16	28	44	0,40	0,52	0,67
Z_{bottom} & H_{soil} & $Z_{layer2-3}$ & $H_{outside}$ & $Q_{surface}$	3	10	23	0,17	0,31	0,48
$\theta_{m;MobP}$ & φ_{KLEI} & φ_{ZAND} & c_{KLEI} & R_{ZAND} & R_{KLEI}	59	70	80	0,77	0,84	0,90
$\theta_{m;MN}$ & Δt_{wall} & f_y	32	54	70	0,57	0,73	0,83
$\theta_{m;F}$ & Δt_{anchor} & f_{ya}	28	48	73	0,53	0,69	0,85

A.6 Meervoudig ondersteunde case (MOC)

A.6.1 Algemeen

De meervoudige ondersteunde case (MOC) betreft een 2-voudig verankerde damwand met een onderwaterbetonvloer. De damwand is 25,9 m lang en de bovenzijde van de damwand ligt op NAP +7,90 m. De meervoudig ondersteunde case wordt geanalyseerd voor 2 grondopbouwen, zie Figuur bijlage A.29:

- **KLEI-ZAND.** De ondergrond bij de meervoudig ondersteunde basis case bestaat uit 2 grondlagen. De bovenste grondlaag bestaat uit een humeuze siltige klei met de onderzijde op NAP -7,1 m en de onderste grondlaag bestaat uit zand.
- **ZAND.** De gehele ondergrond bestaat uit zand. De eigenschappen van het zand zijn gelijk van die van het zand in “KLEI-ZAND”.

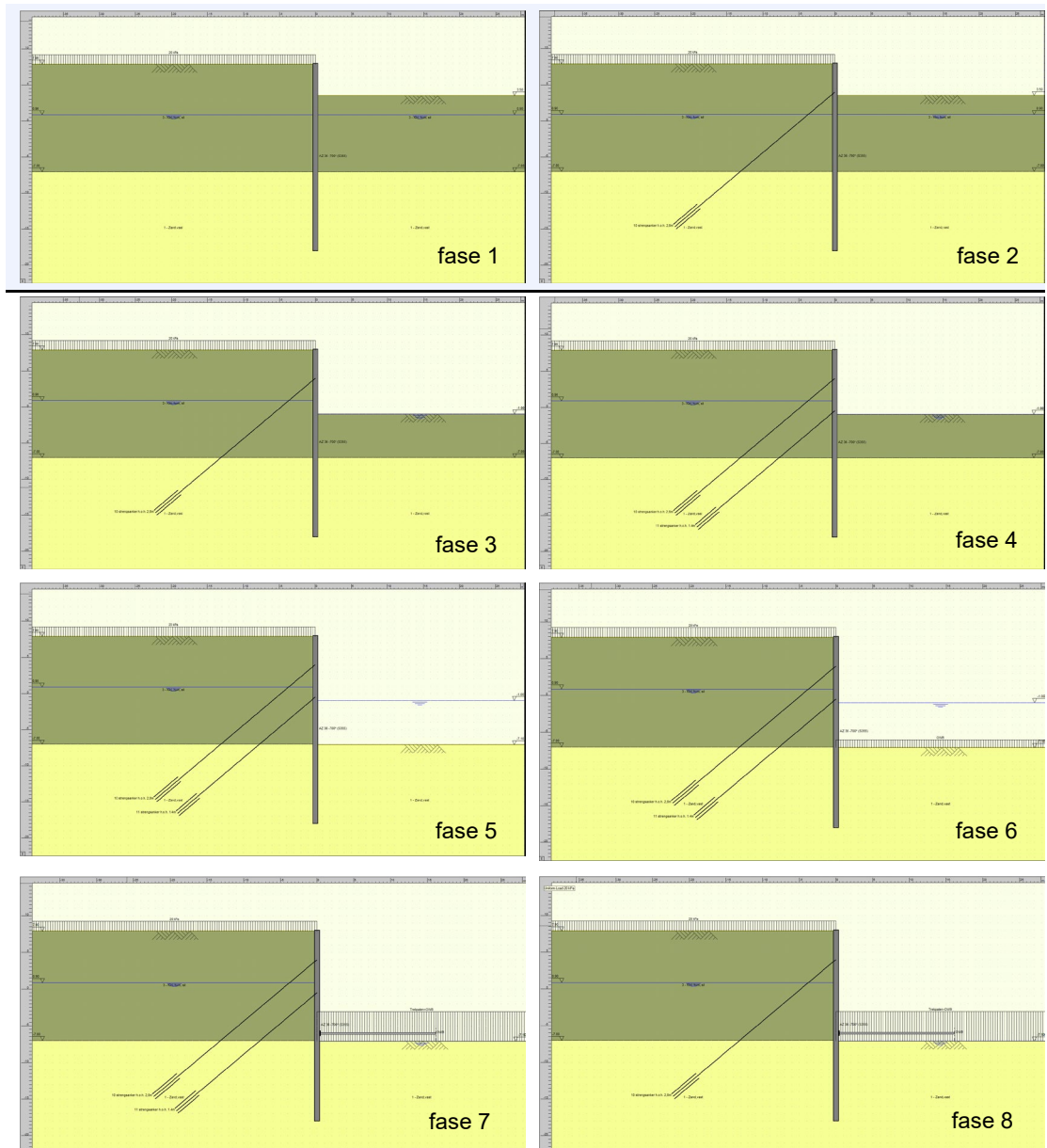


Figuur bijlage A.29 Grondopbouw varianten meervoudig ondersteunde case “KLEI-ZAND” en rechts “ZAND”.

Bij deze diep ingebedde damwand is de kans op passief bezwijken extreem klein. Daarom wordt de grenstoestand LSF-GROND niet getoetst. Er zijn 2 typen grenstoestandsfuncties LSF-WAND en LSF-ANKER opgesteld, waarbij in LSF-WAND ook de verticale component van de ankerkracht(en) en wandwrijving is meegenomen.

In de D-Sheet Piling berekening is deze case opgebouwd uit de 8 fasen, zie Figuur bijlage A.30:

1. Ontgraven tot NAP +3,5 m ten behoeve de installatie van anker 1.
2. Installeren + voorspannen anker 1 op NAP +4,0 m.
3. Ontgraven tot NAP -1,0 m ten behoeve de installatie anker 2.
4. Installeren + voorspannen anker 2 op NAP -0,5 m.
5. Maximale ontgravingsdiepte in den natte NAP -7,1 m.
6. Onderwaterbeton storten.
7. Onderwaterbeton droogzetten.
8. Verwijderen anker 2.



Figuur bijlage A.30 D-Sheet Piling fasering meervoudig ondersteunde case met klei en zand.

De gefaseerde probabilistische berekeningen zijn in lijn met de CUR166 volgens 2 berekeningsschema's uitgevoerd berekeningsschema A en B. Berekeningsschema B is op twee wijzen uitgevoerd om de invloed van de aangehouden constante waarde van de parameters in de voorafgaande fasen op de berekeningsresultaten te bepalen. Bij berekeningsschema B zijn ankerstijfheid en de buigstijfheid van de damwand in alle fase(n) gelijk¹⁸. De drie berekeningsschema's zijn:

- **Schema A** waar alle stochasten behalve de maaiveldbelasting op het oorspronkelijke maaiveld in alle fasen gelijk zijn. Om dit te bereiken in D-Sheet Piling heeft iedere fase een eigen maaiveldbelasting dus maaiveldbelasting_fase_1 t/m 8. Per grenstoestandsfunctie hoeft bij schema A maar 1 probabilistische analyse te worden uitgevoerd. Het resultaat van deze analyse is de betrouwbaarheid van anker 1, anker 2 en de wand.
- **Schema B-kar** waar de stochasten hun karakteristieke waarde (zoals in de CUR166) hebben in de fase voorafgaand aan de fase waarin grenstoestandsfunctie wordt getoetst.
- **Schema B-gem** waar de stochasten hun gemiddelde waarde hebben in de fase voorafgaand aan de fase waarin grenstoestandsfunctie wordt getoetst.

Voor het bepalen van de invloed van de modelonzekerheid op de resultaten zijn de probabilistische analyse met het meest realistische¹⁹ berekeningsschema A met en zonder modelonzekerheid uitgevoerd.

In Paragraaf A.6.2 wordt als eerste ingegaan op het verschil tussen het wel en niet meenemen van de modelonzekerheid. In Paragraaf A.6.3 wordt ingegaan op de verschillen tussen de berekeningsschema's A, B-gem en B-kar. In Paragraaf A.6.4 en A.6.5 wordt nader ingegaan op de resultaten van de berekeningsschema A analyses met modelonzekerheid met betrekking tot respectievelijk invloedsfactoren (α) en invloeden (α^2).

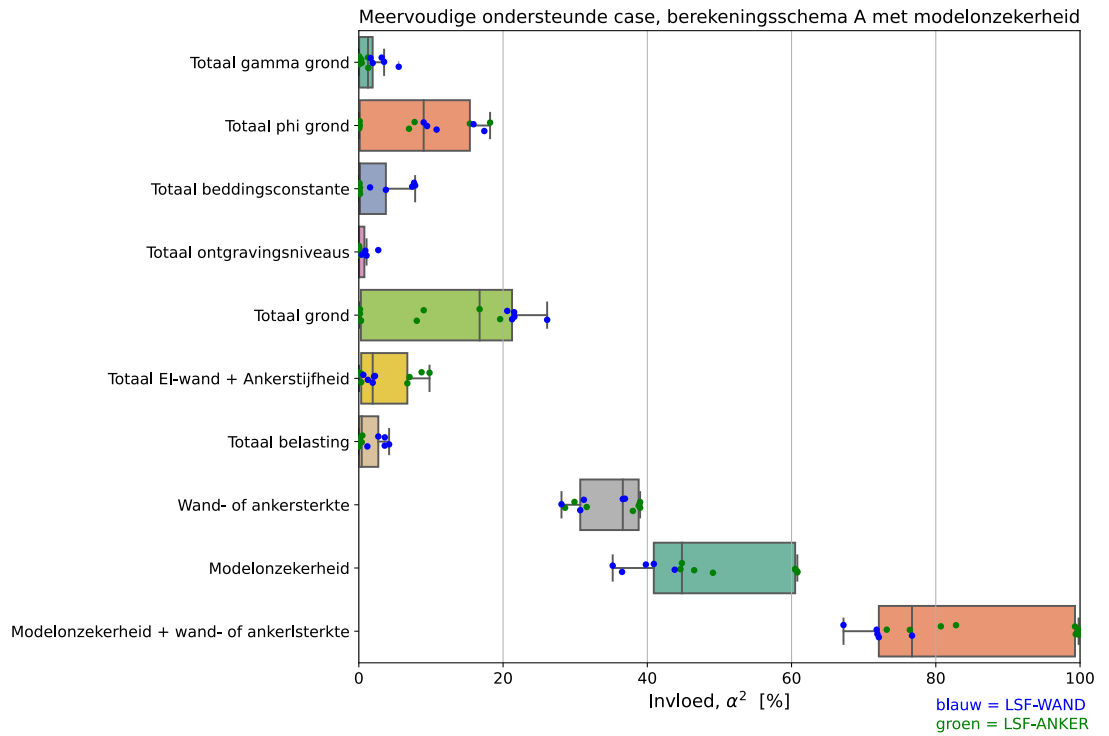
A.6.2 Invloed modelonzekerheid

In Figuur bijlage A.31 zijn de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle analyses met modelonzekerheid grafisch in een "boxplot" weergegeven en die van alle analyses zonder modelonzekerheid in Figuur bijlage A.32. In Tabel bijlage A.11 zijn de minima, gemiddelden en maxima van de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle analyses met en zonder modelonzekerheid en de daarvan afgeleide absolute waarden van de gesommeerde invloedfactor $\sqrt{(\Sigma\alpha_i^2)}$ weergegeven. De belangrijkste conclusies op basis van Tabel bijlage A.11 met betrekking tot de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van de analyses volgens berekeningsschema A met modelonzekerheid zijn:

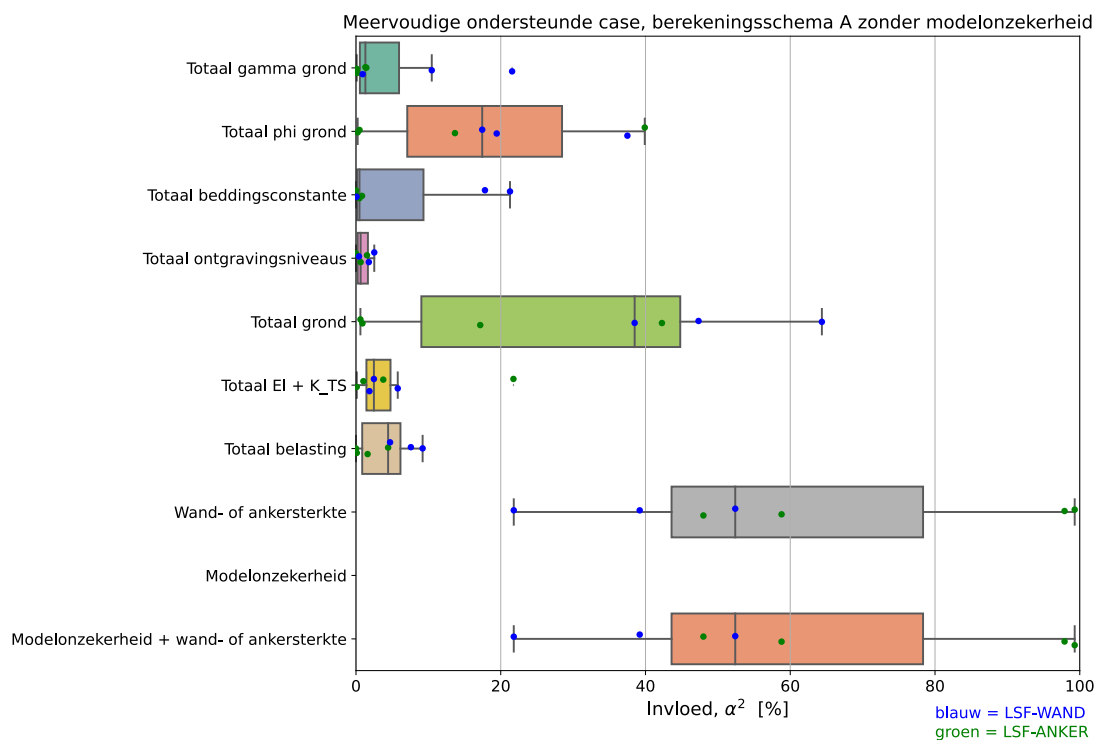
- De maximale sommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$)_{max} van de stochasten in de analyses zonder modelonzekerheid zijn significant hoger dan die van de analyses met modelonzekerheid. Een uitzondering is de invloed van de ontgravingsniveaus; die bleef gelijk.
- Bij volgende 5 combinaties van invloeden in Tabel bijlage A.11 komen stochasten slechts bij eenmaal voor: ($R_{\text{anker},1} + R_{\text{anker},2} \& f_{y,wand}$), (*alle* $\varphi + \gamma_{\text{sat}} + k_1 + c$), ($EI + K_{\text{anker},1} + K_{\text{anker},2}$), ($Q_{\text{maaiveld, fase 1}} \text{ t/m } Q_{\text{maaiveld, fase 8}}$) en ($Z_{\text{ontg fase 1}} \& Z_{\text{ontg fase 3}} \& Z_{\text{ontg fase 5}}$). De ratio tussen het gemiddelde van deze 5 niet overlappende gesommeerde invloeden, van de analyses zonder modelonzekerheid en met modelonzekerheid is een factor 1,9.
- De ratio tussen de gemiddelde van de gesommeerde invloed ($R_{\text{anker},1} + R_{\text{anker},2} + \theta_{m,anker} \& f_{y,wand} + \theta_{wand}$) in de analyses zonder modelonzekerheid en die van ($R_{\text{anker},1} + R_{\text{anker},2} \& f_{y,wand}$) in de analyses met modelonzekerheid is een factor 0,7.

¹⁸ Het is binnen D-Sheet Piling niet mogelijk de $K_{\text{anchor},1}$, $K_{\text{anchor},2}$ en EI per fase te wijzigen.

¹⁹ De probabilistische analyses volgens berekeningsschema A kunnen worden gezien als een simulatie. Dit in tegenstelling tot berekeningsschema B wat een ontwerp receptuur is.



Figuur bijlage A.31 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$ MOC-analyses met modelonzekerheid, schema A.



Figuur bijlage A.32 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van de MOC-analyses zonder modelonzekerheid, schema A.

Tabel bijlage A.11 Maxima van diverse gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) en de range van de afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha| = \sqrt{\Sigma\alpha^2}$) van MOC-analyses schema A. Links analyses met modelonzekerheid Rechts analyses zonder modelonzekerheid.

Combinatie van stochasten	Gesommeerde invloeden en afgeleide invloedfactoren, alle-LSF											
	Met modelonzekerheid						Zonder modelonzekerheid					
	Invloedsom ($\Sigma\alpha_i^2$) _{max} [%]			Afgeleide invloedfactor $ \alpha = \sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$ [-]			Invloedsom ($\Sigma\alpha_i^2$) _{max} [%]			Afgeleide invloedfactor $ \alpha = \sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$ [-]		
	min	gem	max	min	gem	max	min	gem	max	min	gem	max
$R_{anker,1} + R_{anker,2} + \theta_{m,anker} \& f_{y,wand} + \theta_{wand}$	67	82	100	0,82	0,91	1,00	22	60	99	0,47	0,77	0,99
$\theta_{m,anker} \& \theta_{wand}$	35	48	61	0,59	0,69	0,78	-	-	-	-	-	-
$R_{anker,1} + R_{anker,2} \& f_{y,wand}$	28	34	39	0,53	0,59	0,62	22	60	99	0,47	0,77	0,99
$R_{anker,1} + R_{anker,2}$	29	36	39	0,54	0,60	0,62	48	76	99	0,69	0,87	0,99
alle $\varphi + \gamma_{sat} + k_1 + c$	0	13	26	0,04	0,36	0,51	1	30	64	0,08	0,55	0,80
$\varphi'_{KLEI} + \varphi'_{ZAND}$	0	9	18	0,03	0,29	0,43	0	18	40	0,0,	0,43	0,63
$EI + K_{anker,1} + K_{anker,2}$	0	3	10	0,02	0,18	0,31	0	5	22	0,03	0,23	0,47
$\gamma_{sat,ZAND} + \gamma_{sat,KLEI}$	1	2	6	0,02	0,12	0,24	0	5	22	0,03	0,23	0,46
$k_{1,KLEI} \& k_{1,ZAND}$	0	2	8	0,01	0,15	0,28	0	6	21	0,01	0,24	0,46
$Q_{maaiveld, fase 1} / m$ $Q_{maaiveld, fase 8}$	0	1	4	0,00	0,11	0,21	0	4	9	0,00	0,20	0,30
$Z_{ontg fase 1} \& Z_{ontg fase 3} \& Z_{ontg fase 5}$	0	1	3	0,00	0,07	0,16	0	1	3	0,01	0,10	0,16

A.6.3 Vergelijking MOC-analyses met modelonzekerheid schema B-gem en B-kar

A.6.3.1. Ankersterkte en staalsterkte damwandwand

In Tabel bijlage A.12 zijn de ratio's tussen waarden volgens berekeningsschema B-kar en B-gem van de ankersterkte en sterkte van het damwandstaal in het ontwerp punt van de probabilistische analyses voor het ontwerp met een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$ vermeld. De gemiddelde ratio tussen het resultaat berekend met berekeningsschema B-kar en B-gem is 1,07 met een CoV = 0,09. De minimale van de 36 ratio's was 0,93 en de maximale 1,34.

De belangrijkste conclusie op basis van Tabel bijlage A.12 weergegeven ratio's tussen respectievelijk de ankersterkte en staalsterkte wand in het ontwerp punt volgens berekeningsschema B-kar en B-gem zijn:

- De (benodigde) ankersterkte en staalsterkte van de damwand in het ontwerp punt van alle MOC probabilistische analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema B-kar zijn gemiddeld significant (7%) hoger dan die volgens berekeningsschema B-gem met een significant grote CoV (9%) zijn berekend.
- De ankersterkte in het ontwerp punt van alle MOC probabilistische analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema B-kar zijn van deze voorgespannen ankers gemiddeld +4% hoger dan die volgens berekeningsschema B-gem het verschil bij de staalsterkte van de damwand van +11% was significant groter.

Tabel bijlage A.12 Ratio's tussen ankersterkte en damwandstaalsterkte in ontwerppunt van de probabilistische analyses voor een $\beta_T = 3,8$ berekeningsschema B-kar en B-gem van de MOC met modelonzekerheid.

Grondopbouw	Fase	Ratio tussen sterkte in ontwerppunt van de probabilistische analyses voor $\beta_T = 3,8$ berekeningsschema B-kar en B-gem		
		LSF-ANKER [-]		LSF-WAND [-]
		Anker 1	Anker 2	
Klei-zand	2	1,000	-	1,263
	3	0,998	-	1,199
	4	1,149	1,000	1,342
	5	1,090	0,984	1,283
	6	1,086	1,018	1,217
	7	1,087	1,018	1,233
	8	1,076	-	0,972
Zand	2	1,000	-	1,052
	3	1,008	-	1,113
	4	1,036	1,000	0,930
	5	1,034	1,000	1,026
	6	1,032	1,010	1,129
	7	1,032	1,010	1,119
	8	1,044	-	0,963
Statistische kerntallen ratio's ankers en wand	Minimum	0,98		0,93
	Gemiddelde	1,03		1,13
	Maximum	1,15		1,34
	Variatiecoëfficiënt	0,04		0,11
Statistische kerntallen alle ratio's	Minimum	0,93		
	Gemiddelde	1,07		
	Maximum	1,34		
	Variatiecoëfficiënt	0,09		

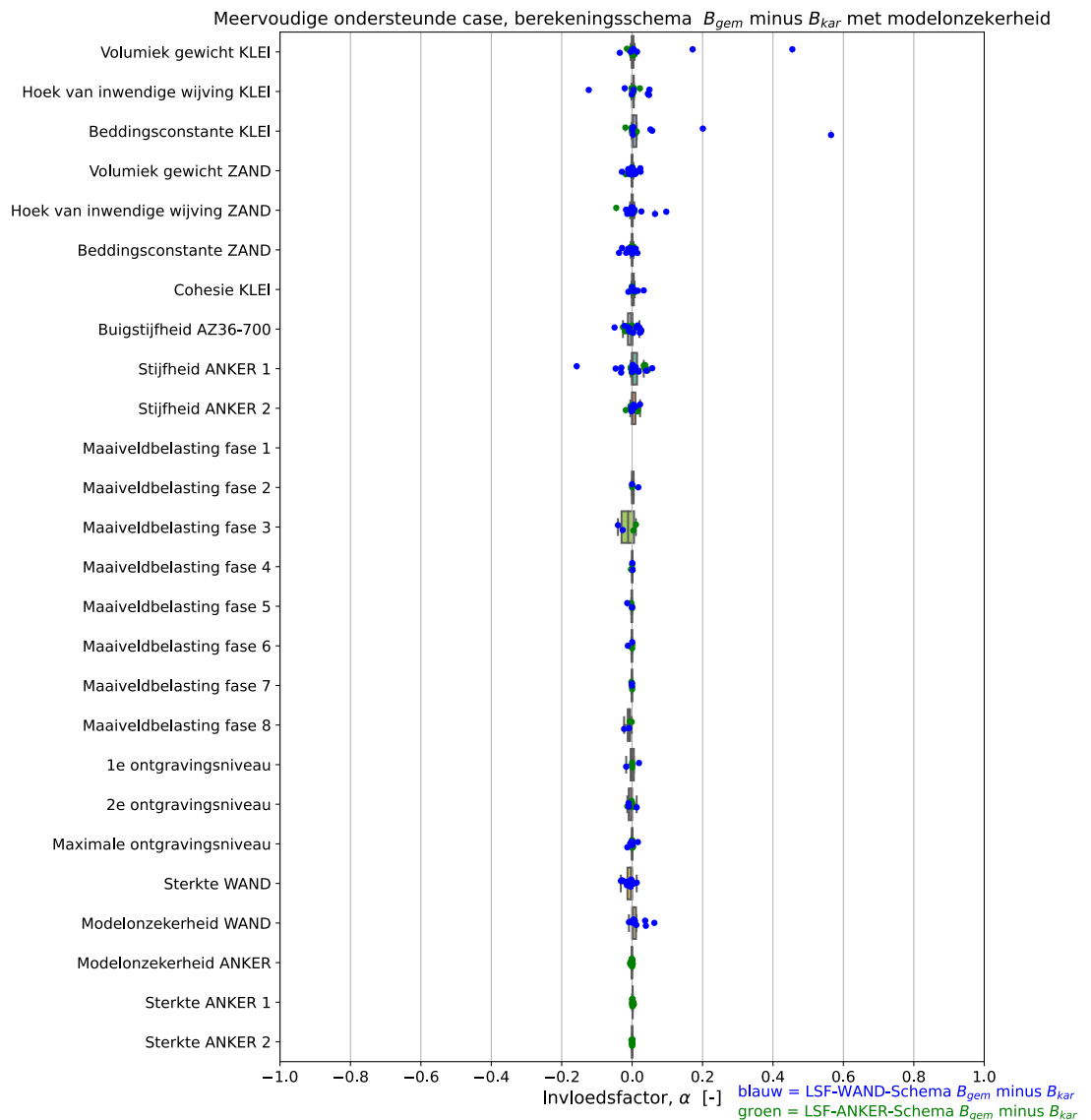
A.6.3.2. Invloeden en invloedsfactoren

In Figuur bijlage A.33 is het verschil tussen de invloedsfactoren, $\Delta\alpha_i$ van de MOC analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema B-gem en B-kar grafisch weergegeven in een "boxplot". Figuur bijlage A.33 laat over het geheel een beeld zien dat beide berekeningsschema resulteren in invloedsfactoren die die redelijk overeenkomstig zijn met een beperkt aantal significante afwijkingen. Het gemiddelde verschil tussen de invloedsfactoren, $\Delta\alpha_i$ (B-gem minus B-kar) was 0,004 met een standaardafwijking van 0,04. De minimale en maximale waarde van de 420 in Figuur bijlage A.33 weergegeven verschillen tussen de invloedsfactoren $\Delta\alpha_i$ (B-gem minus B-kar) was respectievelijk -0,158 en 0,565.

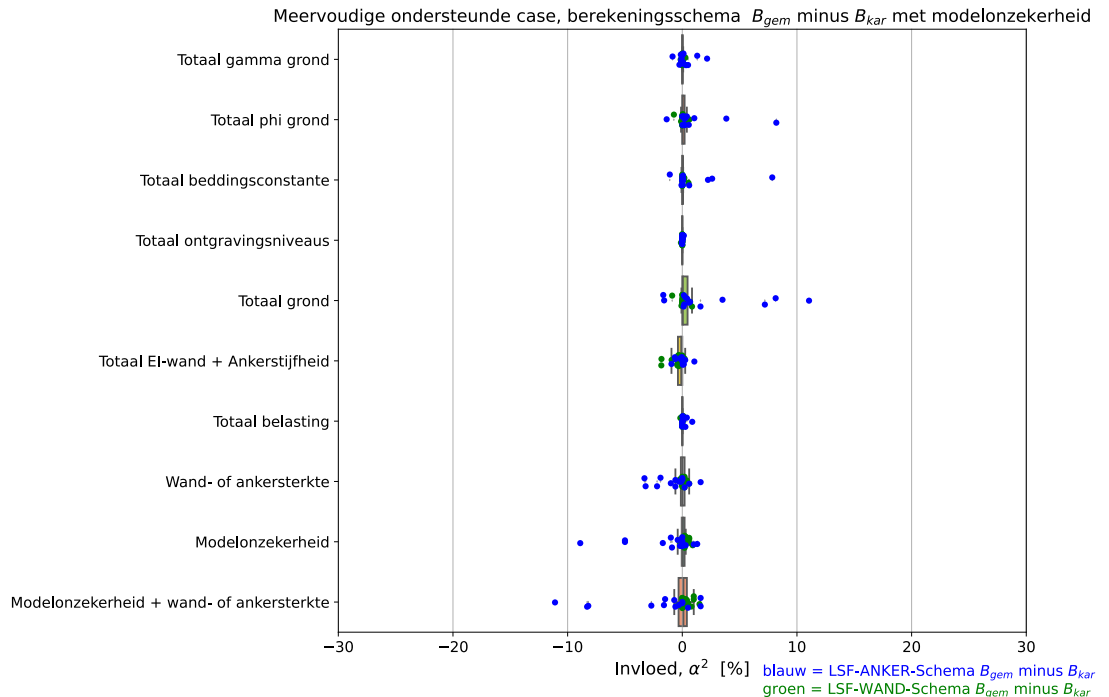
In Figuur bijlage A.34 is het verschil tussen de gesommeerde invloed, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ van de MOC analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema B-gem en B-kar grafisch weergegeven in een "boxplot". Figuur bijlage A.34 laat over het geheel een beeld zien dat beide berekeningsschema resulteren in gesommeerde invloeden, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ die die redelijk overeenkomstig zijn met een beperkt aantal significante afwijkingen. De 2 sommatie categorieën "Totaal grond" en "Modelonzekerheid en wand- of ankersterkte" zijn een

combinatie van twee of meer andere sommatie categorieën, de overige 8 categorieën kennen geen overlap aan informatie. Het gemiddelde verschil tussen de gesommeerde invloed, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ (B-gem minus B-kar) van de 8 niet overlappende categorieën is 0,000 met een standaardafwijking van 0,011. De minimale en maximale waarde van de 288 in Figuur bijlage A.34 weergegeven verschillen tussen de gesommeerde invloed, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ (B-gem minus B-kar) van de 8 niet overlappende categorieën was respectievelijk -8,9 % en 8,2%.

De belangrijkste conclusie op basis van Figuur bijlage A.33 en Figuur bijlage A.34 weergegeven verschillen tussen respectievelijk de invloedsfactoren, $\Delta\alpha_i$ en gesommeerde invloeden, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ van de analyses volgens berekeningsschema B-gem en B-kar is: Zowel de invloedsfactoren als de gesommeerde invloeden zijn gemiddeld overeenkomstig met enkele sterkere afwijkingen.



Figuur bijlage A.33 Verschil tussen invloedsfactor ($\Delta\alpha$) MOC met modelonzekerheid, schema B-gem minus B-gem.



Figuur bijlage A.34 Verschil tussen gesommeerde invloed ($\Delta\Sigma\alpha^2$) MOC met modelonzekerheid, schema B_{gem} minus B_{gem} .

A.6.4 Vergelijking MOC-analyses met modelonzekerheid schema A, B-gem en B-kar

A.6.4.1.

Ankersterkte en staalsterkte damwand

In Tabel bijlage A.13 zijn de gemiddelde, minimale en maximale ratio's tussen verwachtingswaarde van ankersterkte en sterkte van het damwandstaal in het ontwerppunt van probabilistische ontwerpberekeningen met een doelbetrouwbaarheid $\beta_T = 3,8$ van de MOC analyses met modelonzekerheid volgens schema A, B-gem en B-kar per grondopbouw en grenstoestandsfunctie weergegeven.

De gemiddelde ratio tussen het resultaat berekend met berekeningsschema B-kar en A is 0,994 met een CoV = 0,017. De minimale ratio was 0,971 en de maximale 1,013.

De gemiddelde ratio tussen het resultaat berekend met berekeningsschema B-kar en A is 1,030 met een CoV = 0,023. De minimale ratio was 1,010 en de maximale 1,073.

De belangrijkste conclusie op basis van Tabel bijlage A.13 betreffende sterkten in het ontwerppunt volgens de drie berekeningsschema's en ratio's daartussen in Tabel bijlage A.13 zijn:

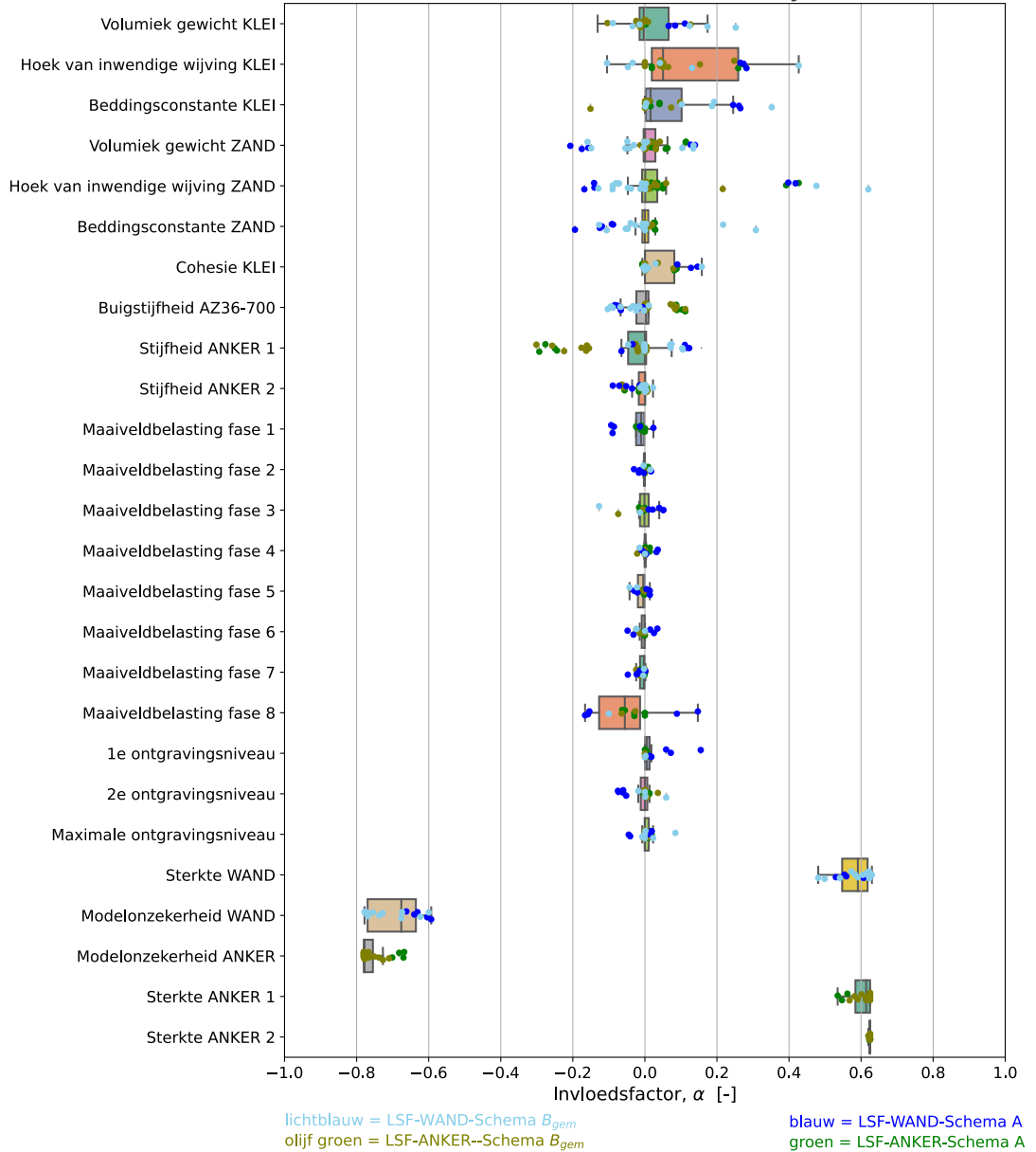
- De ankersterkte en staalsterkte van de damwand in de maatgevende fase berekend volgens berekeningsschema's B-gem en A verschillen gemiddeld weinig (B-gem is 0,6% minder dan schema A. De gemiddelde verschillen zijn voor ankersterkte en staalsterkte overeenkomstig.
- De ankersterkte en staalsterkte van de damwand in de maatgevende fase berekend volgens berekeningsschema's B-kar is in alle berekeningen hoger dan berekend volgens berekeningsschema A met een gemiddelde van +3%. De gemiddelde verschillen zijn voor ankersterkte en staalsterkte overeenkomstig.

Tabel bijlage A.13 Gemiddelde, minimale en maximale ratio tussen verwachtingswaarde in het ontwerp punt van probabilistische ontwerpberekeningen voor MOC met modelonzekerheid volgens schema A, B-gem en B-kar.

Type waarde	Ratio tussen sterkte in het ontwerp punt voor $\beta_T = 3,8$ berekeningsschema B-gem en A					Ratio tussen sterkte in het ontwerp punt voor $\beta_T = 3,8$ berekeningsschema B-kar en A				
	Alles	Grondopbouw		LSF		Alles	Grondopbouw		LSF	
		Klei-zand	Zand	ANKER	WAND		Klei-zand	Zand	ANKER	WAND
Minimum	0,971	0,976	0,971	0,971	0,976	1,010	1,025	1,010	1,010	1,025
Gemiddeld	0,994	0,994	0,995	0,994	0,994	1,030	1,041	1,018	1,031	1,028
Maximum	1,013	1,007	1,013	1,007	1,013	1,073	1,073	1,031	1,073	1,031
CoV	0,017	-				0,023	-			

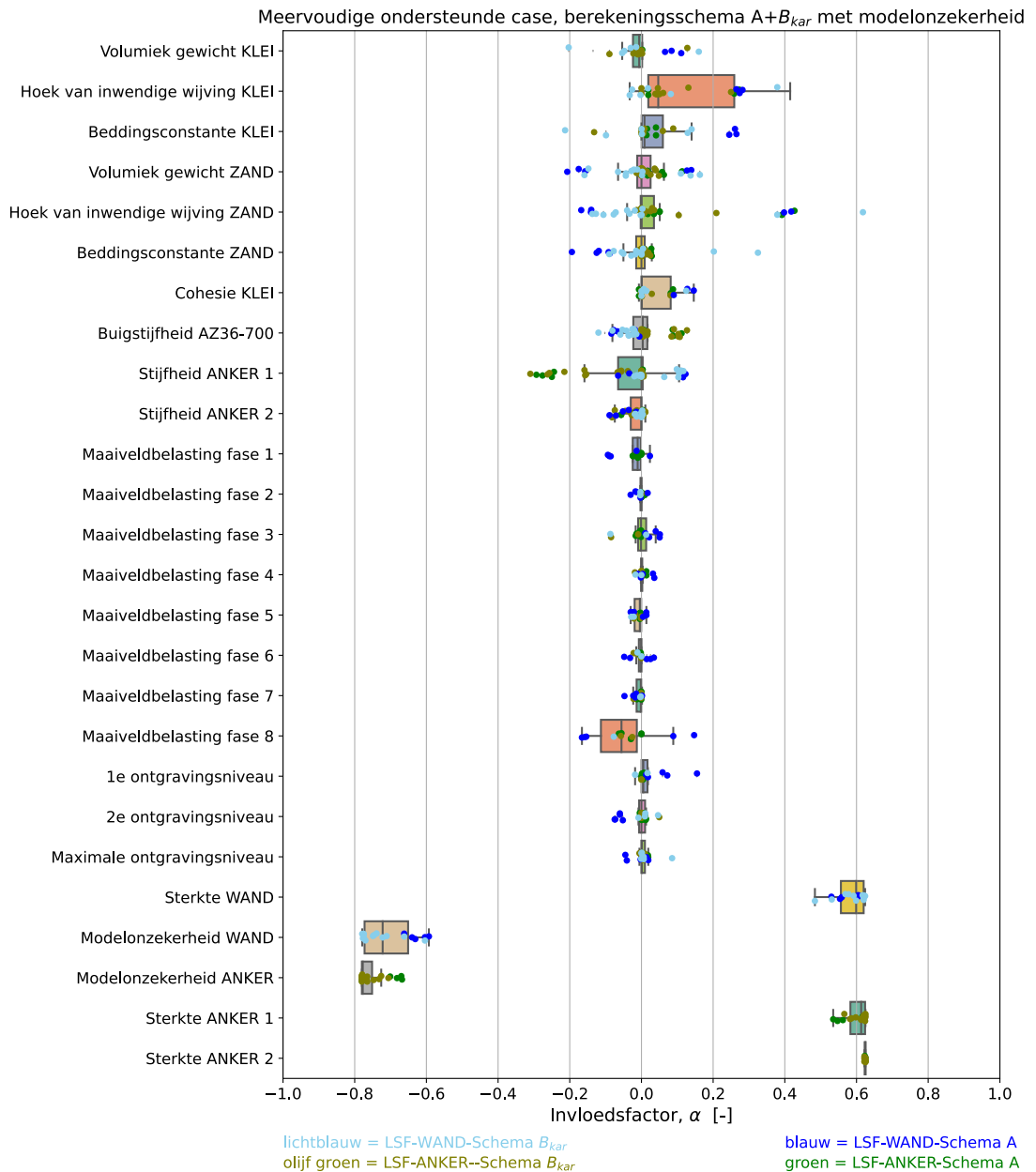
A.6.4.2. Invloeden en invloedsfactoren

In Figuur bijlage A.35 zijn de invloedsfactoren (α_i) van de MOC analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema A en B-gem in de maatgevende fase grafisch weergegeven in een "boxplot".



Figuur bijlage A.35 Invloedsfactoren (α_i) van alle MOC-analyses met modelonzekerheid, schema A en B-gem.

In Figuur bijlage A.36. zijn de invloedsfactoren (α_i) van de MOC analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema A en B-*kar* in de maatgevende fase grafisch weergegeven in een "boxplot". Figuur bijlage A.35 en Figuur bijlage A.36 laten beide over het geheel een beeld zien dat berekeningsschema resulteren in invloedsfactoren die die redelijk overeenkomstig zijn met enkele afwijkingen.

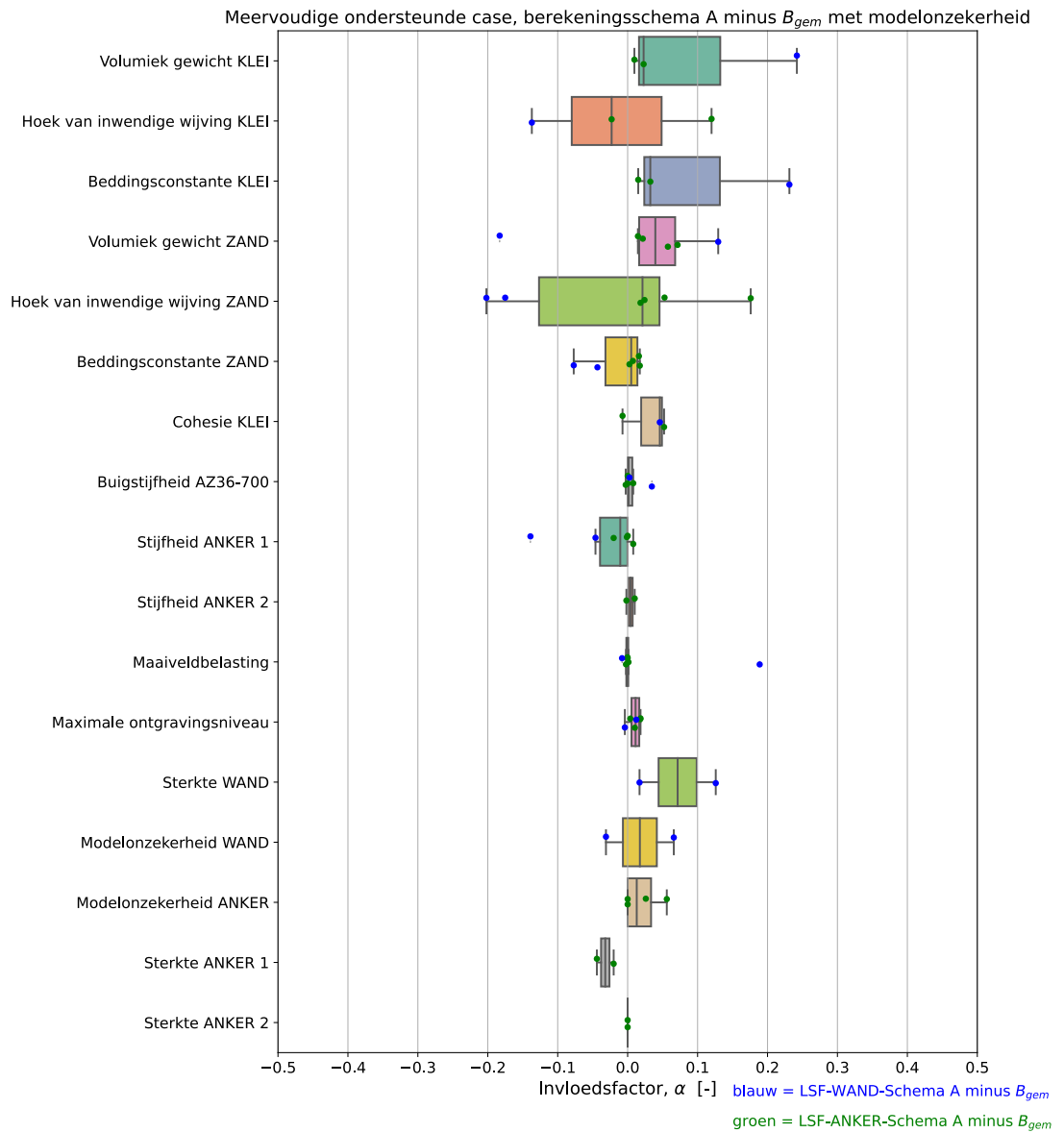


Figuur bijlage A.36 Invloedsfactoren (α_i) van alle MOC-analyses met modelonzekerheid, schema A en B-kar.

In Figuur bijlage A.37 is het verschil tussen de invloedsfactoren, $\Delta\alpha_i$ van de MOC analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema A en B-gem in de maatgevende fase grafisch weergegeven in een “boxplot”. Figuur bijlage A.37 laat over het geheel een beeld zien dat de berekeningsschema resulteren in invloedsfactoren die die redelijk overeenkomstig zijn met een beperkt aantal significante afwijkingen. Het gemiddelde verschil tussen de invloedsfactoren, $\Delta\alpha_i$ (A minus B-gem) was 0,012 met een standaardafwijking van 0,077. De minimale en maximale waarde van de 68 in Figuur bijlage A.37 weergegeven verschillen tussen de invloedsfactoren $\Delta\alpha_i$ (A minus B-gem) was respectievelijk -0,202 en 0,242.

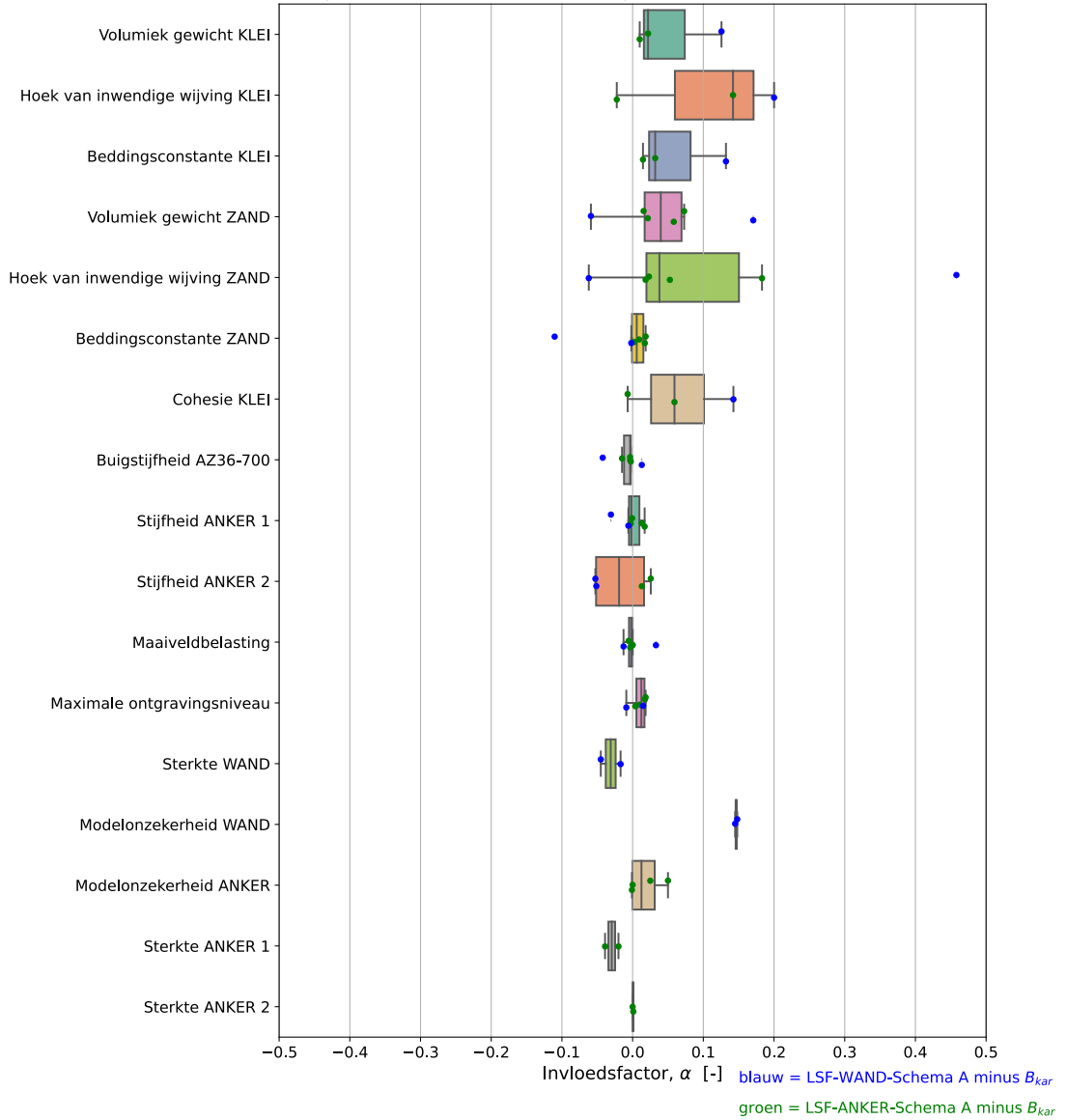
In Figuur bijlage A.38 is het verschil tussen de invloedsfactoren, $\Delta\alpha_i$ van de MOC analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema A en B-kar in de maatgevende fase grafisch weergegeven in een “boxplot”. Figuur bijlage A.38 laat over het geheel een beeld

zien dat de berekeningsschema resulteren in invloedsfactoren die die redelijk overeenkomstig zijn met een beperkt aantal significante afwijkingen. Het gemiddelde verschil tussen de invloedsfactoren, $\Delta\alpha_i$ (A minus B-kar) was 0,027 met een standaardafwijking van 0,079. De minimale en maximale waarde van de 70 in Figuur bijlage A.38 weergegeven verschillen tussen de invloedsfactoren $\Delta\alpha_i$ (A minus B-kar) was respectievelijk -0,110 en 0,458.



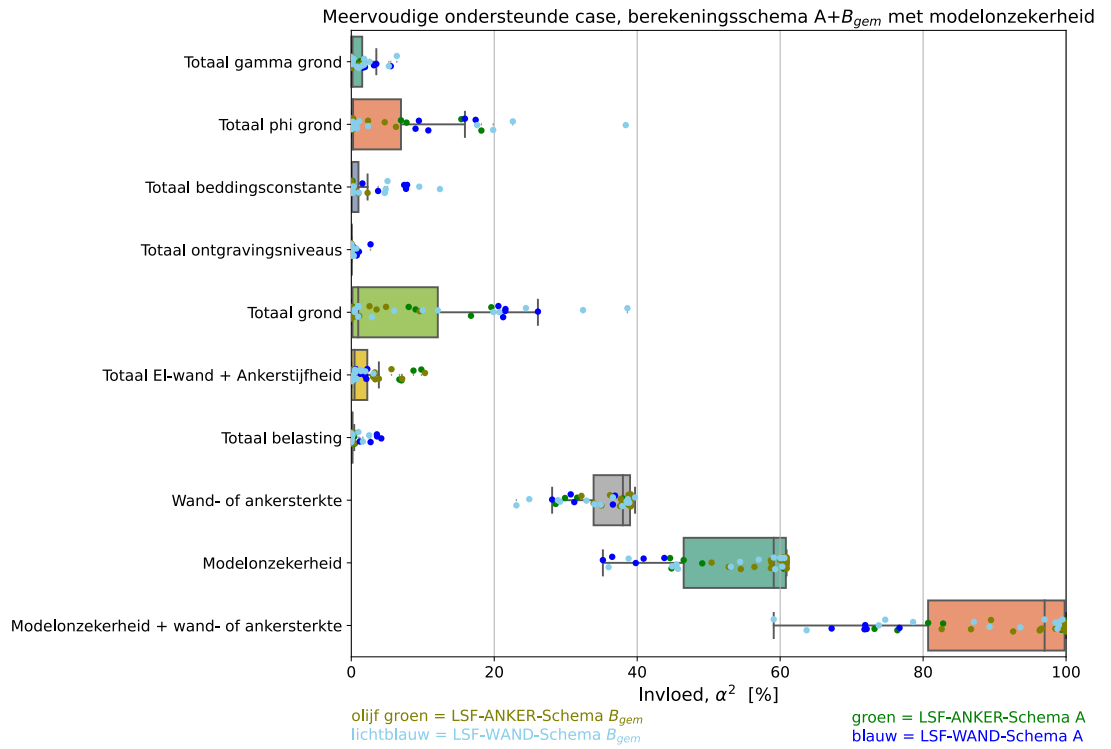
Figuur bijlage A.37 Invloedsfactor verschil ($\Delta\alpha_i$) MOC met modelonzekerheid, schema A minus B-gem.

Meervoudige ondersteunde case, berekeningsschema A minus B_{kar} met modelonzekerheid

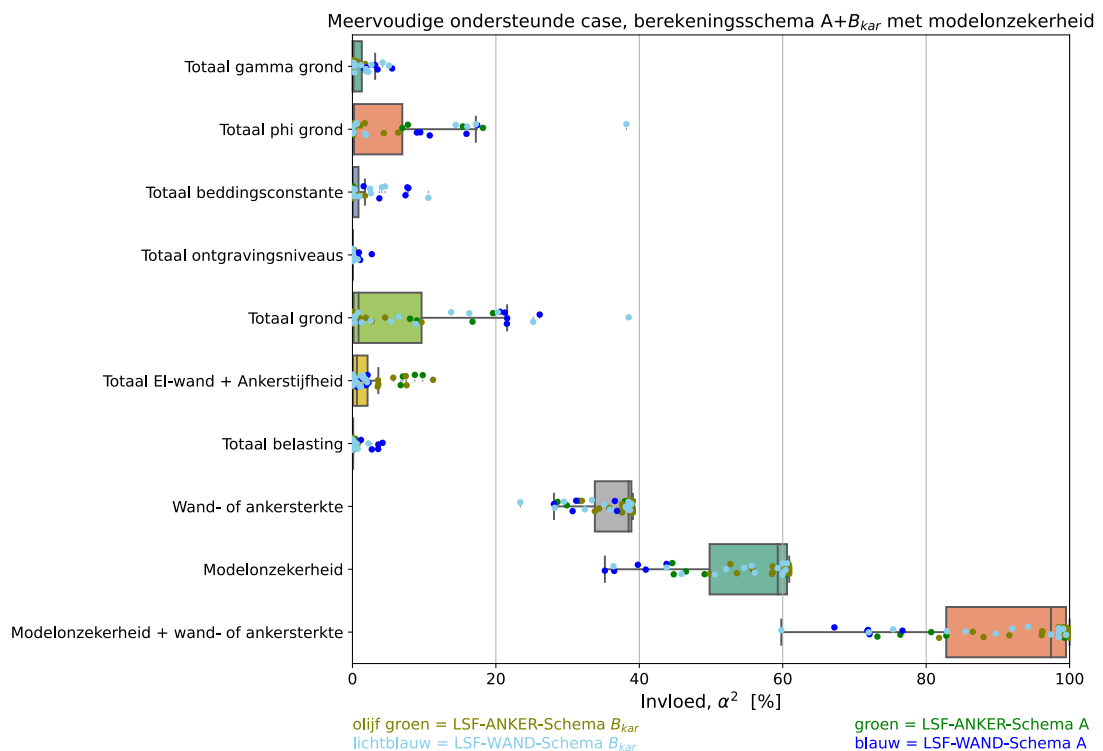


Figuur bijlage A.38 Invloedsfactor verschil ($\Delta\alpha_i$) MOC met modelonzekerheid, schema A minus B-kar.

In Figuur bijlage A.39 zijn de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema A en B-gem grafisch in een “boxplot” weergegeven en voor berekeningsschema A en B-kar zie Figuur bijlage A.40. Figuur bijlage A.39 en Figuur bijlage A.40 laten beide over het geheel een beeld zien dat drie berekeningsschema’s resulteren in gesommeerde invloeden die redelijk overeenkomstig zijn met enkele sterkere afwijkingen.



Figuur bijlage A.39 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van MOC-analyses met modelonzekerheid, schema A en B-gem.



Figuur bijlage A.40 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van MOC-analyses met modelonzekerheid, schema A en B-kar.

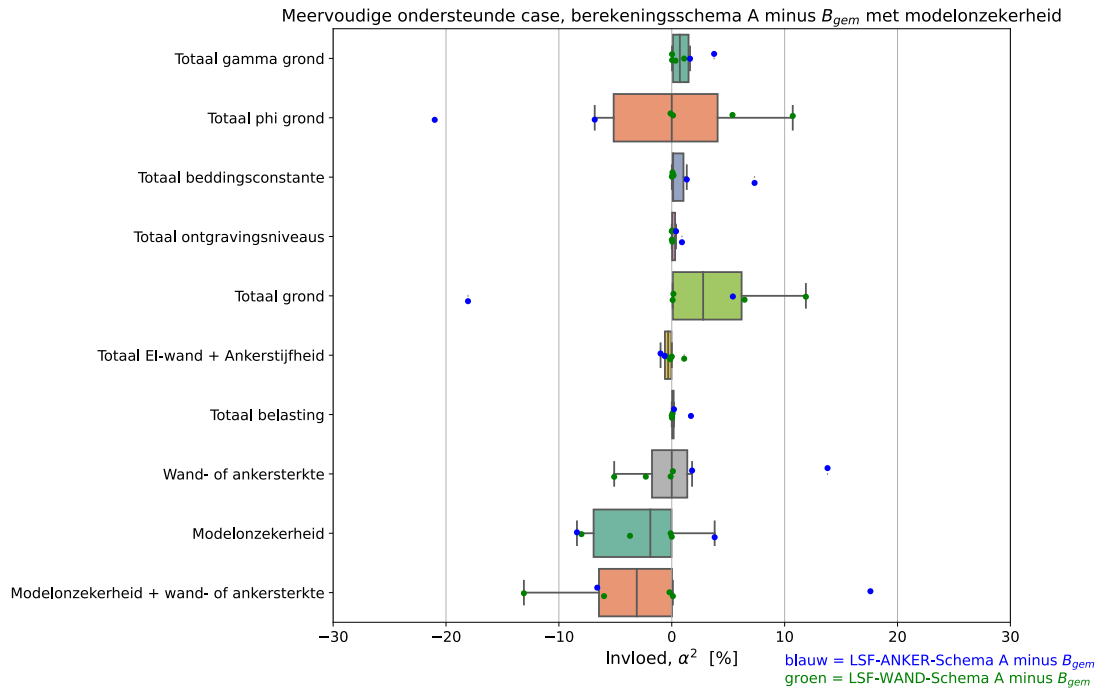
In Figuur bijlage A.41 is het verschil tussen de gesommeerde invloed, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ van de MOC analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema A en B-gem grafisch

weergegeven in een “boxplot”. Figuur bijlage A.41 laat over het geheel een beeld zien dat beide berekeningsschema resulteren in gesommeerde invloeden, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ die die redelijk overeenkomstig zijn met een beperkt aantal significante afwijkingen. De 2 sommatie categorieën “Totaal grond” en “Modelonzekerheid en wand- of ankersterkte” zijn een combinatie van twee of meer andere sommatie categorieën, de overige 8 categorieën kennen geen overlap aan informatie. Het gemiddelde verschil tussen de gesommeerde invloed, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ (A minus B-gem) van de 8 niet overlappende categorieën is 0% met een standaardafwijking van 4,8%. De minimale en maximale waarde van de 48 in Figuur bijlage A.42 weergegeven verschillen tussen de gesommeerde invloed, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ (B-gem minus B-kar) van de 8 niet overlappende categorieën was respectievelijk -21,0 % en 13,8%.

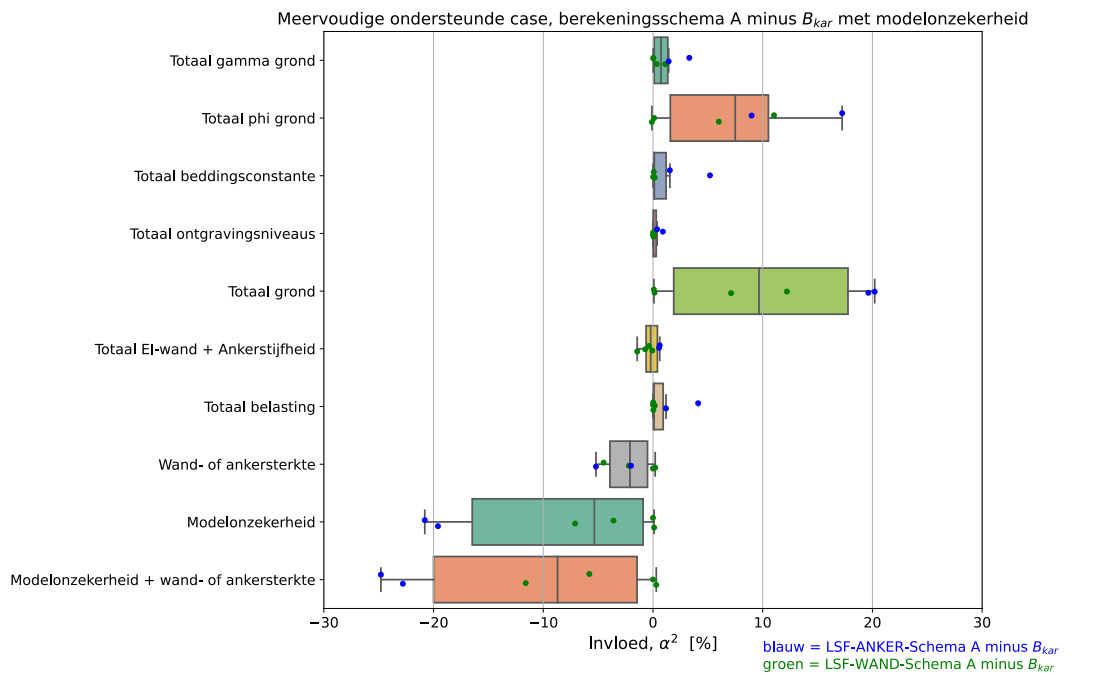
In Figuur bijlage A.42 is het verschil tussen de gesommeerde invloed, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ van de MOC analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema A en B-kar grafisch weergegeven in een “boxplot”. Figuur bijlage A.42 laat over het geheel een beeld zien dat beide berekeningsschema resulteren in gesommeerde invloeden, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ die die redelijk overeenkomstig zijn met een beperkt aantal significante afwijkingen. De 2 sommatie categorieën “Totaal grond” en “Modelonzekerheid en wand- of ankersterkte” zijn een combinatie van twee of meer andere sommatie categorieën, de overige 8 categorieën kennen geen overlap aan informatie. Het gemiddelde verschil tussen de gesommeerde invloed, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ (A minus B-kar) van de 8 niet overlappende categorieën is 0% met een standaardafwijking van 5,7%. De minimale en maximale waarde van de 48 in Figuur bijlage A.42 weergegeven verschillen tussen de gesommeerde invloed, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ (B-gem minus B-kar) van de 8 niet overlappende categorieën was respectievelijk -20,8% en 17,8%.

De belangrijkste conclusie op basis van Figuur bijlage A.35 tot en met Figuur bijlage A.42 weergegeven verschillen tussen respectievelijk de invloedsfactoren, $\Delta\alpha_i$ en gesommeerde invloeden, $\Delta\Sigma\alpha_i^2$ van de analyses volgens berekeningsschema A, B-gem en B-kar:

- Zowel de invloedsfactoren als de gesommeerde invloeden zijn gemiddeld overeenkomstig met diverse sterkere afwijkingen.
- De standaardafwijking van het verschil tussen de invloedsfactoren, ($\Delta\alpha_i$) en invloeden ($\Delta\Sigma\alpha_i^2$) volgens berekeningsschema A minus B-gem en A minus B-kar zijn respectievelijk gemiddeld 0,08 en 0,05.



Figuur bijlage A.41 Verschil gesommeerde invloeden ($\Delta\Sigma\alpha^2$) MOC met modelonzekerheid, schema A minus B-gem.



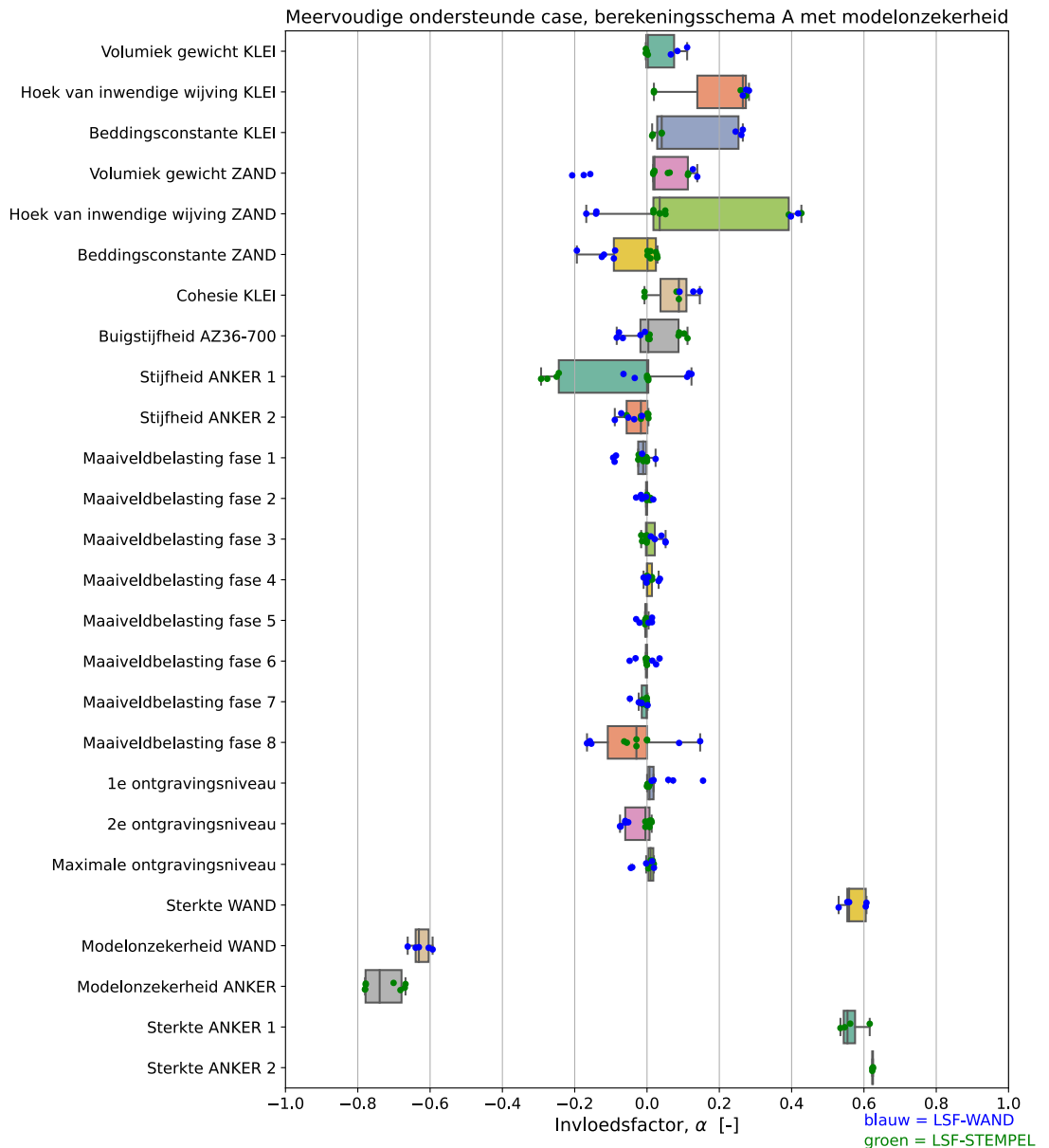
Figuur bijlage A.42 Verschil gesommeerde invloeden ($\Delta\Sigma\alpha^2$) MOC met modelonzekerheid, schema A minus B-kar.

A.6.5 Berekeningsschema A, invloedsfactoren (α)

De invloedsfactoren (α) van de 13 uitgevoerde MOC-analyses met modelonzekerheid schema A zijn in Figuur bijlage A.43 weergegeven in een "boxplot". In Tabel bijlage A.14 zijn de maximale, minimale en de gemiddelde waarde van de invloedsfactoren (α) en de grootte van invloedsfactor (α_i) bij de grootste absolute waarde $|\alpha_i|_{max}$ weergegeven.

Tabel bijlage A.14 Grootte van invloedsfactor (α_i) met de grootste absolute waarde $|\alpha_i|_{\max}$ van de MOC-analyses met modelonzekerheid schema A en de range van de berekende invloedsfactoren.

Stochast	Invloedsfactor α_i bij $ \alpha_i _{\max}$ [-]			Invloedsfactoren alle-LSF [-]		
	LSF-WAND	LSF-ANKER	Alle LSF	min	gem	max
$\theta_{m,anker}$	-	-0,78	-0,78	-0,78	-0,73	-0,67
θ_{wand}	-0,66	-	-0,66	-0,66	-0,63	-0,59
$R_{anker,2}$	-	0,63	0,63	0,62	0,62	0,63
$R_{anker,1}$	-	0,62	0,62	0,54	0,57	0,62
$f_{y,wand}$	0,61	-	0,61	0,53	0,57	0,61
φ'_{ZAND}	0,42	0,43	0,43	-0,17	0,11	0,43
$K_{anker,1}$	0,12	-0,29	-0,29	-0,29	-0,06	0,12
φ'_{KLEI}	0,28	0,27	0,28	0,02	0,20	0,28
$k_{1,KLEI}$	0,27	0,04	0,27	0,01	0,13	0,27
$\gamma_{sat,ZAND}$	-0,21	0,11	-0,21	-0,21	0,01	0,14
$k_{1,ZAND}$	-0,19	0,03	-0,19	-0,19	-0,04	0,03
$Q_{maaiveld,i}$	-0,17	-0,06	-0,17	-0,17	-0,01	0,15
c'_{KLEI}	0,15	0,09	0,17	-0,01	0,07	0,15
$Z_{ontg\ fase\ 1}$	0,16	0,01	0,16	0,00	0,03	0,16
$\gamma_{sat,KLEI}$	0,11	0,00	0,11	0,00	0,04	0,11
EI	-0,08	0,11	0,11	-0,08	0,01	0,11
$K_{anker,2}$	-0,09	-0,06	-0,09	-0,09	-0,03	0,00
$Z_{ontg\ fase\ 3}$	-0,08	-0,02	-0,08	-0,08	-0,02	0,01
$Z_{ontg\ fase\ 5}$	-0,05	0,01	-0,05	-0,05	0,00	0,02



Figuur bijlage A.43 Invloedsfactoren (α_i) van alle MOC-analyses met modelonzekerheid, schema A.

A.6.6 Berekeningsschema A, gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$)

In Figuur bijlage A.31 zijn de gesommeerde invloeden van de 13 uitgevoerde MOC-analyses schema A voor alle LSF met modelonzekerheid weergegeven in een "boxplot". In Tabel bijlage A.15 zijn voor LSF-WAND en LSF-ANKER de maximale sommeerde invloeden $(\Sigma\alpha_i^2)_{max}$, de range van alle sommeerde invloeden $(\Sigma\alpha_i^2)$ en de range van de afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor $(|\alpha| = \sqrt{\Sigma\alpha_i^2})$ weergegeven. De belangrijkste conclusies op basis van Tabel bijlage A.15 met betrekking tot de gesommeerde invloeden $(\Sigma\alpha_i^2)$ van de MOC-analyses volgens berekeningsschema A met modelonzekerheid zijn:

- De invloed van de modelonzekerheid is het grootste. De sommeerde invloed $(\Sigma\alpha_i^2)$ van de modelonzekerheid ($\theta_{m,anker}$ & θ_{wand}) lag in de range van 35 t/m 61% met een gemiddelde van 48%.
- De invloed van de sterkte van de ankers en de wand was na de modelonzekerheid het grootste. De sommeerde invloed $(\Sigma\alpha_i^2)_{max}$ van de onzekerheid van de sterkte van de constructieve elementen ($R_{anker,1} + R_{anker,2}$ & $f_{y,wand}$) lag in de range van 28 t/m 39% met een gemiddelde van 34%.

- De sommeerde invloed $(\sum\alpha_i^2)_{\max}$ van de modelonzekerheid en de constructieve sterkte ($R_{\text{anker},1} + R_{\text{anker},2} + \theta_{m,\text{anker}} \ \& \ f_{y,\text{wand}} + \theta_{\text{wand}}$) lag in de range van 67 t/m 100% met een gemiddelde van 82%.
- De invloed van de grondeigenschappen is beperkt en soms zelfs nul. De gesommeerde invloed $(\sum\alpha_i^2)_{\max}$ van de onzekerheid in de grondeigenschappen tezamen ($\varphi'_{KLEI} \ \& \ \varphi'_{ZAND} \ \& \ R_{ZAND} \ \& \ R_{KLEI} \ \& \ c'_{KLEI}$) ligt in de range van 0 t/m 26% met een gemiddelde van 13%. De individuele gesommeerde invloeden $(\sum\alpha_i^2)$ van de hoek van inwendige wrijvingen ($\varphi'_{KLEI} + \varphi'_{ZAND}$), volumiek gewichten ($\gamma_{\text{sat},ZAND} + \gamma_{\text{sat},KLEI}$) en de beddingsconstanten ($k_{1,KLEI} \ \& \ k_{1,ZAND}$) liggen respectievelijk in de ranges van 0 t/m 18%, 1 t/m 6% en 0 t/m 8% met gemiddelden van respectievelijk 9, 2% en 1%.
- De individuele gesommeerde invloeden $(\sum\alpha_i^2)$ van de onzekerheid van de stijfheid van de constructieve elementen ($EI + K_{\text{anker},1} + K_{\text{anker},2}$), de Q-lasten ($Q_{\text{maaiveld},\text{fase 1}} \ \text{t/m} \ Q_{\text{maaiveld},\text{fase 8}}$) en de ontgravingsniveaus ($Z_{\text{ontg fase 1}} \ \& \ Z_{\text{ontg fase 3}} \ \& \ Z_{\text{ontg fase 5}}$) zijn relatief klein en liggen respectievelijk in de ranges van 0 t/m 10%, 0 t/m 4% en 0 t/m 3% met gemiddelden van respectievelijk 3%, 2% en 1%.

Tabel bijlage A.15 Maxima van de gesommeerde invloeden $(\sum\alpha_i^2)$ van de MOC-analyses met modelonzekerheid schema A en de range van de afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha| = \sqrt{\sum\alpha_i^2}$).

Combinatie van stochasten	Maximum gesommeerde invloed $(\sum\alpha_i^2)_{\max}$ [%]		Gesommeerde invloed $(\sum\alpha_i^2)$ Alle-LSF [%]			Afgeleide invloed $ \alpha = \sqrt{\sum\alpha_i^2}$ Alle-LSF [-]		
	LSF-WAND	LSF-ANKER	min	gem	max	min	gem	max
$R_{\text{anker},1} + R_{\text{anker},2} + \theta_{m,\text{anker}} \ \& \ f_{y,\text{wand}} + \theta_{\text{wand}}$	76,7	99,8	67	82	100	0,82	0,91	1,00
$\theta_{m,\text{anker}} \ \& \ \theta_{\text{wand}}$	43,8	60,8	35	48	61	0,59	0,69	0,78
$R_{\text{anker},1} + R_{\text{anker},2} \ \& \ f_{y,\text{wand}}$	36,9	39,0	28	34	39	0,53	0,59	0,62
$R_{\text{anker},1} + R_{\text{anker},2}$	-	39,0	29	36	39	0,54	0,60	0,62
alle $\varphi + \gamma_{\text{sat}} + k_f + c$	26,1	19,6	0	13	26	0,04	0,36	0,51
$\varphi'_{KLEI} + \varphi'_{ZAND}$	17,4	18,2	0	9	18	0,03	0,29	0,43
$EI + K_{\text{anker},1} + K_{\text{anker},2}$	2,2	9,8	0	3	10	0,02	0,18	0,31
$k_{1,KLEI} \ \& \ k_{1,ZAND}$	7,8	0,2	0	2	8	0,01	0,15	27,9
$\gamma_{\text{sat},ZAND} + \gamma_{\text{sat},KLEI}$	5,5	1,3	1	2	6	0,02	0,12	0,24
$Q_{\text{maaiveld},\text{fase 1}} \ \text{t/m} \ Q_{\text{maaiveld},\text{fase 8}}$	4,2	0,5	0	1	4	0,00	0,11	0,21
$Z_{\text{ontg fase 1}} \ \& \ Z_{\text{ontg fase 3}} \ \& \ Z_{\text{ontg fase 5}}$	2,7	0,0	0	1	3	0,00	0,07	0,16

A.7 Kruisplein diepwandwand case (KDC)

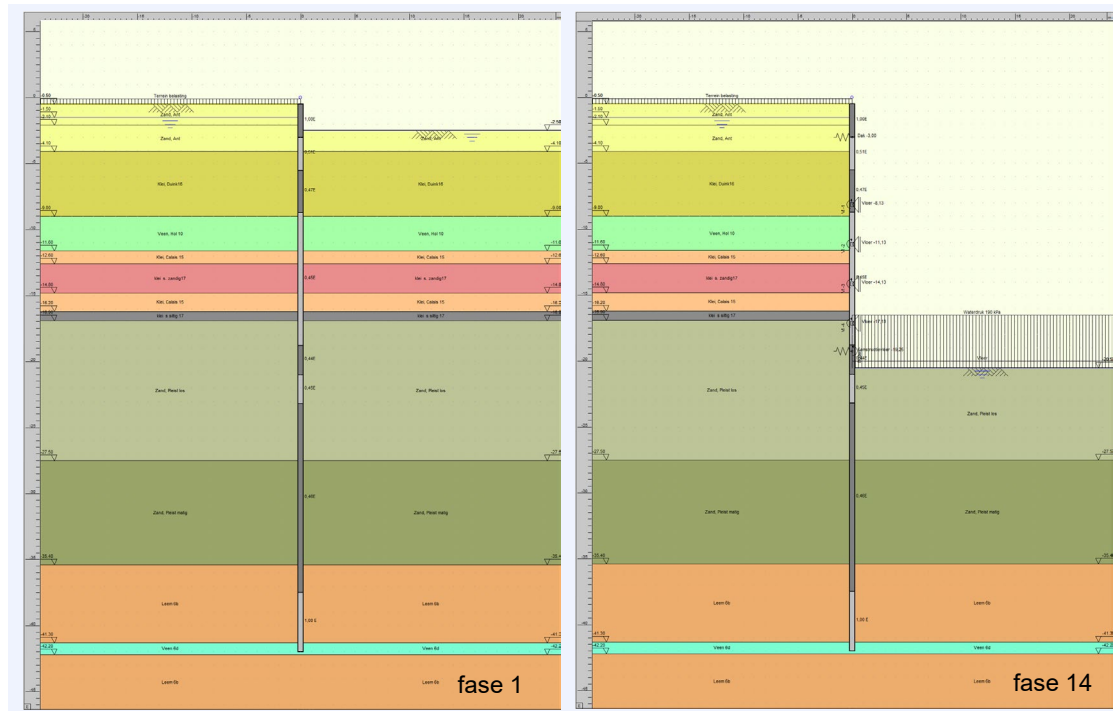
A.7.1 Algemeen

Deze case betreft een diepwand met 13 grondlagen, 14 bouwfasen, 9 tijdelijke stempels, 5 definitieve vloeren en een dak. Deze case is gebaseerd op een MSheet ontwerpberekening uit 2008 van Gemeentewerken Rotterdam [9] voor een van de doorsnedes van de diepwand van de Kruispleingarage. Voor het uit kunnen voeren van de probabilistische analyses zijn aannamen gedaan over de constructieve sterkte en de verdelingsfuncties en de grootte van de variatiecoëfficiënten van de toegepaste variabelen. Voor de sterkte van de constructie onderdelen wordt in de verificatie berekeningen uitgegaan van de gemiddelde waarde

behorend bij de rekenwaarden uit een CC2 ontwerpberekening met D-Sheet Piling op basis van het veiligheidsformat voorstel.

Tijdens het maken van de bouwput wordt aan de bouwputzijde gebruikgemaakt van een bemaling. Deze wordt bij het gereedkomen van de bouwput uitgezet. In de D-Sheet Piling berekening is deze case opgebouwd uit de 14 fasen, zie Figuur bijlage A.44:

1. Ontgraven tot NAP -2,5 m.
2. Installatie van tijdelijk stempel 1²⁰ op NAP -2,0 m en ontgraven tot NAP -9,0 m.
3. Installatie van tijdelijk stempel 2 op NAP -8,5 m en ontgraven tot NAP -12,0 m.
4. Installatie van tijdelijk stempel 3 op NAP -11,5 m en ontgraven tot NAP -12,0 m.
5. Installatie van tijdelijk stempel 4 op NAP -14,5 m en ontgraven tot NAP -18,0 m.
6. Installatie van tijdelijk stempel 5 op NAP -17,5 m en ontgraven tot NAP -20,3 m.
7. Installatie onderste constructievloer op NAP -19,25 m, verwijderen tijdelijk stempel 4.
8. Installatie van tijdelijk stempel 6 op NAP -15,68 m en verwijderen tijdelijk stempel 5.
9. Installatie van tijdelijk stempel 7 op NAP -12,68 m en verwijderen tijdelijk stempel 3.
10. Installatie constructie tussenvloeren 3²¹ en 4 op respectievelijk NAP -14,13 m en NAP -17,13 m en van stempel 8 op NAP -9,68 m en verwijderen stempels 2, 6 en 7.
11. Installatie constructie 2 tussenvloer op NAP -11,13 m en van stempel 9 op NAP -6,68 m en verwijderen stempel 8.
12. Installatie constructie tussenvloer 1 op NAP -8,13 m en verwijderen stempel 9.
13. Installatie dak op NAP -3 m en verwijderen stempel 1.
14. Aanbrengen constructie-belastingen.



Figuur bijlage A.44 D-Sheet Piling fasering Kruisplein diepwand case fase 1 en 14.

De probabilistische analyses zijn volgens berekeningschema A (zie Paragraaf A.6.1.) met en zonder modelonzekerheid uitgevoerd.

²⁰ De nummering van de tijdelijke stempels is in volgorde waarop ze zijn aangebracht

²¹ De nummering van de constructie tussenvloeren is van boven naar beneden (4 = onderste)

In Paragraaf A.7.2 wordt als eerste ingegaan op het verschil tussen het wel en niet meenemen van de modelonzekerheid. In Paragraaf A.7.3 en A.7.4 wordt nader ingegaan op de resultaten van de berekeningsschema A analyses met modelonzekerheid met betrekking tot respectievelijk invloedsfactoren (α) en invloeden (α^2). In Paragraaf A.6.5 worden resultaten samengevat.

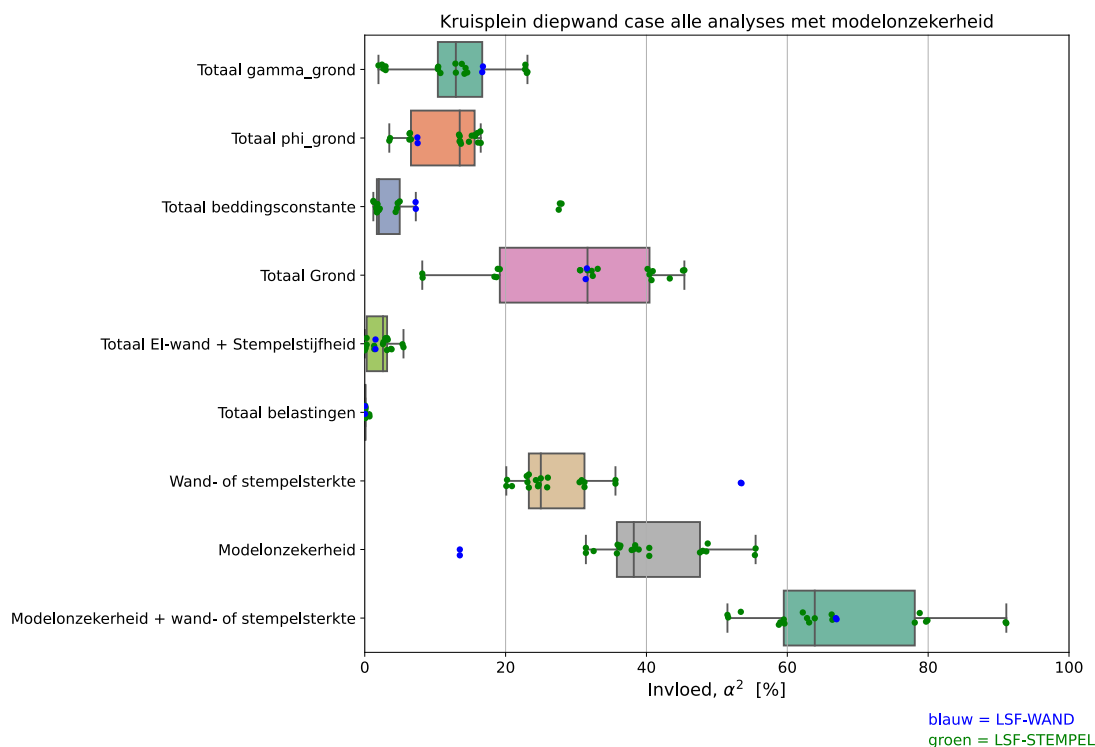
A.7.2 Modelonzekerheid

In Figuur bijlage A.45 zijn de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle analyses met modelonzekerheid grafisch in een "boxplot" weergegeven en die van alle analyses zonder modelonzekerheid in Figuur bijlage A.46. In Tabel bijlage A.16 zijn de minima, gemiddelden en maxima van de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle analyses met en zonder modelonzekerheid en de daarvan afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($\alpha = \sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$) weergegeven. Met aan de linkerzijde van Tabel bijlage A.16 de waarden van de analyses met modelonzekerheid afkomstig uit Figuur bijlage A.45 en aan de rechterzijde de waarden van de analyses zonder modelonzekerheid afkomstig uit Figuur bijlage A.46. De belangrijkste conclusies op basis van Tabel bijlage A.16 met betrekking op de modelonzekerheid van de MOC- volgens berekeningsschema A:

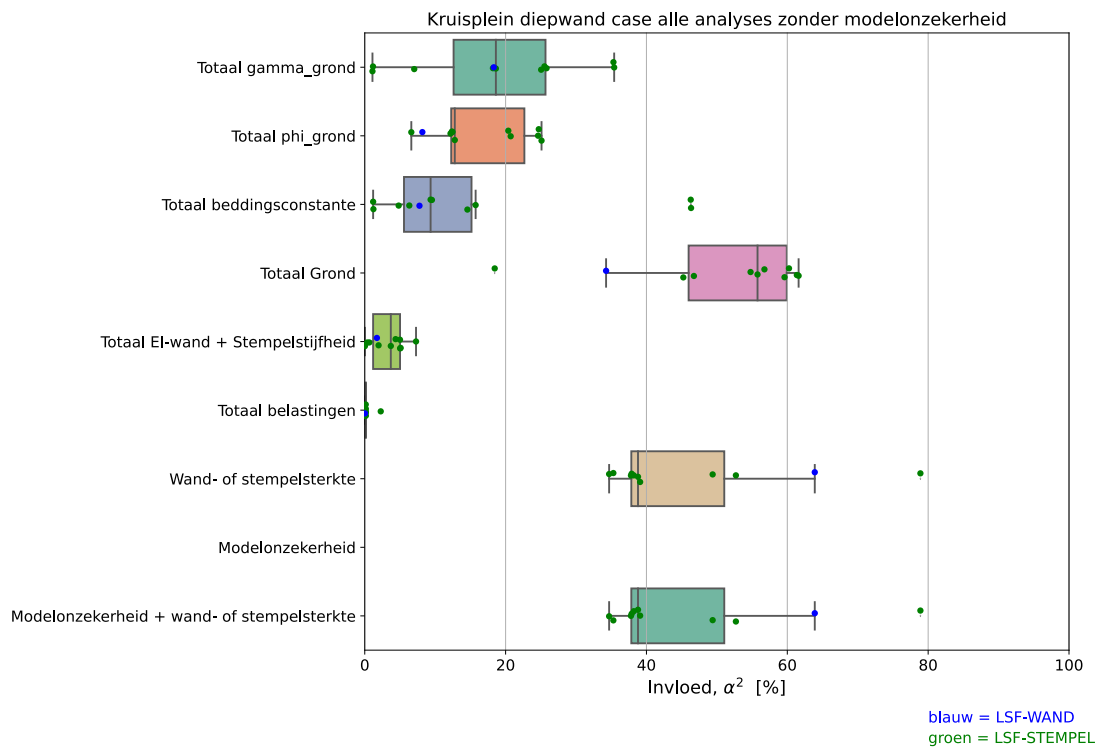
- De maximale sommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$)_{max} van de stochasten in de analyses zonder modelonzekerheid zijn significant hoger dan die van de analyses met modelonzekerheid, met uitzondering van de invloed van de ontgravingsniveaus die bleef gelijk.
- De sommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van de modelonzekerheid ($\theta_{m,anker}$ & θ_{wand}) lag in de range van 14 t/m 56% met een gemiddelde van 38%.
- Bij volgende 5 combinaties van invloeden Tabel bijlage A.16 komen stochasten slechts bij eenmaal voor: ($R_{stempel,1}$ t/m $R_{stempel,9}$ & $R_{diepwand}$), ($\varphi' + \gamma_{sat} + k_1 + c'$ van alle grondlagen), ($EI_{sectie} + K_{stempel}$) en (Alle belastingen). De ratio tussen het gemiddelde van deze 5 niet overlappende gesommeerde invloeden, van de analyses zonder modelonzekerheid en die met modelonzekerheid is een factor 1,6.

Tabel bijlage A.16 Range van diverse gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha^2$) en de range van de afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha|=\sqrt{\Sigma\alpha^2}$) van KDC-analyses schema A.

Combinatie van stochasten	Gesommeerde invloeden en afgeleide gesommeerde invloedsfactoren, alle-LSF											
	Met modelonzekerheid						Zonder modelonzekerheid					
	Gesommeerde invloed($\Sigma\alpha_i^2$) _{max} [%]			Afgeleide gesommeerde invloedsfactor $ \alpha =\sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$ [-]			Gesommeerde invloedsom ($\Sigma\alpha_i^2$) _{max} [%]			Afgeleide gesommeerde invloedsfactor $ \alpha =\sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$ [-]		
	min	gem	max	min	gem	max	min	gem	max	min	gem	max
$R_{stempel,1}+\theta_{m,stempel,1}$ t/m $R_{stempel,9}+\theta_{m,stempel,9}$ & $R_{diepwand}+\theta_{m,MN}$	52	67	91	0,72	0,82	0,95	35	46	79	0,59	0,68	0,89
$\theta_{m,stempel,1}$ t/m $\theta_{m,stempel,9}$ & $\theta_{m,MN}$	14	38	56	0,37	0,62	0,75	-	-	-	-	-	-
$R_{stempel,1}$ t/m $R_{stempel,9}$ & $R_{diepwand}$	20	29	54	0,45	0,54	0,73	35	46	79	0,59	0,68	0,89
$\varphi'+\gamma_{sat}+k_1+c'$ van alle grondlagen	8	31	45	0,29	0,55	0,67	19	50	62	0,43	0,70	0,79
k_1 van alle grondlagen	1	7	28	0,11	0,26	0,53	1	15	46	0,11	0,34	0,68
γ_{sat} van alle grondlagen	2	13	21	0,14	0,35	0,48	1	19	35	0,11	0,46	0,60
φ' van alle grondlagen	4	12	17	0,19	0,34	0,41	7	16	25	0,26	0,41	0,50
$EI_{sectie} + K_{stempel}$	0	2	6	0,00	0,15	0,24	0	3	7	0,1	0,18	0,27
Alle belastingen	0	0	1	0,02	0,04	0,08	0	0	2	0,02	0,06	0,15



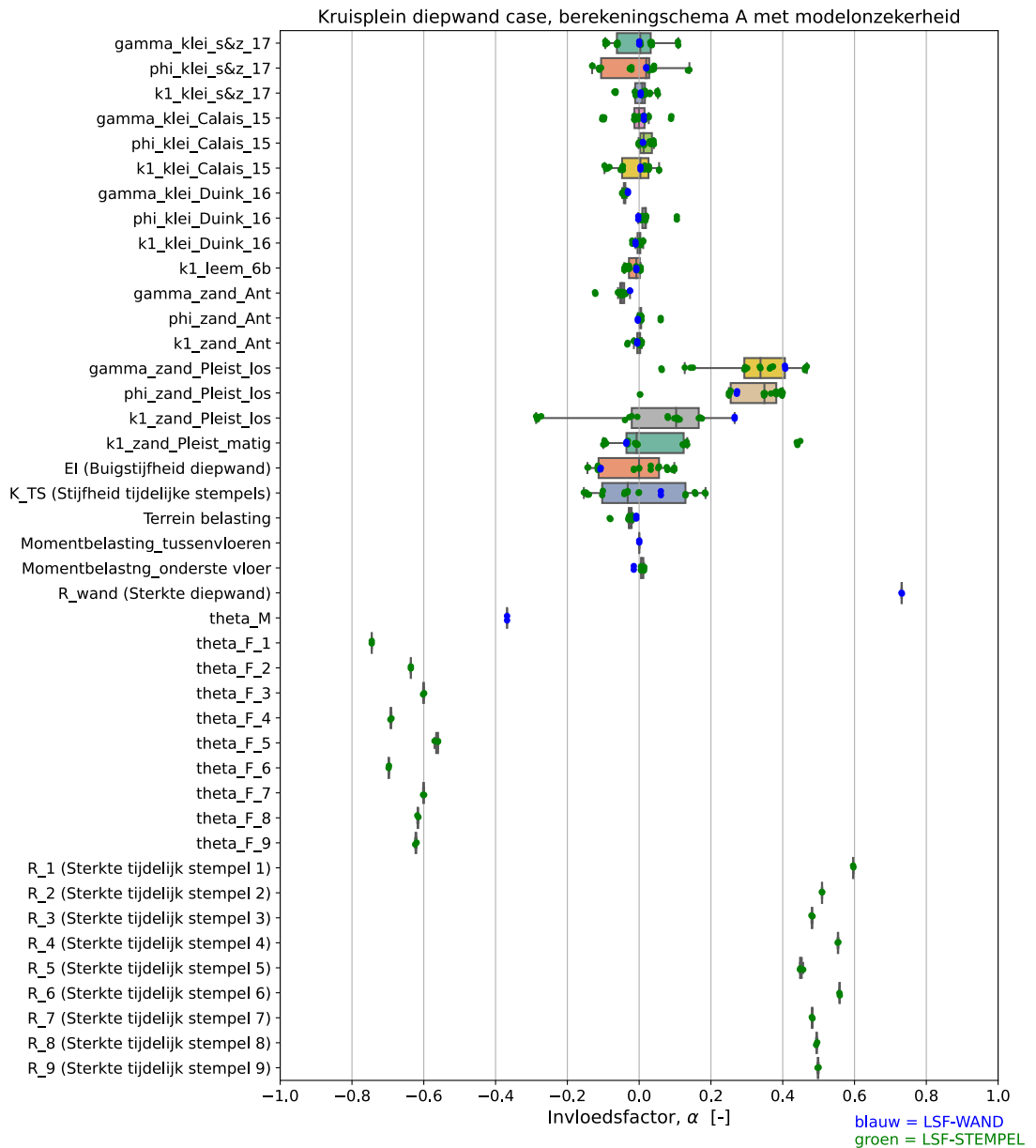
Figuur bijlage A.45 Gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van alle KDC-analyses met modelonzekerheid, schema A.



Figuur bijlage A.46 Gesommeerde invloeden ($\sum \alpha_i^2$) van alle KDC-analyses zonder modelonzekerheid, schema A.

A.7.3 Invloedsfactoren (α)

In Figuur bijlage A.47 zijn de invloedsfactoren (α_i) van de analyses met modelonzekerheid grafisch weergegeven in een “boxplot”. Het beeld van Figuur bijlage A.47 laat zien dat de naast de invloedsfactoren van het de modelonzekerheid absoluut gezien het grootste zijn en daarna worden komen sterkte van de wand en de stempels. De invloedsfactoren van de overige stochasten zijn klein, waarbij die van grondeigenschappen van de losgepakte pleistocene absoluut gezien nog de grootste invloedfactoren hebben.



Figuur bijlage A.47 Invloedsfactoren (α_i) van alle KDC-analyses met modelonzekerheid, schema A.

A.7.4 Gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$)

In Figuur bijlage A.45 zijn de gesommeerde invloeden van de 21 uitgevoerde KOC-analyses schema A voor alle LSF met modelonzekerheid weergegeven in een "boxplot". In Tabel bijlage A.17 zijn voor LSF-WAND en LSF-STEMPEL de maximale sommeerde invloeden $(\Sigma\alpha_i^2)_{\max}$, de range van alle sommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) en de range van de afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha| = \sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$) weergegeven. De belangrijkste conclusies op basis van Tabel bijlage A.17 met betrekking tot de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van de KDC-analyses volgens berekeningschema A met modelonzekerheid zijn:

- De modelonzekerheid heeft de grootste invloed. De sommeerde invloed $(\Sigma\alpha_i^2)_{\max}$ van de modelonzekerheid ($\theta_{m,anker}$ & θ_{wand}) lag in de range van 14 t/m 56% met een gemiddelde van 38%.
- De invloed van de sterkte van de ankers en de wand was na de modelonzekerheid het grootste. De sommeerde invloed $(\Sigma\alpha_i^2)_{\max}$ van de van de sterkte van de constructieve

elementen ($R_{stempel,1}$ t/m $R_{stempel,9}$ & $R_{diepwand}$) lag in de range van 20% t/m 54% met een gemiddelde van 29%.

- De sommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$)_{max} van de modelonzekerheid en de constructieve sterkte ($R_{stempel,1}+\theta_{m,stempel,1}$ t/m $R_{stempel,9}+\theta_{m,stempel,9}$ & $R_{diepwand}+\theta_{m,MN}$) lag in de range van 52 t/m 91% met een gemiddelde van 67%.
- De gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$)_{max} van de onzekerheid in de grondeigenschappen tezamen ($\varphi'+\gamma_{sat}+k_1+c'$ van alle grondlagen) ligt in de range van 8% t/m 45% met een gemiddelde van 31%. De individuele gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van de hoek van inwendige wrijvingen (φ' van alle grondlagen), volumieke gewichten (γ_{sat} van alle grondlagen) en de beddingsconstanten (k_1 van alle grondlagen) liggen respectievelijk in de ranges van 2 t/m 21%, 4 t/m 17% en 1 t/m 28% met gemiddelden van respectievelijk 13, 12 en 7%.
- De individuele gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van de onzekerheid van de stijfheid van de constructieve elementen ($EI_{sectie} + K_{stempel}$) en de belastingen (alle belastingen) zijn relatief klein en liggen respectievelijk in de ranges van 0 t/m 6% en 0 t/m 1% met gemiddelden van respectievelijk 2% en 0%.

Tabel bijlage A.17 Maxima van de gesommeerde invloeden ($\Sigma\alpha_i^2$) van de MOC-analyses met modelonzekerheid schema A en de range van de afgeleide absolute waarde van de gesommeerde invloedfactor ($|\alpha|=\sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$).

Combinatie	Maximum gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) _{max} [%]		Gesommeerde invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) Alle-LSF [%]			Afgeleide invloed $ \alpha =\sqrt{\Sigma\alpha_i^2}$ Alle-LSF [-]		
	LSF-WAND	LSF-STEMPEL	min	gem	max	min	gem	max
$R_{stempel,1}+\theta_{m,stempel,1}$ t/m $R_{stempel,9}+\theta_{m,stempel,9}$ & $R_{diepwand}+\theta_{m,MN}$	67,5	91,1	52	67	91	0,72	0,82	0,95
$\theta_{m,stempel,1}$ t/m $\theta_{m,stempel,9}$ & $\theta_{m,MN}$	13,5	55,5	14	38	56	0,37	0,62	0,75
$R_{stempel,1}$ t/m $R_{stempel,9}$ & $R_{diepwand}$	53,5	35,6	20	29	54	0,45	0,54	0,73
$\varphi'+\gamma_{sat}+k_1+c'$ van alle grondlagen	31,5	45,4	8	31	45	0,29	0,55	0,67
k_1 van alle grondlagen	1,5	27,9	1	7	28	0,11	0,26	0,53
γ_{sat} van alle grondlagen	16,8	21,3	2	13	21	0,14	0,35	0,48
φ' van alle grondlagen	7,5	16,5	4	12	17	0,19	0,34	0,41
$EI_{sectie} + K_{stempel}$	1,5	5,5	0	2	6	0,00	0,15	0,24
Alle belastingen	0,0	0,7	0	0	1	0,02	0,04	0,08

A.8 Analyse

A.8.1 Algemeen

In deze evaluatie wordt nader ingegaan op het gecombineerde beeld dat op basis van de berekeningsresultaten is gevonden. Hierbij wordt aan de hand van observaties de daaraan ten grondslag liggende oorzaken besproken en wat eventuele implicaties daarvan zijn.

Bij de MOC- en KDC is de gecombineerde invloed van de modelonzekerheid en sterkte van de constructieve elementen, wand, ankers en stempel groter dan alle overige invloeden te samen. Bij de CROW-case is deze gecombineerde invloed van de modelonzekerheid en sterkte van constructieve elementen minder prominent aanwezig. Hierbij speelt aspecten van

het voorspannen van ankers (MOC), de hoeveelheid stochasten (KDC) en meerdere fasen een rol hierop zal in Paragraaf A.8.2 en A.8.3 nader worden ingegaan.

In Paragraaf A.8.4 wordt nader ingegaan op het feit dat de kerende hoogte in de 3 cases relatief groot is en in Paragraaf A.8.5 wordt ingegaan op de invloed van het volumieke gewicht. In Paragraaf A.8.6. wordt ingegaan op de beperkte invloed van de stijfheid in de analyses en in Paragraaf A.8.7 wordt ingegaan op invloedcombinaties met de modelonzekerheid en in Paragraaf A.8.8 ingegaan op de berekeningsschema's.

A.8.2 Voorspannen van ankers

In de praktijk is het gebruikelijk om ankers voor te spannen:

- Dat heeft tot consequentie dat daarmee voorkomen kan worden dat er een "actieve wig" ontstaat ende grond aan de hoge zijde actief wordt. Dit verschijnsel draagt er aan bij dat in MOC-case gemiddeld de sterkte eigenschappen van de grond geen significante rol spelen.
- Een lagere of geen voorspanning zoals in de CROW-case resulteert in een grotere invloed van de sterkte eigenschappen van de grond aan de hoge zijde maar ook aan de lage zijde de passieve weerstand meer zal worden aangesproken.
- In de fase dat een anker worden voorgespannen hebben voor LSF-ANKER alleen de modelonzekerheid en staalsterkte invloed in de MOC-analyses. Echter zal in de praktijk ook nog de onzekerheid in grootte van de voorspankracht van invloed zijn. In het geval dat de opspankracht nauwkeurig gemeten wordt en aangebracht met een begrenzer zal de invloed van de maximale kracht beperkt zijn voor LSF-ANKER in deze fase.

A.8.3 Hoeveelheid stochasten / onzekerheden

Bij LSF-WAND, LSF-ANKER en LSF-STEMPEL wordt de modelonzekerheid toegepast op het effect van alle andere onzekerheden:

- Op het moment dat er sprake is van een groot aantal stochasten en (bouw)fasen zal de invloed van de modelonzekerheid toenemen. De KOC is met de vele grondlagen is hiervan een goed voorbeeld.
- Corrosie, staalsterkte en modelonzekerheid vormen samen de "sterkte" en de "overige" stochasten tezamen vormen de invloed van die gezien kan worden als "belasting". Dit maakt dat bij een groot aantal "overige" stochasten zoals KOC de invloed van de "overige" stochasten relatief klein blijft. Bij minder "overige" stochasten zoals bij de CROW-case neemt de invloed van de overige stochasten toe.

A.8.4 Kerende hoogte

A.8.4.1. Cases met grote kerende hoogte

De kerende hoogte in CROW-case, MOC- en KDC-analyses van respectievelijk, 8 m, 15 m en 20 m is relatief hoog met als gevolg dat dit een effect heeft op de invloed van de maaiveldbelasting, onzekerheid van de bodemligging/ontgravingsniveaus en (grond)waterstanden).

A.8.4.2. Maaiveldbelasting

De toegepaste standaardafwijking van 2 kPa op de maaiveldbelasting van 20 kPa heeft weinig invloed op de resultaten. De invloed bij een kleinere kerende hoogte van dezelfde maaiveldbelasting zal groter zijn en dat wordt nog groter indien tevens er sprake is van een hogere maaiveldbelasting. Als illustratie van dit effect kan de toename van de standaardafwijking met 30% van 2kPa naar 2,6kPa bij de CROW case worden gebruikt. Deze 30% toename in standaardafwijking resulteerde in een verdubbeling van de maximale invloed (α^2) van de maaiveldbelasting van 10% naar 20% bij LSF-ANKER. De invloedsfactor veranderde van $\alpha = -0,313$ naar $\alpha = -0,443$ een verandering van 42% ($\Delta\alpha = -0,133$). Bij een gelijkblijvende CoV = 0,1 zou deze de standaardafwijking passen bij een maaiveldbelasting

van 26 kPa. Dit wijst erop dat aan dat voor een niet uitzonderlijke situatie met een dubbel zo hoge belasting van 52 kPa wat overeenkomt met ~3 meter zandopslag en een standaardafwijking van 5,2 kPa de invloed van de maaiveldbelasting voor LSF-ANKER significant hoger zal zijn.

A.8.4.3. Bodem- en ontgravingsniveaus

De onzekerheid van de ontgravingsniveaus bij in MOC- en KDC-analyses resulteerde in een te verwaarlozen invloed. De grotere onzekerheid in bodemniveau bij de CROW-case resulteerde in significant meer invloed met een maximale invloedfactor van $\alpha = 0,3$. Deze waarde is significant lager dan de $\alpha = 0,55$ bij de oorspronkelijke CUR166-1990 case. Het verschil tussen de $\alpha = 0,3$ en $\alpha = 0,55$ wordt veroorzaakt door in de CROW-case toegepaste extreme waarde verdeling ten opzichte van de normale verdeling in de CUR166-1990 case. Deze extreme waarde verdeling met een verwachtingswaarde van de laagste bodemligging over 50 jaar zorgt ervoor dat er effectief minder onzekerheid is over de bodemligging. De invloedfactor van de bodemligging kan overigens bij een kleinere kerende hoogte groter worden door onder meer de kleinere inbeddingslengte. Daarnaast neemt de invloed toe bij toenemende onzekerheid van de bodemligging. Om deze reden is het een goed gebruik om bodembescherming toe te passen in sterk erosieve omstandigheden.

A.8.4.4. (Grond)waterniveaus

Dat de invloed van de (grond)waterstanden is inherent aan de 3 gekozen cases. De MOC- en de KDC-cases betreffen situaties waar de onzekerheid over het verhang over de wand (drukverschil links en recht) dusdanig klein is ten opzichte van de verwachtingswaarde van de gronddrukken dat deze onzekerheid niet is meegenomen in de analyse.

Bij de CROW-case zijn net als in de CUR166-1990 case de (grond)waterstanden wel meegenomen als stochast in de analyse. Bij de CROW-case was de gesommeerde invloed van de (grond)waterstand gemiddeld 0% en de maximaal 1%. Bij de CUR166-1990 case was dat respectievelijk 22% en 37%. Dit enorme verschil wordt veroorzaakt door de toepassing van een extreme waarde verdeling die gebaseerd was op echte metingen in het Amsterdam-Rijnkanaal in plaats van de in 1990 toegepaste normale verdeling. Uit de 15 jaar lange hoogfrequente meetreeks op diverse locaties langs het kanaal blijkt dat er weinig variatie zit in de extremen. De decimeringswaarde is slechts 0,07 m. Dit betekent dat deze onzekerheid een te verwaarlozen heeft op de krachtswerking bij een kerende hoogte van 8 m. Dit betekent overigens niet dat het verhang over de damwand een te verwaarlozen effect op de krachtswerking heeft, want die wordt bepaald door het verschil van 0,58 m de (grond)waterstanden links en rechts het een herhalingstijd van 50 jaar (2% overschrijdingskans per jaar).

In de CROW-case met een beheerst kanaalpeil met een decimeringswaarde van 7 cm was de invloed hiervan te verwaarlozen. In andere situaties kan de invloed vele malen groter zijn. Zo is de gemiddelde decimeringswaarde van de lage waterstand in de kustwateren -0,35 m en het maximum bijna -0,5 m. Vanwege de grote invloed van het verhang op de constructie worden daarom in de praktijk in dergelijke situaties veelal drainages toegepast. Opgemerkt wordt dat naast het openwater het grondwaterniveau ook grote significant kan fluctueren met decimeringswaarden van bijvoorbeeld wel 0,25 m.

A.8.5 Volumiek gewicht

De invloed ($\Sigma\alpha_i^2$) van de volumieke gewichten is met een gemiddelde van 14% en een maximum van 36% in de CROW-case met modelonzekerheid significant groter dan de respectievelijk 4% en 7% van de CUR1990-case. De invloedfactor (α_i) van het volumieke gewicht van een individuele grondlaag bij de CROW-case met modelonzekerheid varieerde van $\alpha_i = -0,23$ tot $\alpha_i = +0,59$. Dit wordt verklaard door de combinatie van het effect van de correlatie tussen de grondeigenschappen en het effect van de 2 extra varianten van de

bodemopbouw een met een dunnere kleilaag waarbij de klei zich boven en het zand zich beneden bodemniveau bevindt en de grondopbouw die met alleen zand bestaat:

- Door het meenemen van correlatie wordt de invloed van de afname passieve weerstand bij afnemend volumiek gewicht versterkt doordat deze ook is gecorreleerd aan afnemende hoek van inwendige wrijving.
- De minimale waarde van de invloedsfactor van $\alpha_i = -0,23$ treedt op in de klei bij de bodemopbouw met een dunnere kleilaag waarbij de klei zich boven het bodemniveau en het zand zich beneden bodemniveau bevindt. Dat betekent dat de klei zich geheel in de actieve wig bevindt en dat een hoger volumiek gewicht zelfs zo ongunstig is dat ondanks²² de positieve correlatie van 0,5 met de hoek van inwendige wrijving de minimale invloedsfactor $\alpha_i = -0,23$ is.

Bij de MOC- en de KDC-analyses is de gemiddelde gesommeerde invloed ($\sum\alpha_i^2$) van het volumieke gewicht gemiddeld respectievelijk 2% en 13% en maximaal 6% en 21%. Waarbij de maximale invloedsfactor van $\alpha_i = 0,47$ optrad in de bovenste 9 meter dikke Pleistocene zandlaag waarin het onderste ontgravingsniveau lag bij een KDC-analyse. Dat betekent dat het volumieke gewicht van een dikke grondlaag ook in een case met 12 grondlagen met vele stempels en een zeer stijve diepwand een significante invloed kan hebben.

In de huidige praktijk worden de berekeningen uitgevoerd met een lage karakteristieke waarde van het volumieke gewicht hetgeen bij een doelbetrouwbaarheid voor CC1, 2 en 3 van $\beta_T = 3,3; 3,8$ en $4,3$ overeenkomt met invloeden van $\alpha = +0,50; +0,43$ en $0,38$. Deze waarden liggen iets boven de waarden die er gemiddeld bij de analyses optraden. Echter in een situatie waarin de minimale waarde van de invloedsfactor van $\alpha_i = -0,23$ optrad is er een groot verschil. Zo is het verschil bij CC1 tussen de invloedsfactor $\alpha_i = +0,5$ die past bij de lager karakteristieke waarde en de minimale waarde uit de analyses $\alpha_i = -0,23$ zelfs $\Delta\alpha_i = 0,73$. Dat betekent dat er bij een veiligheidsconcept dat uitgaat van de lage karakteristieke volumieke gewichten er voldoende ruimte moet zijn om dergelijke afwijkingen af te dekken.

A.8.6 Stijfheden

In alle drie de cases spelen zowel grondstijfheden als constructieve stijfheden op een enkele uitzondering geen noemenswaardige rol. De uitzondering waar er nog enig effect optrad was bij de:

- CROW-case met de bodemopbouw "ZAND" en een ankerstijfheid met een CoV = 0,5.
- KOC was het bij het onderste tijdelijke stempelniveau daar was de beddingsconstante van de pleistocene zandlagen beneden ontgravingsniveau van belang²³.

Alhoewel de hoge buigstijfheid van de diepwand bij de KDC- en die van de AZ36 bij de MOC-analyses er door de herverdelingscapaciteit van de wand er voor zorgt dat de individuele invloed van de grondeigenschappen veelal werd beperkt, was de invloed van de onzekerheid van de wand stijfheid beperkt. Het gevolg is dat CoV = 8% van de buigstijfheid van de wand klein is en niet resulteert in een significante verandering van de overall stijfheidsverhouding in het systeem, de wand blijft relatief stijf ten opzichte van de grond. Daarnaast zorgen de stijve stempels en vloeren en voorspannen ankers ervoor dat de vervormingen worden beperkt.

²² Zonder deze correlatie zou de minimale invloedsfactor nog lager zijn geweest.

²³ De grootte van de invloed is voor een significant deel het gevolg van de modelering die is overgenomen uit [9] met enkele beddingsconstante bij toepassing van de nu gebruikelijke multi-lineaire beddingskarakteristiek zou de incrementele beddingsconstante tussen 80 en 100% mobilisatie van de passieve weerstand een factor 10 lager zijn dan de incrementele beddingsconstante van 0 tot 50% van de passieve weerstand. Deze fors lagere beddingsconstante in de laatste tak

A.8.7 Gecombineerde invloed met de modelonzekerheid

Wanneer de gemiddelden van twee of meerdere al dan niet gesommeerde invloeden ($\sum \alpha_i^2$) worden opgeteld $\Sigma(\sum \alpha_i^2)_j$ komt dit overeen met de directe sommatie van de individuele ($\sum \alpha_i^2$) invloeden. Bij het optellen van de maxima van de gesommeerde invloeden is dit niet het geval en leidt deze aanpak tot een overschatting van de totale gesommeerde invloed. De modelonzekerheid heeft in de uitgevoerde analyses veelal een grote invloed. Bij de grenstoestand LSF-GROND had de grondsterkte na de modelonzekerheid de grootste invloed. Voor de overige grenstoestanden had de constructieve sterkte inclusief eventuele corrosie gemiddeld buiten de modelonzekerheid de grootste invloed. Voor de 3 onderzochte cases zijn per LSF hieronder de maxima van deze individuele sommaties en maxima invloed van de modelonzekerheid en de maxima van de invloed van de sommatie van al deze stochasten tezamen vermeld.

CROW-case-analyses:

- Bij LSF-GROND was de gesommeerde invloed van de grondsterkte maximaal 46% en die van de modelonzekerheid 47% de maximale gesommeerde invloed van betreffende individuele stochasten sommatie was 80%.
- Bij LSF-WAND was de gesommeerde invloed van corrosie en staalsterkte maximaal 51% en die van de modelonzekerheid 39% de maximale gesommeerde invloed van betreffende individuele stochasten sommatie was 70%.
- Bij LSF-ANKER was de gesommeerde invloed van corrosie en staalsterkte maximaal 30% en die van de modelonzekerheid 44% de maximale gesommeerde invloed van betreffende individuele stochasten sommatie was 73%.

MOC-analyses:

- Bij LSF-WAND was de gesommeerde invloed van staalsterkte maximaal 37% en die van de modelonzekerheid 44% de maximale gesommeerde invloed van betreffende individuele stochasten sommatie was 77%.
- Bij LSF-ANKER was de gesommeerde invloed van ankersterkte maximaal 39% en die van de modelonzekerheid 61% de maximale gesommeerde invloed van betreffende individuele stochasten sommatie was 100%.

KDC-analyses:

- Bij LSF-WAND was de gesommeerde invloed van diepwandsterkte maximaal 54% en die van de modelonzekerheid 14% de maximale gesommeerde invloed van betreffende individuele stochasten sommatie was 68%.
- Bij LSF-STEMPEL was de gesommeerde invloed van stempelsterkte maximaal 36% en die van de modelonzekerheid 56% de maximale gesommeerde invloed van betreffende individuele stochasten sommatie was 91%.

Voor de grenstoestand LSF-GROND was de maximale gecombineerde invloed van de grondsterkte en de modelonzekerheid 80%. Bij de overige grenstoestanden was de maximale gecombineerde invloed van sterkte inclusief eventuele corrosie en modelonzekerheid 100% met een gemiddeld maximum van 78%. Dit betekent dat over het geheel gezien er mee rekening gehouden dient te worden dat de combinatie sterkte modelonzekerheid een overheersende invloed kan hebben. En dat de invloed van deze combinatie in de cases gemiddeld een dominante invloed heeft met een gemiddelde invloed van 70% voor grenstoestand LSF-GROND en 67% voor de overige grenstoestanden.

A.8.8 Berekeningsschema

Om de invloed te bepalen dat een berekeningsrekeningschema heeft op de resultaten zijn de MOC-analyses volgens meerdere schema's uitgevoerd. Hierbij wordt schema A gezien als een reële modelering/simulatie over de fasen heen en schema's B-gem en B-kar varianten zijn op het berekeningsschema B van de CUR waarin de fasen voorafgaand aan de fase die

wordt geanalyseerd gerekend wordt met gemiddelde respectievelijk karakteristieke waarde van de grondeigenschappen.

Uit de vergelijking tussen van de resultaten van de probabilistische analyses met modelonzekerheid volgens berekeningsschema A en B volgt dat:

- a) De probabilistische analyses volgens berekeningsschema A en B-gem resulteren in de maatgevende fase gemiddeld in overeenkomstige (benodigde) ankersterkte en staalsterkte van de wand. Bij berekeningsschema B-gem was de (genodigde) sterkte in de maatgevende fase in het ontwerppunt van de probabilistische analyse gemiddeld 3% hoger bij berekeningsschema A.
- b) De ankersterkte en staalsterkte van de damwand in het ontwerppunt van alle fasen van alle MOC probabilistische analyses met modelonzekerheid berekend volgens berekeningsschema B-kar zijn gemiddeld 7% hoger dan die volgens berekeningsschema B-gem. De verschillen liggen in de range van -7% tot +34%.
- c) Zowel de invloedsfactoren als de gesommeerde invloeden zijn gemiddeld overeenkomstig met diverse sterkere afwijkingen. De probabilistische analyses volgens berekeningsschema A en B resulteren gemiddeld in overeenkomstige snede krachten.

Geconcludeerd wordt dat de keuze van een berekeningsschema gemiddeld voor de maatgevende fase van de 6 MOC-analyses redelijk overeenkomstige resultaten geeft. Uit de vergelijking van de 72 analyses die tezamen volgens schema B-gem en B-kar zijn uitgevoerd volgt dat de verschillen groter zijn tot wel 34%. Bij deze 34% dient wel te worden opgemerkt dat onbekend is wat de waarde volgens schema A was omdat deze analyse alleen een maatgevend resultaat geeft voor alle 8 fasen tezamen.

B Achtergrond veiligheidsformat

B.1 Betrouwbaarheidsdifferentiatie

B.1.1 Algemeen

Voor damwanden wordt in de nieuwe generatie Eurocodes uitgegaan van een gevolgklasse afhankelijke geotechnische sterkte. Net zoals in de huidige Eurocode wordt ook in de nieuwe generatie Eurocodes van een vaste gevolgklasse onafhankelijke constructieve sterkte uitgegaan van de constructie materialen staal, beton en hout.

Bij de beoordeling op constructieve uiterste grenstoestanden (STR) is grondsterkte onderdeel de belasting. Maar bij geotechnische uiterste grenstoestanden (GEO) bevindt de grondsterkte zich aan de sterkte zijde. In het voorgestelde veiligheidsformat is daarom de aanpak voor de betrouwbaarheidsdifferentiatie tussen CC1 t/m CC3 van GEO en STR verschillend.

B.1.2 Geotechnische mechanismen (GEO)

B.1.2.1. Algemeen

De betrouwbaarheidsdifferentiatie voor GEO wordt verkregen door de betrouwbaarheid β in de formules voor bepaling de partiële en combinatie factoren gelijk te stellen aan de doelbetrouwbaarheid van de betreffende gevolgklasse $\beta_{d,T}$. Deze aanpak is niet van toepassing voor de bepaling van de belasting op groutankers, trek- en ankerpalen, zie daarvoor Paragraaf B.2.2.2.

B.1.2.2. Belasting op groutankers, trek- en ankerpalen

De geotechnische sterkte (GEO) van trek- en ankerpalen worden binnen de huidige en de nieuwe generatie Eurocodes afgestemd op CC2 nieuwbouw met $\beta_T = 3,8$. De “sterkte zijde” is dus afgestemd op een constante doelbetrouwbaarheid dus betrouwbaarheidsdifferentiatie dient te worden afgehandeld aan de zogenaamde “belastingzijde” van het veiligheidsformat.

Keuze

Voor het voorgestelde veiligheidsformat is de keuze gemaakt om de rekenwaarde van de belasting op trek- en ankerpalen gelijk te stellen aan de waarde berekend voor STR.

B.1.3 Constructieve mechanismen (STR)

Voor constructief falen (STR) zijn de materiaalfactoren aan de ‘sterkte’ kant van de grenstoestandsfuncties in Eurocode afgeleid voor een betrouwbaarheid $\beta = 3,8$ in combinatie een invloedsfactor $\alpha_R = 0,8$. Voor alle gevolgklassen worden dezelfde materiaalfactoren aangehouden voor nieuwbouw. Om de doelbetrouwbaarheid behorende bij een specifieke gevolgklasse te garanderen wordt de differentie tussen de gevolgklassen volledig in rekening gebracht via de partiële en combinatiefactoren van de belastingen.

Keuze

De betrouwbaarheidsdifferentiatie voor STR wordt verkregen door de betrouwbaarheid β in de formules voor bepaling de partiële en combinatie factoren gelijk te stellen aan het product doelbetrouwbaarheid van de betreffende gevolgklasse $\beta_{d,T}$ en de in Bijlage C afgeleide equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR, \beta_{d,T}}$.

$$\beta = \beta_{d,T} \cdot f_{STR,\beta_{d,T}} \quad (B1)$$

Deze wijze van corrigeren sluit aan bij de methode die beschreven is in bijlage 2 van de achtergrondrapportage van de NEN8700 [30]. De daarin beschreven methode is herschreven tot vergelijking (7) en vervolgens zijn de vergelijking (12) voor equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta_{d,T}}$ opgesteld, zie Bijlage C voor de afleiding.

$$f_{STR,\beta_{d,T}} = 1,78 - \frac{2,964}{\beta_{d,T}} \quad (B2)$$

B.2 Modelonzekerheid

B.2.1 Algemeen

Binnen het voorgestelde veiligheidsformat is de modelonzekerheid opgesplitst in 2 delen de toevallige onzekerheden en systematische onzekerheden. Deze twee type onzekerheden zijn een ander wijze meegenomen in het voorgesteld veiligheidsformat.

B.2.2 Toevallige onzekerheden

Onder de toevallige onzekerheden wordt de spreiding verstaan van het resultaat van de beoordelingsmethode die gemiddeld tot de juiste beoordeling leidt verstaan. Deze spreiding betreft niet alleen die van het rekenmodel maar de gecombineerde onzekerheid van het rekenmodel en het veiligheidsformatmodel. Dit type spreiding is meegenomen in de probabilistische analyses. Uit de analyse van de resultaten bleek is gebleken dat de invloed van de modelonzekerheid groot was in de situatie dat de invloed spreiding van de overige parameters klein was en vice versa. Het voorgestelde veiligheidsformat dient beide situaties af te dekken. Bij gebruik van modelfactoren zou dat leiden tot een stapeling van onzekerheden door het gebruik van zowel hoge modelfactoren als hoge partiële factor. Daarom is gekozen om in het voorgestelde veiligheidsformat de invloed van de toevallige modelonzekerheid impliciet mee te nemen.

Geotechnische mechanismen (GEO)

Uit de probabilistische analyses volgt dat de gecombineerde invloed van de hoek van inwendige wrijving en de modelonzekerheid het grootste is voor geotechnisch bezwijken. In het voorgestelde veiligheidsformat wordt daarom de invloed modelonzekerheid bij de geotechnische mechanismen (GEO) impliciet ondergebracht bij de hoek van inwendige wrijving. Hetzelfde geldt voor de ongedraineerde en prisma druksterkte want, alhoewel deze geen onderdeel uit van de probabilistische analyses, kunnen ook deze grootste invloed hebben.

Constructieve mechanismen (STR)

Uit de probabilistische analyses volgt dat de gecombineerde invloed van de modelonzekerheden en de constructieve sterkte (degradatie en staalsterkte) het grootste is. Dus het is logisch om de modelonzekerheid bij de constructieve sterkte onder te brengen:

- De partiële factor op het belasting effect voor VC4+M1, bedoeld voor de situaties waar de constructiesterkte de onzekerheid domineert zullen worden afgeleid voor de gecombineerde onzekerheid van de constructieve sterkte en modelonzekerheid.
- Voor VC3+M2, de situatie waar zowel sterkte als belasting een significante invloed hebben is besloten dat de invloed modelonzekerheid dient te worden afgedekt door de aanwezige gecombineerde ruimte overige partiële factoren.

De constructieve sterkte in de Eurocode is bepaald voor een invloedsfactor van 0,8 met andere woorden dat de betrouwbaarheid voor 64% door de onzekerheid van de constructieve sterkte wordt bepaald. Binnen het veiligheidsformat voorstel vanuit gegaan dat er geen aanvullende marge voor modelonzekerheid benodigd is voor de constructieve sterkte.

B.2.2.1. Systematische onzekerheden

In het veiligheidsformat is voor de systematische modelonzekerheid van de steunpuntskracht in het verenmodel ten opzichte van modellen die de boogwerking in de grond wel meenemen een modelfactor voor de steunpuntskracht geïntroduceerd. De factor is voor het verenmodel 1,15 en voor EEM 1,0. Deze factor dient toegepast worden op de ankerkracht berekend voor STR van het anker maar ook berekend voor GEO welke van toepassing is voor GEO van het ondersteuningspunt zoals Kranz en grondmechanische sterkte de passieve weerstand van een ankerschot/ankerwand. De waarde van 1,15 is gelijk aan de waarde zoals voorgesteld in de 6^e druk van de CUR166.

B.3 Stijfheid, interface sterkte, laagscheidingsniveau en volumiek gewicht

B.3.1 Algemeen

De onzekerheid van parameters in deze paragraaf hebben een kleine of beperkte invloed op de resultaten. Binnen het veiligheidsformat is ervoor gekozen de gemiddelde of representatieve waarden van deze parameters toe te passen. De incidentele veiligheidstekorten zijn zo beperkt dat deze geen significante invloed hebben en binnen de marge van het veiligheidsformat passen.

B.3.2 Grondstijfheid

Uit de probabilistische berekeningen volgt dat de invloed van de onzekerheid van de stijfheid van de grond klein is. Daarom dienen de berekeningen voor het voorgestelde veiligheidsformat met verwachtingswaarden van de grondstijfheid dan wel beddingsconstante worden uitgevoerd.

B.3.3 Anker- en stempelstijfheid

Uit de probabilistische berekeningen volgt dat de invloed van de onzekerheid van de stijfheid van de ondersteuning (anker/stempel) klein is met gemiddelde in de CROW-case variantberekeningen voor LSF-GROND, WAND en ANKER van $\alpha = 0,03$; 0,09 en -0,3 en met de grootste invloed bij LSF-ANKER van $\alpha = -0,49$. Daarom dienen de berekeningen voor het voorgestelde veiligheidsformat met verwachtingswaarden van de anker/stempelstijfheid worden uitgevoerd.

B.3.4 Interface sterkte

De sterkte van interface tussen de wand en de grond wordt bepaald door de wandwrijvingshoek en adhesie. Uit de probabilistische berekeningen volgt dat de invloed van de onzekerheid van de interface sterkte tussen grond en wand klein is. Daarom dienen de berekeningen voor het voorgestelde veiligheidsformat met verwachtingswaarden van de interface sterkte dan wel wandwrijvingshoek en adhesie worden uitgevoerd.

B.3.5 Laagscheidingsniveau

Uit de probabilistische berekeningen volgt dat de invloed van de onzekerheid van de ligging van het laagscheidingsniveau klein is. Daarom dienen de berekeningen voor het voorgestelde veiligheidsformat met verwachtingswaarden van de laagscheidingsniveaus worden uitgevoerd. Opgemerkt wordt dat de onzekerheid als gevolg van geologische of antropogene discontinuïteiten hier niet onder vallen deze onzekerheden dienen op een andere wijze te worden beheerst. Een goede manier om dit te doen is te werken met meer dan 1 grondopbouwscenario's welke met een significante kans kunnen voorkomen op basis van de lokale geologische en grondonderzoeksresultaten.

B.3.6 Volumiek gewicht

Uit de probabilistische berekeningen volgt dat de invloedsfactor op het volumiek gewicht zowel positief als negatief kan zijn. Uit een nadere analyse van de resultaten volgt dat grondlagen die alleen boven ontgravingsniveau aanwezig waren de invloedsfactor negatief was en van de overige grondlagen positief. Met andere woorden een hoge waarde van het volumiek gewicht aan de actieve zijde is ongunstig en een laag volumiek gewicht in de passieve wig is ongunstig. Damwandberekeningen zijn gefaseerde berekeningen met veelal meerdere ontgravingsfasen hierdoor kunnen grondlagen die in een eerdere ontgravingsfase niet geheel boven ontgravingsniveau lagen dit in een latere ontgravingsfase wel doen. Dit maakt dat een aanpak met hoge waarden boven ontgravingsniveau en lage voor de overige lagen tot inconsistentie leidt. Het volumiek gewicht heeft de grootste invloed op LSF-GROND en daar was invloed van het volumiek gewicht in CROW-variant berekeningen van zand in de range van 0,28 t/m 0,59 met een gemiddelde van 0,43 en bij de klei was -0,15 t/m 0,31 en een gemiddelde van 0,07. Het zand kwam in alle berekeningen voor en had absoluut gezien $|\alpha|$ de grootste invloed. De gemiddelde invloed van de onzekerheid van het volumiek gewicht van het zand was $\alpha = -0,43$ wat bij de CC2 doelbetrouwbaarheid van $\beta_T = 3,8$ overkomt met de lage representatieve waarde.

Uit oogpunt van consistentie wordt in het voorgestelde veiligheidsformat uitgegaan van de lage representatieve waarde van het volumiek gewicht, hetgeen overeenkomt met de huidige dagelijkse praktijk.

B.4 Partiële factoren grondeigenschappen

B.4.1 Algemeen

De partiële factoren voor de grondeigenschappen γ_M dienen worden toegepast te worden op de lage representatieve waarde van het laaggemiddelde X_{rep} van een grondparameter. De lage rekenwaarde van de grondparameter X_d wordt bepaald met:

$$X_d = \frac{X_{rep}}{\gamma_M} \quad (B3)$$

B.4.2 Representatieve waarden

Indien de berekening wordt gemaakt voor een lange damwandstrekking, in homogene grondslag met dezelfde damwandconstructie dient bij de bepaling van de representatieve waarde rekening gehouden te worden met de variatie van het laaggemiddelde over de lengte van de damwandstrekking. In niet homogene grondslag en/of niet overeenkomstige damwandconstructies kunnen zijn sowieso niet met 1 berekening worden afgevangen. Er is ervoor gekozen om een expliciete eis op te nemen vanaf welke damwandstrekking rekening moet worden gehouden met de variatie van laaggemiddelden over de damwandstrekking waarvoor de berekening wordt uitgevoerd. Hiervoor 25 m gekozen, in bijlage H is een methode opgenomen op welke wijze de invloed van de variatie over de damwandstrekking kan worden meegenomen waarbij deze invloed vanaf 25 m damwandstrekking toeneemt tot de waarde -nul- is en geleidelijk toen.

B.4.3 Uitwerking M2GEO

B.4.3.1. Hoek van inwendige wrijving

In de probabilistische berekeningen is uitgegaan van de variatie van de hoek van inwendige wrijving $CoV_\phi = 0,08$ deze waarde is gebaseerd op een variatiecoëfficiënt van de tangens van de hoek van inwendige wrijving van $CoV_{\tan(\phi)} = 0,1$. Het voorgestelde veiligheidsformat zal uitgaan een partiële factor op de tangens van de hoek van inwendige wrijving ($\tan \phi'$) zoals in de huidige eurocode en in de tweede generatie Eurocode 7. Bij de bepaling van de partiële

factor wordt uitgegaan van de voor sterkte gebruikelijke lognormale verdeling met $\text{CoV}_{\tan(\phi)} = 0,1$.

Als eerste is gekeken naar waarden van de partiële factor in NEN-EN1997-1 voor damwanden. De gemiddelde uit NEN-EN1997-1 teruggerekende invloedsfactor was $\alpha = 0,863$ met maximum van $\alpha = 0,933$ voor CC1.

In de probabilistische berekeningen met modelonzekerheid was de hoogste waarde van de invloedsfactor voor de hoek van inwendige wrijvingshoek was $\alpha_\phi = 0,65$ en die van de modelonzekerheid voor LSF-GROND was $\alpha_{\text{mod}} = 0,68$. Gekozen is om de modelonzekerheid impliciet te verwerken in de partiële factor op de tangens van de hoek van inwendige wrijving ($\tan \phi'$). Door deze twee onzekerheden te combineren wordt stapeling van veiligheden voorkomen. Aangezien de interfacesterkte (wandwrijving) sterk afhankelijk is van de hoek van inwendige wrijving en het veiligheidsformat voorstel met verwachtingswaarden van de interface sterkte wordt gewerkt is gekeken hoe groot de gecombineerde invloed in de probabilistische analyses voor LSF-GROND was. De wortel van de kwadratisch gesommeerde invloed van de interfacesterkte, hoek van inwendige wrijving en modelonzekerheid voor LSF-GROND was gemiddeld $\sqrt{|\Sigma\alpha^2|_{\text{gem}}} = 0,84$ en maximaal $\sqrt{|\Sigma\alpha^2|_{\text{max}}} = 0,89$.

In de probabilistische analyses is de sommatie van het kwadraat van de invloedsfactoren 1,0 en de Eurocode gaat bij afleiden van partiële factoren in feite uit $0,7^2 + 0,8^2 = 1,13$ deze hogere waarde zorgt er voor dat de Eurocode een breed toepasbaar is bij diverse verhoudingen van de invloed tussen sterkte en belasting.

Het toepassen van de factor 1,13 op de gemiddelde en maximale waarde uit de zou resulteren in $\sqrt{(1,13|\Sigma\alpha^2|_{\text{gem}})} = 0,89$ en maximaal $\sqrt{(1,13|\Sigma\alpha^2|_{\text{gem}})} = 0,95$. De kalibratie berekeningen zijn gestart met $\alpha_\phi = 0,9$ en diende te worden verhoogd tot $\alpha_\phi = 0,95$ om te voldoen aan het kalibratiecriterium.

De waarde van $\alpha = 0,95$ is significant hoger dan de hoogste waarde in de probabilistische berekeningen. Deze extra marge blijkt nodig om aspecten voldoende af te dekken die niet expliciet zijn gemaakt in het voorgestelde veiligheidsformat zoals: de modelfactor, onzekerheid interface gedrag, onzekerheid laagscheidingsniveaus maar ook het feit dat soms de lage representatieve waarde van het volumieke gewicht hoger of lager zou moeten zijn.

De vergelijking voor partiële factor ter bepaling van de van de lage rekenwaarde van grondparameter voor de lage representatieve waarde van een lognormale verdeelde grondparameter ter van de lage rekenwaarde van grondparameter is:

$$\gamma_M = e^{(\alpha \cdot \beta - 1,645) \cdot \sqrt{\ln(1 + \text{CoV}^2)}} \quad (\text{B4})$$

Voor de M2GEO dient in vergelijking (B4) de doelbetrouwbaarheid β_T te worden ingevuld als waarde voor β .

B.4.3.2. Cohesie

In geen van de cases had de cohesie een grote invloed. Dit is het logische gevolg van de gekozen cases: grote kerende hoogte en grond met een kleine cohesie ($c_{\text{rep}} = 2$ kPa). In situaties met een beperkte kerende en/of grote cohesie is de invloed vele malen groter. Echter cohesie komt altijd tezamen met de hoek van inwendige wrijving voor. Daarom is voor de bepaling van de partiële factor voor cohesie wordt uitgegaan van $\alpha_c = 0,7$. Voor de

bepaling van de partiële factor van de cohesie wordt uitgegaan van een lognormale verdeling met een $CoV_c = 0,2$.

B.4.3.3. Ongedraineerde schuifsterkte en prisma druksterkte

De waarden voor de partiële factoren op de ongedraineerde schuifsterkte en de prisma druksterkte zijn niet gebaseerd op een kalibratie met probabilistische analyses. Voor de bepaling van de partiële factoren wordt uitgegaan van de ongedraineerde schuifsterkte en prisma druksterkte die lognormaal is verdeeld met een variatiecoëfficiënt van $CoV = 0,25$.

Door de hoge waarde van de $CoV = 0,25$ zal de invloed van de modelonzekerheid minder zijn dan dat het geval is bij de hoek van inwendige wrijving. Maar dergelijke hoge waarde van $CoV=0,25$ is het niet ondenkbeeldig dat de onzekerheid van de belasting een ondergeschikte invloed kan hebben op de betrouwbaarheid. Zo zal in een situatie waar de passieve weerstand gebaseerd is op de ongedraineerde sterkte of prisma druksterkte van een grondlaag die niet boven ontgravingsniveau voorkomt de invloed van deze $CoV = 0,25$ dominant zijn ten opzichte van de invloed van een onzekerheid van de belasting. Anders dan bij STR bestaat er voor GEO geen "vangnet" voor situaties met weinig tot geen invloed van belasting is.

Daarom is voor bepalen van het veiligheidsformat voorstel is gekozen om dezelfde invloedsfactor van $\alpha = 0,95$ als voor de hoek van inwendige wrijving toe te passen opdat er een marge aanwezig is.

B.4.4 Uitwerking M2STR

B.4.4.1. Algemeen

De sterkte van de constructieve elementen is gevolgklasse onafhankelijk en is bepaald uitgaande invloedsfactor van 0,8 voor de constructieve sterkte en een doelbetrouwbaarheid van 3,8. De gevolgklasse onafhankelijk van de constructieve sterkte is bij de bepaling van de partiële factoren en herhaaltijden aan de belastingzijde gecompenseerd door voor CC1a, CC1b en CC3 van respectievelijk een betrouwbaarheid van 1,8; 2,8 en 4,8 uit te gaan. Bij CC2 is geen compensatie nodig en wordt van de doelbetrouwbaarheid $\beta_T=3,8$ uitgegaan. Voor de bepaling van de partiële factoren voor M2STR dient in vergelijking (B4) het product van de doelbetrouwbaarheid β_T met de equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta_{dT}}$ te worden ingevuld als waarde voor β .

Voor de belasting wordt normaal uitgegaan van een $\alpha = -0,7$ als invloedsfactor. Bij de bepaling van de rekenwaarde van de snedkrachten in de constructieve elementen voor STR maakte de grondsterkte deel uit van de belasting maar omdat een lagere grondsterkte ongunstig is wordt van een positieve waarde van de invloedsfactor uitgegaan $\alpha = +0,7$.

B.4.4.2. Hoek van inwendige wrijving

De waarden voor de partiële factor op de tangent van de hoek van inwendige wrijving ($\tan \phi'$) zijn gebaseerd op partiële factoren voor lognormale verdeling met een variatiecoëfficiënt $CoV_\phi = 0,08$ en een invloedsfactor $\alpha_{\phi'} = 0,7$.

B.4.4.3. Cohesie

Voor de cohesie is dezelfde aanpak gehanteerd als bij M2GEO maar omdat de totale invloed van de grondsterkte bij M2STR kleiner is dan M2GEO wordt uitgegaan van $\alpha_c = 0,65$.

B.4.4.4. Ongedraineerde schuifsterkte en prisma druksterkte

De waarden voor de partiële factoren op de ongedraineerde schuifsterkte en de prisma druksterkte zijn gebaseerd op variatiecoëfficiënt van 0,25 en $\alpha = 0,7$ gelijk aan die voor de hoek van inwendige wrijving is gehanteerd.

B.4.5 Uitwerking M1

De partiële factoren in de **M1** set zijn per definitie gelijk aan 1.

B.5 Partiële en combinatie factoren voor ongunstige belastingen

B.5.1 Aanpak voor blijvende belastingen

De belasting en combinatiefactor voor de blijvende belasting is 1,0.

B.5.2 Aanpak voor maaiveld- en overige belastingen

In deze paragraaf wordt ingegaan op de vergelijkingen voor de partiële en combinatie factoren van maaiveld- en overige belastingen. Voor de op geometrische belastingen zoals de (grond)waterstand en bodemligging wordt verwezen naar Paragraaf B.6.3.

De partiële factor is gedefinieerd als de verhouding tussen de rekenwaarde Q_d en de representatieve waarde Q_{rep} van een veranderlijke belasting. In de navolgende afleiding van de partiële belasting factor is verondersteld dat Q_{rep} gelijk is aan Q_k .

$$\gamma_Q = \frac{Q_d}{Q_{rep}} = \frac{Q_d}{Q_k} \quad (B5)$$

Waarbij:

γ_Q Partiële factor voor de belasting Q.

Q_d Rekenwaarde veranderlijke belasting.

Q_k Karakteristieke waarde veranderlijke belasting.

Q_{rep} Representatieve waarde veranderlijke belasting.

In analogie met de achtergronddocumentatie van EN 1990 is aangenomen dat de extreme waarden van veranderlijke belastingen beschreven kunnen worden middels een Gumbelverdeling.

De karakteristieke waarde is gelijk verondersteld aan de waarde die gemiddeld niet wordt overschreden gedurende een bepaalde referentieperiode T . Voor het veiligheidsformat is voor de herhalingsstijd van de karakteristieke veranderlijke belasting gelijkstelt aan 50 jaar, oftewel de representatieve waarde van de veranderlijke belasting Q_{rep} heeft dan een 2% overschrijdingskans gedurende een referentieperiode van 1 jaar dus $p_{Q>Q_{rep},1} = 0,02$.

De onderschrijdingskans is de dat de karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting in de referentieperiode T wordt overschreden en wordt bepaald met.

$$p_{Q<Q_{rep},T} = \left(1 - p_{Q>Q_{rep},1}\right)^T \quad (B6)$$

Voor de standaard referentietijd voor nieuwbouw van 50 jaar en voor de minimale referentietijd van 15 jaar geeft vergelijking (B6):

- $p_{Q>Q_{rep},1} = 1/50 = 0,02$ voor een referentieperiode van $T = 50$ jaar dat betekent dat de onderschrijdingskans, $p_{Q<Q_{rep},50}$ van de karakteristieke variabele belasting over de referentieperiode $p_{Q_{rep},T} = 0,364$ is oftewel 36,4%.
- $p_{Q>Q_{rep},1} = 1/50 = 0,02$ voor een referentieperiode van $T = 15$ jaar dat betekent dat de onderschrijdingskans, $p_{Q<Q_{rep},15}$ van de karakteristieke variabele belasting over de referentieperiode $T = 15$ jaar is dat 0,739 oftewel 73,9%.

De rekenwaarde van de variabele belasting met een Gumbelverdeling wordt bepaald met vergelijking (B7) voor een doelbetrouwbaarheid over een referentieperiode T .

$$Q_d = \mu_{Q,T} \left(1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_Q \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) \right) \right) \quad (B7)$$

De karakteristieke/representatieve waarde van de variabele belasting met een Gumbelverdeling komt overeen met:

$$Q_{rep} = \mu_{Q,T} \left(1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(p_{Q < Q_{rep}, T} \right) \right) \right) \right) \quad (B8)$$

Als voor zowel de rekenwaarde als de karakteristieke/representatieve waarde dezelfde referentieperiode T gebruikt wordt resulteert het combineren van vergelijkingen (B5), (B7) en (B8) en elimineren van $\mu_{Q,T}$ in:

$$\gamma_Q = \frac{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_Q \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) \right)}{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(p_{Q < Q_{rep}, T} \right) \right) \right)} \quad (B9)$$

Waarbij:

$\mu_{Q,T}$	Verwachtingswaarde van Gumbelverdeling voor referentieperiode T van de variabele belasting Q .
$V_{Q,T}$	Variatiecoëfficiënt van Gumbelverdeling voor referentieperiode T van de variabele belasting Q .
Φ	Standaard normaal verdeelde cumulatieve distributie functie.
α_Q	Invoedsfactor voor variabele belasting Q indien leidend.
$\beta_{Q,T}$	Doelbetrouwbaarheid voor referentie periode T .
$p_{Q < Q_{rep}, T}$	Onderscheidingskans representatieve belasting Q_{rep} gedurende de referentieperiode T .
γ_Q	Partiële factor voor de representatieve waarde van de variabele belasting Q_{rep} .
T	Aantal jaren in de referentieperiode [#].

De combinatiefactor ψ_0 voor een belasting met Gumbelverdeling [32] is bepaald met:

$$\psi_0 = \frac{1 - \frac{V_Q \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,0} \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) + \ln(N_1) \right)}{1 - \frac{V_Q \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,1} \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) \right)} \quad (B10)$$

Met:

$$N_1 = \frac{T}{T_1} \quad \text{waarbij } N_1 \geq 1 \quad (B11)$$

Waarbij:

N_1	Verwachtingswaarde van het aantal belasting wisselingen binnen referentieperiode T van variabele belasting Q .
T_1	De basisperiode waarbij wordt aangenomen dat grootte van een variabele belasting Q constant is.
$\alpha_{Q,1}$	Invoedsfactor voor leidende variabele belasting Q .

$\alpha_{Q,0}$	Invoedsfactor variabele belasting Q gecombineerd met een andere leidende variabele belasting.
ψ_Q	Combinatiefactor voor geometrische belasting Q.

Voor de bepaling van de partiële en combinatiefactoren van de variabele belasting voor de constructieve beoordeling (STR) dient de doelbetrouwbaarheidsindex in vergelijking (B10) en (B11) met de equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta_{dT}}$ te worden vermenigvuldigd.

$$\gamma_Q = \frac{1 - \frac{V_{Q,T}\sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_Q \cdot \beta_{d,T} \cdot f_{\beta_{d,T}} \right) \right) \right) \right)}{1 - \frac{V_{Q,T}\sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(p_{Q,rep,T} \right) \right) \right)} \quad (B12)$$

$$\psi_0 = \frac{1 - \frac{V_Q\sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,1} \cdot \beta_{d,T} \cdot f_{\beta_{d,T}} \right) \right) \right) + \ln(N_1) \right)}{1 - \frac{V_Q\sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,0} \cdot \beta_{d,T} \cdot f_{\beta_{d,T}} \right) \right) \right) \right)} \quad (B13)$$

Bij het afleiden van partiële en combinatie factoren voor de variabele belasting wordt gebruik gemaakt van variatiecoëfficiënten van de variabele belasting $V_{Q,50}$ voor een referentieperiode van 50 jaar. Vergelijking (B14) geeft voor variabele belasting met een Gumbelverdeling met $\mu_{Q,T}$ en $V_{\mu_{Q,50}}$ bij een referentieperiode van 50 jaar de variatiecoëfficiënt $V_{\mu_{Q,T}}$ voor een referentieperiode T .

$$V_{\mu_{Q,T}} = \frac{V_{\mu_{Q,50}}}{1 + \frac{V_{\mu_{Q,T}} \cdot \sqrt{6} \cdot \ln \left(\frac{T}{50} \right)}{\pi}} \quad (B14)$$

Voor de bepaling van de partiële en combinatie factoren wordt in principe van de ISO-standaard invoedsfactor van de belasting van $\alpha_E = -0,7$ uitgegaan.

B.5.3 Aanpak voor geometrische belastingen

Voor de geometrische belastingen is aangenomen dat deze kunnen worden beschreven met een extreme waarde verdeling. Onder de geometrische belasting vallen de ongunstige (grond)waterstand h_w en de erosiediepte Δa_e .

Net zoals als bij maaiveld- en overige belastingen is de herhalingstijd van de representatieve Q_{rep} en karakteristieke Q_k veranderlijke geometrische belasting gelijkstelt aan de referentieperiode T .

In geval van de (grond)waterstand of de erosiediepte worden de partiële en combinatiefactor toegepast op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand, Δh_{deci} respectievelijk de erosiediepte Δa_{deci} . Het generieke format voor de leidende geometrische belasting Q_{leid} is de representatieve waarde plus de partiële factor maal de decimeringswaarde.

$$Q_{leid} = \left(h_{w,rep} + \gamma_Q \Delta h_{deci} \right) \text{ of } \left(\Delta a_{e,rep} + \gamma_Q \Delta a_{deci} \right) \quad (B15)$$

Voor een combinatie belasting Q_{combi} wordt de term in vergelijking (5,16) formule nog vermenigvuldigd met een combinatie factor ψ_0 .

$$Q_{combi} = (h_{w,rep} + \gamma_Q \psi_0 \Delta h_{deci}) \text{ of } (\Delta a_{e,rep} + \gamma_Q \psi_0 \Delta a_{deci}) \quad (B16)$$

De partiële factor op de decimeringswaarde van de geometrische belasting is het logaritme van het product van de herhalingstijd van de leidende geometrische belasting T_{Qleid} en jaarlijkse overschrijdingskans, $p_{Qrep,1}$ van de representatieve variabele geometrische belasting.

$$\gamma_Q = \log(p_{Qrep,1} \cdot T_{Qleid}) \quad (B17)$$

Waarbij T_{Qleid} de herhalingstijd van de leidende geometrische belasting Q bij een referentietijd T is.

$$T_{Qleid} = \frac{1}{1 - (1 - \Phi(-\alpha_Q \cdot \beta_{d,T}))^{\frac{1}{T}}} \quad (B18)$$

Vergelijking (B17) gecombineerd met vergelijking B18) geeft.

$$\gamma_Q = \log \left(\frac{p_{Qrep,1}}{1 - (1 - \Phi(-\alpha_Q \cdot \beta_{d,T}))^{\frac{1}{T}}} \right) \quad (B19)$$

Voor de bepaling van de partiële factoren van de variabele geometrische belasting voor de constructieve beoordeling (STR) dient de doelbetrouwbaarheidsindex in vergelijking (B18) met de equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta_{dT}}$ te worden vermenigvuldigd.

$$\gamma_{Q,T} = \log \left(\frac{p_{Qrep,1}}{\left(1 - (1 - \Phi(-\alpha_Q \cdot \beta_{d,T} \cdot f_{\beta_{dT}})) \right)^{\frac{1}{T}}} \right) \quad (B20)$$

Waarbij:

T_{Qleid}	Herhalingstijd van de leidende geometrische belasting Q .
Φ	Standaard normaal verdeelde cumulatieve distributie functie.
α_Q	Invloedsfactor voor geometrische belasting Q indien leidend.
$\beta_{Q,T}$	Doelbetrouwbaarheid voor referentie periode T .
γ_Q	Partiële factor voor de variabele belasting Q bij een referentieperiode T .
$f_{STR,\beta_{dT}}$	equivalente betrouwbaarheidsfactor.
T	Referentieperiode.
$p_{Qrep,1}$	De jaarlijkse overschrijdingskans, p_1 van de representatieve variabele geometrische belasting.

De combinatie factor ψ_Q voor de geometrische belasting voor het veiligheidsformat voorstel wordt bepaald met de in Bijlage D afgeleide vergelijking (B21).

$$\psi_0 = \frac{0,7}{4,15} - \frac{0,7}{\gamma_Q} \quad (B21)$$

B.5.4 Partiele en combinatiefactoren veranderlijke belastingen, aanpak afwijkende (rest)levensduur

Behoudens voor CC1a afkeur worden sets met partiële en combinatiefactoren gegeven voor meerdere referentieperioden. Voor tussenliggende referentieperiode dient te worden geïnterpoleerd tussen deze sets, zie Bijlage E voor een nadere toelichting.

In het veiligheidsformat voorstel worden voor nieuwbouw 3 sets met partiële en combinatiefactoren gegeven voor de:

- Standaardlevensduur van 50 jaar, dus voor een referentieperiode van 50 jaar.
- Minimale referentieperiode van 15 jaar en een referentieperiode (= levensduur) van 100 jaar.

Voor CC1a afkeur wordt 1 set met partiële en combinatiefactoren gegeven voor de minimale referentieperiode van 1 jaar. Voor de overige beoordelingen van bestaande damwanden worden 2 sets met partiële en combinatiefactoren gegeven:

- Minimale referentieperiode van 15 jaar.
- Referentieperiode (= restlevensduur) van 50 jaar.

Voor CC1a afkeur dienen voor een restlevensduur groter dan 15 jaar de waarden voor CC1b te worden gehanteerd en een restlevensduur groter dan 1 tot 15 jaar te worden geïnterpoleerd tussen de waarden in de set CC1a afkeur voor $T = 1$ jaar en de waarden set CC1b afkeur voor $T = 15$ jaar.

In Tabel bijlage B.1 staat het overzicht van de doelbetrouwbaarheden en referentieperiode voor de bepaling van de sets partiële factoren gegeven.

Tabel bijlage B.1 Doelbetrouwbaarheden en referentieperiode voor de bepaling van de sets partiële factoren.

CC	Nieuwbouw		Verbouw				Afkeur	
			Omgevingsvergunning verleent onder					
	β_{bT} [-]	T [jaar]	Bouwbesluit 2003 of eerder	Na bouwbesluit 2003	β_{bT} [-]	T [jaar]	β_{bT} [-]	T [jaar]
3	4,3	15/50/100	3,6	15/50	3,8	15/50	3,3	15/50
2	3,8	15/50/100	3,1	15/50	3,3	15/50	2,5	15/50
1/1b	3,3	15/50/100	2,8	15/50	2,8	15/50	1,8	15/50
0/1a	2,8	15/50/100	2,8	15/50	2,8	15/50	1,8	1

B.5.5 Aanpak voor partiële factoren op belasting effect

De huidige NEN9997-1 wordt berekening #5 gezien als vangnet voor de situaties waar geen noemenswaardige variatie van de belasting is. De meervoudige verankerde wand en kruisplein diepwand cases zijn voorbeelden van situaties waar de invloed van de belasting klein is. In het veiligheidsformat voorstel wordt de beoordelingscombinatie VC4 + M1 ook gezien als vangnet bij slechts weinig onzekerheid in de rekenwaarde van de snedekrachten

is. Dat is het geval als er weinig verschil zit tussen de karakteristieke en de rekenwaarde van de snedekrachten van de constructieve elementen bij beoordelingscombinatie VC3 + M2.

De aanpak gaat ervanuit dat de partiële factoren op de belasting gelijk zijn aan 1,0 conform berekening 5 in de huidige Nederlandse aanpak met als aanvulling dat gewerkt wordt met belastingcombinaties met een leidende belasting en gereduceerde belastingen waarmee wordt gecombineerd.

In de aanpak worden de factoren op het belastingeffect bepaald voor de situatie dat er onzekerheid van de belasting is op dat moment geldt $\alpha_E = 0$. De rekenwaarde van de materiaalsterkte in de Eurocode is afgestemd op $\alpha_R = 0,8$ en $\beta = 3,8$. De minimale waarde van het belastingeffect dient voor het verschil tussen de invloedsfactoren $\alpha_{R=1,0}$ en $\alpha_R = 0,8$ en het verschil tussen de doelbetrouwbaarheid $\beta_{d,T}$ en $\beta = 3,8$ te compenseren. In bijlage F is de aanpak voor de partiële factoren verder uitgewerkt.

B.5.6 Robuustheid

B.5.6.1. Algemeen

Vanuit het oogpunt van robuustheid wordt binnen het veiligheidsformat voorstel een deel van de onzekerheden op een andere wijze dan met een verhoging van partiële factoren afgedekt. Het gaat daarbij om:

- Minimale waarde van de maaiveldbelasting.
- Aan te houden bodemniveau.
- Ankeruitval.

B.5.6.2. Maaiveldbelasting

In lijn met de huidige praktijk geeft veiligheidsformat voorstel vanuit het oogpunt van robuustheid minimale gevolgklasse afhankelijke waarden voor de veranderlijke maaiveldbelasting. In Tabel bijlage B.2 is de minimale representatieve waarde van de uniform verdeelde maaiveldbelasting weergegeven welke voor VC4, VC3STR en VC3GEO dient te worden toegepast tenzij deze belasting gedurende de levensduur niet kan optreden fysiek of door een beheersmaatregel.

Tabel bijlage B.2 Minimale representatieve waarde van de uniform verdeelde veranderlijke maaiveldbelasting.

Minimale representatieve waarde van de uniform verdeelde maaiveldbelasting [kPa]			
CC0	CC1	CC2	CC3
5	10	15	20

B.5.6.3. Bodemniveau

De onzekerheid van de kerende hoogte wordt veelal uitgedrukt in de onzekerheid van het bodemniveau aan de lage zijde die grote invloed kan hebben op de betrouwbaarheid van de damwandconstructie. Met name bij erosie door stromend water kan de onzekerheid van de bodemligging groot zijn. De grote van de overige onzekerheidsbronnen zijn bij afwezigheid aan geschikte data niet kwantificeerbaar. Het veiligheidsformat voorstel gaat daarom uit van de huidige aanpak in de Eurocode en dat:

- Voor VC3GEO-M2GEO er een ondergrens $\Delta a \geq 0,2$ m geldt.
- Dat de maximale waarde Δa gevolgklasse afhankelijk is waarbij de aanbevolen waarde van 0,5 m voor CC3 geldt en dat deze in stappen van 0,1 m per gevolgklasse afneemt tot een waarde van 0,2 m voor CC0.
- Een extra toets ingeval van erosie van de onderwaterbodem door stromend water.

Het zogenaamde “vangnet” VC4+M1 is voor de situatie waar de onzekerheid van belastingen weinig tot geen invloed op de constructiefalen. Omdat er voor geotechnisch falen er voor een dergelijke situatie geen “vangnet” bestaat is de ondergrens van 0,2 m voor VC3GEO-M2GEO met het oog op de robuustheid van het veiligheidsformat toegevoegd. De waarde 0,2 m is op basis van expert judgement gekozen en komt overeen met de waarde die voor de introductie van de Eurocode als minimum voor CUR klasse I gold ($\beta = 2,5$).

In VC3GEO+M2GEO en STR-check VC3STR+M2STR(extra) berekeningen dient het niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond aan de zogenaamde passieve zijde van de damwand indien ongunstig²⁴, te zijn verlaagd met een marge Δa onder het nominale niveau van grondoppervlak z_{nom} .

$$z_{ULS} = z_{nom} - \Delta a \quad (B22)$$

Bij een normale mate van controle van het grondoppervlak dient in situaties zonder bodemerrosie door stroming het volgende te zijn aangehouden voor:

1. Een vrijstaande wand $\Delta a = \min(0,1H; \Delta a_{max})$. Waarin H de wandhoogte is boven het nominale niveau van het grondoppervlak z_{nom} en Δa_{max} de waarde uit Tabel bijlage B.3.
2. Een verankerde of gestempelde wand $\Delta a = \min(0,1h_s; \Delta a_{max})$. Waarin h_s de hoogte is tussen het onderste ondersteuningspunt en het nominale niveau van het grondoppervlak z_{nom} en Δa_{max} de waarde uit Tabel bijlage B.3.
3. Voor check 1 (VC3GEO+M2GEO) geldt aanvullend dat $\Delta a \geq 0,2$ m. Dus in situaties waar de bodemniveau niet aan onzekerheid onderhevig dient $\Delta a = 0,2$ m te worden aangehouden een voorbeeld hiervan is een onderwaterbetonvloer.

Voor de situatie waar bodemerrosie doorstroming kan optreden geldt aanvullend:

4. Indien de rekenwaarde van de bodemerrosie groter is dan de marge die volgt uit 1 t/m 3 dan dient de marge $\Delta a = \Delta a_{e,d}$ te worden toegepast. Met $\Delta a_{e,d} = \Delta a_{erosie,rep} + \gamma_e \Delta a_{e,deci}$ voor de leidende erosiebelasting en $\Delta a_{e,d} = \Delta a_{e,rep} + \gamma_e \psi_{0,e} \Delta a_{e,deci}$ voor de gelijktijdig optredende erosiebelasting.

In VC4+M1 berekeningen is het niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond aan de zogenaamde passieve zijde van de damwand, z_{VC4} gelijk aan:

- De nominale waarde indien er geen erosie door stroming kan optreden $z_{VC4} = z_{nom}$
- De nominale waarde minus de representatieve waarde van de bodemerrosie in dien er erosie door stroming kan optreden $z_{VC4} - \Delta a_{e,rep}$.

Tabel bijlage B.3 Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond Δa_{max}

Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond Δa_{max} [m]			
CC0	CC1	CC2	CC3
0,2	0,3	0,4	0,5

B.5.6.4. Ankeruitval

Door anker of stempeluitval kan progressief bezwijken optreden. Binnen het veiligheidsformat wordt de situatie met ankeruitval gezien als een buitengewone belastingcombinatie. Alle verankerde en gestempelde damwandconstructies dienen te worden beoordeeld op de situatie van uitval van een enkel anker of stempel. Dit betreft een bijzondere

²⁴ Een lager grondoppervlak is over het algemeen ongunstig maar niet altijd, de snedekrachtverdeling in de wand en anker- en stempelkrachten kunnen in sommige gevallen gunstig worden beïnvloed door een lager ontgravniveau.

belastingcombinatie wat betekent dat alle belasting en materiaalfactoren gelijk zijn aan 1,0 en een bodemniveau zoals in Check 3. Beoordeeld dient te worden of de damwandconstructie voldoende grondmechanische en constructieve herverdelingscapaciteit berekening volgens Check 3.

B.5.6.5. Geometrie stalen elementen

In de dagelijkse praktijk worden frequent damwanden en buispalen toegepast met een lager weerstandsmoment of die korter zijn dan het ontwerp voorschrijft. Dit komt omdat men ervan uitgaat dat de fabricage toleranties er systematisch vanaf mogen worden getrokken. Dat is echter niet het geval dit mogen geen systematische afwijkingen zijn. Binnen een faalmechanisme lengte van de damwand dient de gemiddelde damwandlengte en het weerstandsmoment minimaal overeen te komen met het ontwerp. In het navolgende zijn aanvullende eisen geformuleerd op de fabricage normen zodat de lengte en sterkte voldoet. Hierbij is gekeken naar de toegestane toleranties van de fabricage normen.

Nieuwe stalen damwanden dienen te voldoen aan de NEN-EN 10248-2, NEN-EN 10249-2 en NEN-EN 10219-2 met als aanvullende eisen:

- A. dat de damwandlengte nooit korter mag zijn dan de ontwerplengte.
- B. het gemiddelde gewicht of de gemiddelde flensdikte/buiswanddikte per 20 damwandplanken respectievelijk 10 buispalen mag maximaal 1% lager zijn dan de nominale waarde.

Indien bij aanschaf van de damwanden aanvullende eis B niet wordt gesteld dan geldt:

- Zonder aanvullende eis B en geen controle van de geleverde gewichten dienen de nominale waarden van de flens-, lijf en buiswanddikte met 3% te worden gereduceerd en de nominale waarde van het elastisch en plastisch weerstandsmoment daarvoor gecorrigeerd.
- Geen correctie van toepassing indien blijkt dat het gemiddelde gewicht of de gemiddelde flensdikte/buiswanddikte per 20 damwandplanken respectievelijk 10 buispalen maximaal 1% lager is dan de nominale waarde.
- Indien het gemiddelde gewicht of de gemiddelde flens/buispaalwanddikte per 20 damwandplanken respectievelijk 10 buispalen meer dan 1% lager is dan de nominale waarde dan dienen de nominale waarden van de flens-, lijf en buiswanddikte te worden gereduceerd met het gemeten percentage - 1% met een maximale reductie van 3% verder dienen het elastisch en plastisch weerstandsmoment worden gecorrigeerd voor de gereduceerde lijf- en flensdikte.

B.5.7 Uitgangspunten VC3GEO

B.5.7.1. Algemeen

De belastingen zijn ingedeeld in drie groepen:

- Maaiveldbelasting.
- Geometrische belastingen.
- Overige belastingen.

Voor de onzekerheid van de bodemligging die onderdeel is van de geometrische belastingen wordt de aanpak van de eurocode voor de bepaling van de minimale waarden voor Δa te volgen met een aanvulling dat voor VC-GEO er een ondergrens $\Delta a \geq 0,2$ m geldt.

B.5.7.2. Maaiveldbelasting

In de probabilistische analyses met modelonzekerheid was de absoluut gezien de grootste invloedfactor $|\alpha|_{\max}$ van de maaiveldbelasting $\alpha = -0,132$. Vanwege deze beperkte invloed is gekozen om niet van de standaard $\alpha = -0,7$ uit te gaan maar een lagere waarde. In deze probabilistische analyses waren een groot aantal stochasten van invloed zo had bijvoorbeeld

de onzekerheid van het bodemniveau van grote invloed. Om ook in het geval dat de maaiveldbelasting de enige belasting is voldoende betrouwbaarheid te hebben is gekozen een hogere $\alpha = -0,4$ toe te passen bij de bepaling van de partiële factor dan gevonden in de probabilistische berekeningen. Bij deze keuze is rekening gehouden dat de kwadraten van de gekozen invloedsfactoren voor maaiveldbelasting van $\alpha = -0,4$ en die voor de hoek van inwendige wrijving van $\alpha = 0,9$ samen $0,9^2 - 0,4 + 0,9^2 = 0,97$ zijn en dat deze 0,97 gecombineerd met de minimale waarden Δa voor de bodemligging zorgen dat de totale invloed $\Sigma \alpha^2 \geq 1$.

Voor de bepaling van de combinatiefactor wordt uitgegaan dat de maaiveldbelasting een lange basisperiode van 5 jaar heeft dus voor $T = 50$ jaar is $N_1 = 10$. Verder is $\alpha_{Q,1} = -0,4$ en $\alpha_{Q,0} = -0,24$ toegepast. De waarde $\alpha_{Q,0} = -0,24$ is gebaseerd op het feit dat bij damwandconstructies al dan niet impliciet in principe sprake is van meer dan 1 variabele belastingen waarmee de leidende variabele belasting wordt gecombineerd. Het bodemniveau is namelijk de andere variabele geometrische belasting waarvan altijd de onzekerheid wordt meegenomen en daarnaast zal er normaal ook sprake zijn van variabele (grond)waterbelasting.

B.5.7.3. Geometrische belastingen erosie en (grond)water

De geometrische belastingen betreffende (grond)waterbelastingen en erosie van de bodem en er wordt aangenomen dat deze met een extreme waarde verdeling kunnen worden beschreven.

In de probabilistische analyses met modelonzekerheid voor LSF-GROND is voor de leidende belasting maximaal $|\alpha| = 0,30$ gevonden en voor de overige gelijktijdige belastingen maximaal $|\alpha| = 0,13$. De grote van de invloed van de belasting wordt sterk bepaald door de kerende hoogte en grote van de maaiveldbelasting. Het voorgestelde veiligheidsformat moet ook voor kerende hoogten significant minder dan de 8 m en significant hogere standaardafwijkingen erosie en (grond)waterstanden dan van de respectievelijk 0,14 m en 0,04 m in onderzochte cases kunnen worden toegepast. Daarom is gekozen de partiële factoren variabele geometrische belasting af te leiden voor de standaard ISO-invloedsfactor van de belasting $\alpha_{iso,R} = -0,7$.

B.5.7.4. Overige belastingen

Voor de overige belastingen zijn geen probabilistische analyses gemaakt. Voor het afleiden van de partiële factoren wordt uitgegaan van de in Bijlage C afgeleide variatiecoëfficiënt $V_Q = 0,11$ en de standaard invloedsfactor van de leidende belasting $\alpha_{Q,1} = -0,7$ en $\alpha_{Q,0} = -0,24$ als de belasting worden gecombineerd met een leidende belasting. De waarde $\alpha_{Q,0} = -0,24$ is gebaseerd op het feit er in principe sprake is van meer dan 1 variabele belasting.

B.5.8. Uitgangspunten VC3STR

B.5.8.1. Algemeen

Binnen loadcase aanpak zijn de diverse variabele belastingen om beurten de leidende belasting welke gecombineerd wordt met de overige belastingen die gelijktijdig kunnen optreden. Bij VC3STR maakt de grond onderdeel uit van de belasting. Aangezien de grond altijd aanwezig is en het kan soms voorkomen dat de grond de enige of de dominante belasting is zijn de partiële factoren voor de grondsterkte bepaald voor een invloedsfactor van $\alpha = 0,7$.

Echter in de situatie waarbij de geometrische en overige belastingen de leidende belasting zijn neemt de invloed van de belasting van de grond af en zijn de partiële factoren voor de grondsterkte feitelijk te hoog. Bij de bepaling van de geometrische en overige belastingen is hiermee rekening gehouden door voor de leidende belasting van $\alpha = -0,6$ uit te gaan niet van

de gebruikelijke waarde -0,7. De waarde van $\alpha = -0,6$ is hoger dan volgt uit de probabilistische berekeningen.

B.5.8.2. Maaiveldbelasting

In de probabilistische analyses met modelonzekerheid was de invloed van de onzekerheid van de maaiveldbelasting bij LSF-ANKER absoluut $|\alpha|_{\max}$ gezien het grootst met een extreem van $\alpha = -0,44$ van en een gemiddelde van $\alpha = -0,25$. Vanwege deze beperkte invloed is gekozen om niet van de standaard $\alpha = -0,7$ uit te gaan maar een lagere waarde. De partiële factoren voor de maaiveldbelasting veiligheidsformat voorstel zijn gebaseerd $\alpha_Q = -0,4$. Deze waarde komt afgerond overeen met de absoluut gezien grootste waarde uit de probabilistische analyses en is voldoende om ook in het geval dat de maaiveldbelasting de enige belasting is voldoende betrouwbaarheid te hebben omdat de partiële factoren van de grondeigenschappen zijn afgestemd $\alpha = 0,7$.

Voor de bepaling van de combinatiefactor wordt uitgegaan dat de maaiveldbelasting een lange basisperiode van 5 jaar heeft dus voor $T = 50$ jaar is $N_1 = 10$. Voor de bepaling van de combinatiefactoren wordt uitgegaan van een invloedsfactor van de leidende belasting $\alpha_{Q,1} = -0,6$ en $\alpha_{Q,1} = -0,24$ als de belasting worden gecombineerd met een leidende belasting. De waarde $\alpha_{Q,0} = -0,24$ is gebaseerd op het feit er in principe sprake is van meer dan 1 variabele belasting.

B.5.8.3. Geometrische belastingen erosie en (grond)water

De geometrische belastingen betreffende (grond)waterbelastingen en erosie van de bodem en er wordt aangenomen dat deze met een extreme waarde verdeling kunnen worden beschreven. De partiële factoren variabele geometrische belastingen zijn bepaald voor een invloedsfactor $\alpha = -0,6$.

B.5.8.4. Overige belastingen

Voor de overige belastingen zijn geen probabilistische analyses gemaakt. Voor het afleiden van de partiële factoren wordt uitgegaan van de in Bijlage C afgeleide variatiecoëfficiënt $V_Q=0,11$ en een invloedsfactor $= 0,6$. Voor de bepaling van de combinatiefactor wordt uitgegaan dat de maaiveldbelasting een lange basisperiode van 5 jaar heeft dus voor $T = 50$ jaar is $N_1 = 10$. Voor de bepaling van de combinatiefactoren wordt uitgegaan van een invloedsfactor van de leidende belasting $\alpha_{Q,1} = -0,6$ en $\alpha_{Q,1} = -0,24$ als de belasting worden gecombineerd met een leidende belasting. De waarde $\alpha_{Q,0} = -0,24$ is gebaseerd op het feit er in principe sprake is van meer dan 1 variabele belasting.

B.5.9. Uitgangspunten VC4

B.5.9.1. Algemeen

Beoordelingscombinatie VC4+M1 bestaat uit een berekeningen van de representatieve waarde van het belastingeffect, zoals snedkrachten en plastische rotatie. De representatieve snedkrachten en plastische rotatie worden vermenigvuldigd met belastingfactor (VC4) op het belasting effect om de rekenwaarden te bepalen. Bij de bepaling van de representatieve snede krachten wordt loadcase systematiek toegepast, de set partiële factoren en herhalingstijden wordt in het veiligheidsformat voorstel als VC-REP aangeduid.

B.5.9.2. VC-REP

De partiële factor de maaiveld en overige belasting is 1,0 en de herhalingstijd is gelijk aan de levensduur respectievelijk restlevensduur.

De ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende maaiveld en overige belastingen is gelijk aan het product van de belastingfactor en combinatiefactor $\gamma_Q\psi_0$ bepaald met vergelijkingen (5,10) en

(5,11) voor $\beta = 0$. Op deze wijze wordt ervoor gecorrigeerd dat de partiële factor de maaiveld en overige belasting zoals gebruikelijk gelijk is gesteld 1,0.

Voor de combinatie belasting van water werd eerdere versie van prEN1990:2021 een herhalingsstijd van 20 jaar voorgesteld in de huidige versie wordt volledig overgelaten aan de landen. Voor de overige belastingen is voor een referentietijd de combinatie factor $\psi_0 = 0,8$. De bij $\gamma_Q\psi_0=0,8$ behorende herhalingsstijd van deze combinatie belasting is 6 jaar. De naar boven afgeronde waarde van 10 jaar bij een referentietijd van 50 jaar dient als basis. Voor veiligheidsformat voorstel is de herhalingsstijd van de erosie en de (grond)water 1/5 van de referentietijd.

- B.5.9.3. VC4 partiële factor op belasting effect
De uitwerking van de partiële factor set VC4 staat in Bijlage F.

B.6 Rekenmodellen

Uitgangspunt voor de opzet van het veiligheidsformat voorstel is dat de berekeningen voor het veiligheidsformat met zowel het verenmodel als met het eindige elementen model kunnen worden berekend. Zowel het verenmodel als het Eindige Elementen modelberekeningen maken van dezelfde sterkte parameters en belastingen gebruik. Het veiligheidsformat is gebaseerd op generieke invloedsfactoren voor de sterkte $\alpha_{R,ISO} = 0,8$ en belasting $\alpha_{E,ISO} = -0,7$. De resultaten van de probabilistische berekeningen [5] zijn met name gebruikt voor het verkrijgen van inzicht op welke parameters partiele factoren dienen te worden toegepast:

1. Uit de nieuwe probabilistische analyses met het verenmodel [5] en die uit 1990 [3] volgt dat op de stijfheid een kleine invloed heeft. Om die reden dienen de berekeningen voor het veiligheidsformat met gemiddelde stijfheden uitgevoerd te worden.
2. De nieuwe probabilistische analyses met het verenmodel [5] volgt dat de invloedsfactor maaiveldbelasting van $\alpha_{Q,CROW-case,gem} = -0,17$ significant lager, is dan $\alpha_{E,ISO} = -0,7$. Omdat het veiligheidsformat ook toepasbaar moet zijn in situaties met hogere maaiveldbelastingen zijn de partiele factoren voor de maaiveldbelasting in veiligheidsformat afgeleid $\alpha = -0,4$.
3. Uit de kalibratie volgde dat er voor LSF-GROND een invloedsfactor van de hoek van inwendige wrijving van $\alpha_\phi = 0,95$. Deze significant hogere waarde dan $\alpha_{R,ISO} = 0,8$ is met name nodig omdat deze ook de invloed van modelonzekerheid afdekt.

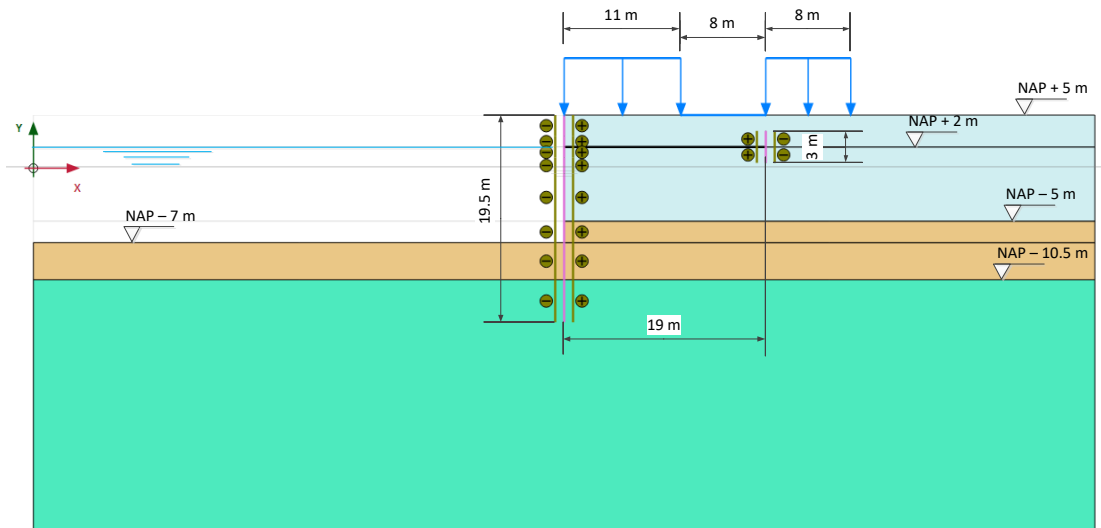
In het kader van het Kennisprogramma Natte Kustwerken is fundamenteel onderzoek uitgevoerd naar de invloed van degradatie op de faalkans van een verankerde damwand constructie. Binnen deze 6-jarige studie is een groot aantal probabilistische analyses uitgevoerd voor verankerde damwand, zie Figuur bijlage B.1. De berekeningen zijn uitgevoerd met een Eindige Elementen model. Een probabilistische analyse duurde gemiddeld meer dan 50 dagen bestond gemiddeld uit circa 29000 eindige elementenmodel berekeningen. Binnen [41] is een groot aantal varianten onderzocht:

- Mohr Coulomb en Hardening Soil model.
- Plastische scharnieren met en zonder softening.
- Referentietijd en leeftijd tot 75 jaar.
- Variatiecoëfficiënt van de dikteafname: 0 t/m 0,5.

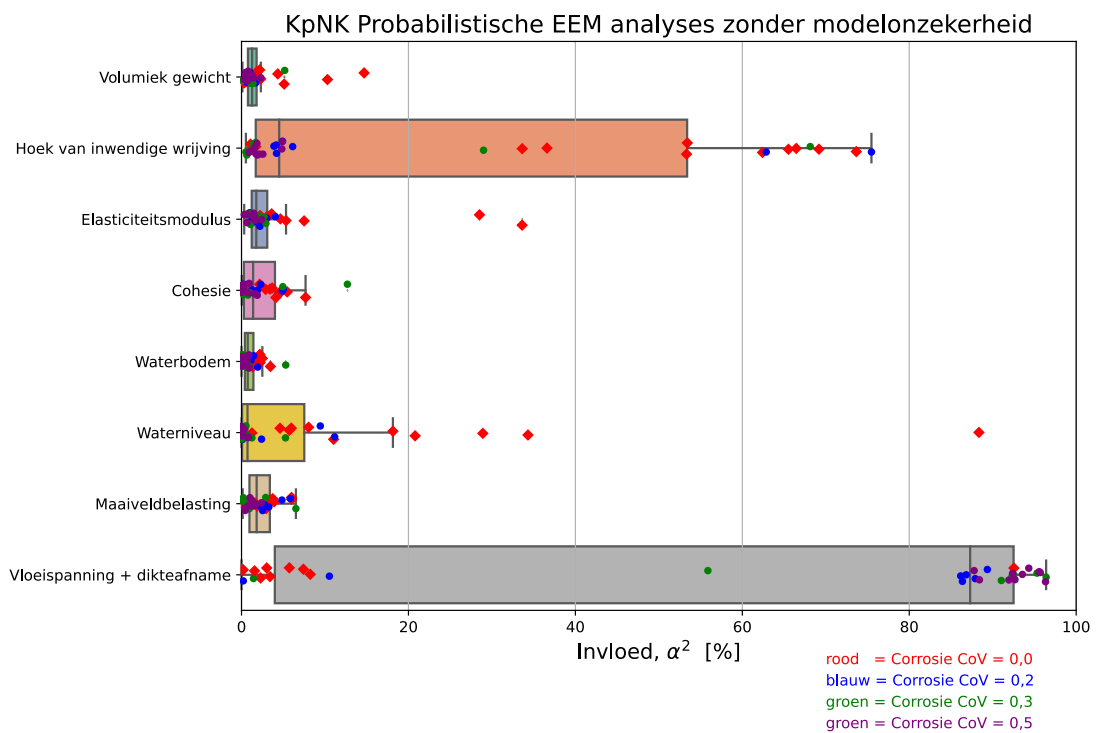
In Figuur bijlage B.2 zijn de gesommeerde invloeden (α^2) van probabilistische EEM analyses zonder modelonzekerheid [41] gepresenteerd. Op de invloed van de waterstand na vallen de invloeden in Figuur bijlage B.2 binnen de range van resultaten van het onderhavige onderzoek. In het navolgende wordt ingegaan op de in Figuur bijlage B.2 gepresenteerde invloeden en de wijze waarop dit binnen het veiligheidsformat voorstel wordt afgedekt:

1. De gemiddelde invloed van de waterstand is 7,6% in [41] en 0,6% in de CROW-case. Dit significante verschil wordt veroorzaakt door de factor 4,3 grotere decimeringswaarde van de waterstand van 0,3 m, die was slechts 0,07 m in CROW-case. De maximale invloed van 88% van de waterstand betreft analyse I19 waarin de grondsterkte fors tot $9/8\phi$ is verhoogd en de dikteafname een determinist is, het falen van de grond is in I19 het dominante mechanisme. Bij deze sterk verhoogde grondsterkte in I19 is het logisch dat de invloed van de waterstand sterk toeneemt op geotechnisch falen. Het veiligheidsformat voorstel dekt deze extreme situatie met een dominante waterbelasting af omdat de M2GEO partiele factor op hoek van inwendige wrijving is bepaald voor $\alpha_\phi = 0,95$.
2. De gecombineerde invloed van de dikteafname en staalsterkte kan dominant zijn dat de belasting geen significante invloed heeft. Het veiligheidsformat voorstel dekt deze extreme situatie met VC4+M1.
3. De gemiddelde invloed van de hoek van inwendige wrijving in situaties waar de geotechnisch falen gemiddelde maatgevend was ($CoV_{\Delta t} = 0 \text{ t/m } 0,2$) is 40% en maximaal 76%. Het veiligheidsformat voorstel dekt deze situaties af omdat de M2GEO partiele factor op hoek van inwendige wrijving is bepaald voor $\alpha_\phi = 0,95$.
4. De gemiddelde invloed van de hoek van inwendige wrijving in situaties waar de constructies falen gemiddelde maatgevend was ($CoV_{\Delta t} = 0,3 \text{ t/m } 0,5$) is 8% en maximaal 68%. Het veiligheidsformat voorstel dekt deze situaties af omdat de M2STR partiele factor op hoek van inwendige wrijving is bepaald voor $\alpha_\phi = 0,7$.
5. De gemiddelde invloed van de stijfheid van 3,9% is laag. Dat de berekeningen voor het veiligheidsformat met gemiddelde stijfheden uitgevoerd te worden past bij deze lage invloed.
6. De gemiddelde invloed van de maaiveldbelasting en bodemniveau zijn respectievelijk 2,4% en 1,1% en maximaal 6,5% en 5,3%. Het veiligheidsformat voorstel dekt deze situaties omdat de partiele factoren zijn bepaald voor significant hogere invloeden.
7. Omdat in de analyses [41] de verankering ook volledig is mee gemodelleerd zijn de zogenaamde overige grondmechanische mechanismen reeds meegenomen in de grenstoestand geotechnisch falen: passieve weerstand ankerwand/ankerschot, Kranz, totale stabiliteit en heave. Deze aanpak past binnen die van het Veiligheidsformat.
8. De berekeningen zijn uitgevoerd met Mohr Coulomb en Hardening Soil model en plastische scharnieren met en zonder softening, zie Figuur bijlage B.3. De grenstoestandsfunctie voor plastische scharnieren toetste conform de Eurocode 3 op de plastische rotatie capaciteit. Uit punten 1 t/m 7 blijkt dat resultaten van de berekeningen [41] goed passen binnen het veiligheidsformat voorstel.

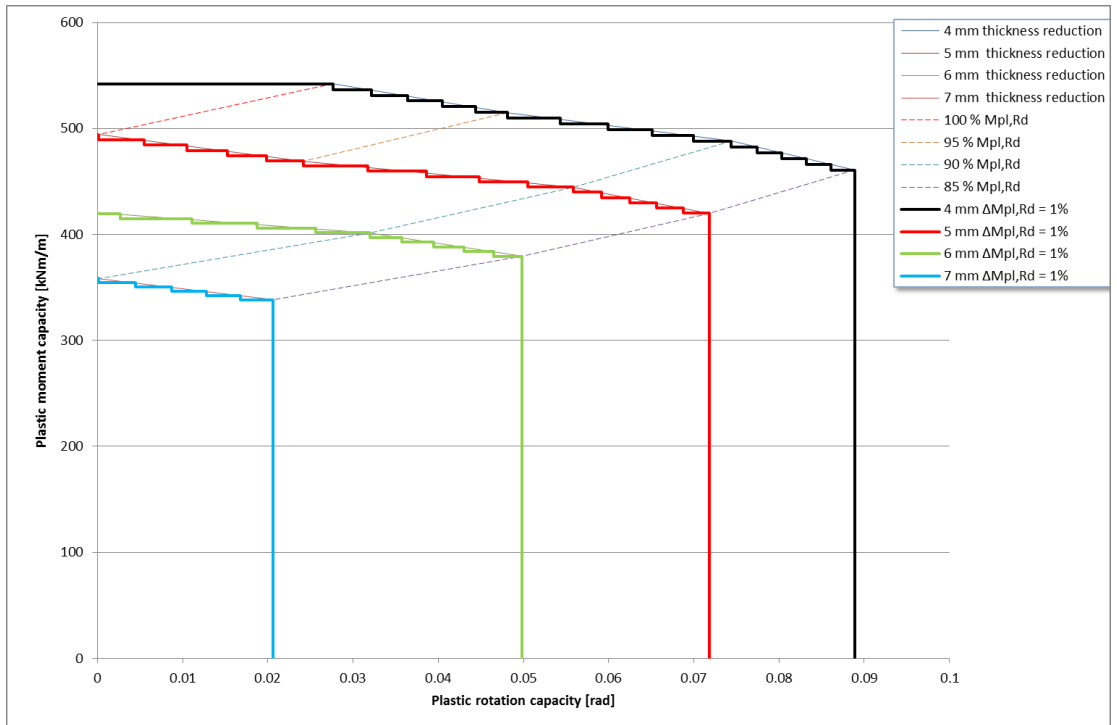
Geconcludeerd wordt dat de berekeningen voor het veiligheidsformat met zowel een eindige elementen als een verenmodel kunnen worden uitgevoerd.



Figuur bijlage B.1 Geometrie probabilistische EEM analyses [41]



Figuur bijlage B.2 Gesommeerde invloeden(α^2) probabilistische EEM analyses zonder modelonzekerheid [41]



Figuur bijlage B.3 Plastische rotatiecapaciteit AZ26 S240 als functie van de dikteafname conform Eurocode 3 [41]. De gekleurde lijnen zijn ter illustratie van de geautomatiseerde discrete $\Delta M_{pl,Rd}$ softening stappen in de probabilistische EEM analyses bij 4, 5, 6 en 7 mm dikteafname. Bij 7,55 mm dikteafname is er plastische rotatie capaciteit 0,0 en bij een dikte afname >7,55 mm valt het profiel in Class 4.

C Betrouwbaarheidsdifferentiatie

C.1 Inleiding

In deze bijlage wordt onderzocht of de betrouwbaarheidsdifferentiatie binnen methode waarop partiële factoren zijn afgeleid in achtergrond document voor de NEN8700 [30] kan worden gebruikt voor de betrouwbaarheidsdifferentiatie van veiligheidsformat voorstel.

Voor constructief falen (STR) zijn de materiaalfactoren aan de 'sterkte' kant van de grenstoestandsfuncties in de materiaal gebonden delen Eurocode in principe afgeleid voor een betrouwbaarheid $\beta = 3,8$ in combinatie een invloedsfactor $\alpha_R = 0,8$. Dit is zo voor alle materiaal gebonden normen van toepassing, ook op de sterkte van funderingen maar dit is echter niet voor de overige geotechnische constructies van toepassing die hebben namelijk wel CC-klasse afhankelijk partiële factoren voor de sterkte.

Dus voor constructieve beoordeling (STR) van staal, beton, hout en kunststof worden voor alle gevolgklassen dezelfde materiaalfactoren aangehouden. Dat betekent dat er qua partiële materiaalfactoren voor zowel nieuwbouw, verbouw en afkeur er geen differentie is tussen de afzonderlijke gevolgklassen (CC1, CC2 en CC3). Om de doelbetrouwbaarheid behorende bij een specifieke gevolgklasse te garanderen wordt de differentie tussen de gevolgklassen volledig in rekening gebracht via de partiële factor van de belastingen.

Als eerste wordt in Paragraaf C.2 een analyse van de voor de NEN8700 toegepaste methode gemaakt. Vervolgens wordt deze methode in Paragraaf C.3 gekalibreerd voor toepassing in het afleiden van partiële factoren.

C.2 Analyse NEN8700 achtergrond document

In [30] worden de partiële factoren voor de permanente belasting en de veranderlijke ongunstige belasting afgeleid. In het navolgende wordt ingegaan op die van de ongunstige veranderlijke belasting. De vergelijking voor partiële factor voor de variabele belasting is.

$$\gamma_Q = 1,5 + 0,25 \cdot (\beta - 3,8) \quad (C1)$$

Met $\alpha = 0,7$ de invloedsfactor, β de doelbetrouwbaarheidsindex en V de variatiecoëfficiënt van de belasting. Verder wordt in [30] de standaardvergelijking partiële factor wordt kan worden bepaald gegeven.

$$\gamma = e^{\alpha\beta V} \approx 1 + \alpha\beta V \quad (C2)$$

Uitgaande van de benadering in vergelijking (C2) is partiële factor.

$$\gamma = 1 + \alpha\beta V \quad (C3)$$

De vergelijkingen (C1) en (C3) zijn dus lineair in β en de parameters α en V zijn zo gekozen dat voor gevolgklasse 2 met $\beta = 3,8$ de partiële factor van 1,5 voor veranderlijke ongunstige belastingen CC2 Vergelijking, 6.10b in de NEN-EN1990 wordt gevonden. Vergelijking (C1) resulteert dus in $\gamma_Q = 1,5$ voor de bij CC2-nieuwbouw behorende doelbetrouwbaarheidsindex $\beta = 3,8$. Met de invloedfactor voor de belasting $\alpha = 0,7$ kan met behulp van een herschreven

vergelijking (C3) en de bij CC2 behorende partiële factor voor de veranderlijke belastingen $\gamma_Q = 1,5$ en doelbetrouwbaarheidsindex $\beta = 3,8$ de variatiecoëfficiënt V worden bepaald.

$$V = \frac{\gamma - 1}{\alpha \cdot \beta} = \frac{1,5 - 1}{0,7 \cdot 3,8} \quad (C4)$$

In het navolgende wordt geanalyseerd met welke equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta}$, de term $\alpha\beta V$ in vergelijking (C3) dient te worden vermenigvuldigd om te resulteren in dezelfde partiële factor als vergelijking (C3). De equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta}$, zorgt voor de benodigde betrouwbaarheidsdifferentiatie ook met vergelijking (C3) wordt verkregen. Combineren van vergelijkingen (C1) en (C3) en toevoeging van de factor $f_{STR,\beta}$, aan de term $\alpha\beta V$ geeft.

$$1 + f_{STR,\beta} \cdot \alpha\beta V = 1,5 + 0,25 \cdot (\beta - 3,8) \quad (C5)$$

Herschrijven van vergelijking (C5) geeft met de invloedfactor voor de belasting $\alpha = 0,7$ en vergelijking (C4).

$$f_{STR,\beta} = 1,9 - \frac{3,42}{\beta} \quad (C6)$$

De vergelijking in [30] voor de partiële factor voor de permanente belasting is.

$$\gamma_G = 1,2 + 0,1 \cdot (\beta - 3,8) \quad (C7)$$

In [30] wordt aangegeven dat de vergelijkingen (C7) en (C3) zijn dus lineair in β en de parameters α en V zijn zo gekozen dat voor gevolgklasse 2 met $\beta = 3,8$ de partiële factor van $\gamma_G = 1,2$ voor blijvende belasting voor CC2 in NEN-EN1990 wordt gevonden. Met de invloedfactor voor de belasting $\alpha = 0,7$ kan met behulp van een herschreven vergelijking (C3) en de bij CC2 behorende partiële factor voor de veranderlijke belastingen $\gamma_G = 1,2$ en doelbetrouwbaarheidsindex $\beta = 3,8$ de variatiecoëfficiënt V worden bepaald.

$$V = \frac{\gamma - 1}{\alpha \cdot \beta} = \frac{1,2 - 1}{0,7 \cdot 3,8} \quad (C8)$$

In het navolgende wordt geanalyseerd met welke equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta}$, de betrouwbaarheidsindex β in vergelijking (C3) dient te worden vermenigvuldigd om te resulteren in dezelfde partiële factor als vergelijking (C7). Combineren van vergelijkingen (C3) en (C7) en toevoeging van de equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta}$, aan de term $\alpha\beta V$ geeft.

$$1 + f_{STR,\beta} \cdot \alpha\beta V = 1,2 + 0,1 \cdot (\beta - 3,8) \quad (C9)$$

Herschrijven van vergelijking (C5) geeft met de invloedfactor voor de belasting $\alpha = 0,7$ en vergelijking (C8).

$$f_{STR,\beta} = 1,9 - \frac{3,42}{\beta} \quad (C10)$$

De equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta}$, in vergelijking (C6) en (C10) blijken precies gelijk aan elkaar te zijn. Met andere woorden de grote van de betrouwbaarheidsdifferentiatie is in [30] voor alle partiële factoren gelijk.

Het product van de doelbetrouwbaarheidsindex β en de equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta}$ is met een herschreven van vergelijking (C10).

$$\beta \cdot f_{STR,\beta} = 3,8 + 1,9 \cdot (\beta - 3,8) \quad (C11)$$

Waarbij voor een doelbetrouwbaarheid van 3,8 vergelijking (E11) resulteert in $\beta f_{STR,\beta} = 3,8$. Vervangen van de factor 1,9 in vergelijking (C11) door een hulpconstante C_{STR} geeft.

$$\beta \cdot f_{STR,\beta} = 3,8 + C_{STR} \cdot (\beta - 3,8) \quad (C12)$$

C.3 Kalibratie ten behoeve van CUR166-2024

Voor het veiligheidsformat voorstel wordt uitgegaan van een veranderlijke belasting met een Gumbelverdeling. In deze paragraaf zal voor deze verdeling equivalente betrouwbaarheidsfactor $f_{STR,\beta}$, worden afgeleid om te kunnen beoordelen of dat vergelijking (C10) tot een te optimistisch resultaat leidt.

De partiële factor is gedefinieerd als de verhouding tussen de rekenwaarde Q_d en de representatieve waarde Q_{rep} van een veranderlijke belasting. De representatieve waarde van een veranderlijke belasting kan gelijk zijn aan de karakteristieke belasting Q_k , de combinatie belasting, de frequente of de quasi-permanente belasting. In de navolgende afleiding van de partiële belasting factor is verondersteld dat Q_{rep} gelijk is aan Q_k .

$$\gamma_Q = \frac{Q_d}{Q_{rep}} = \frac{Q_d}{Q_k} \quad (C13)$$

Waarbij:

- γ_Q Partiële factor voor de belasting Q.
- Q_d Rekenwaarde veranderlijke belasting.
- Q_k Karakteristieke waarde veranderlijke belasting.
- Q_{rep} Representatieve waarde veranderlijke belasting.

In analogie met de achtergronddocumentatie van EN 1990 is aangenomen dat de extreme waarden van veranderlijke belastingen beschreven kunnen worden middels een Gumbelverdeling.

De karakteristieke waarde is gelijk verondersteld aan de waarde die niet wordt overschreden gedurende een bepaalde referentieperiode T . Wanneer de herhalingsperiode van de karakteristieke veranderlijke belasting is gelijkgesteld aan 50 jaar, oftewel een 2% overschrijdingskans gedurende een referentie periode van 1 jaar dus $p_1 = 0,02$. De onderschrijdingskans is de dat de karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting in de referentietijd T wordt overschreden en wordt bepaald met.

$$p_T = (1 - p_1)^T \quad (C14)$$

De overschrijdingskans, p_T van de karakteristieke variabele belasting met $p_1 = 0,02$ is voor $T = 1$ jaar is 0,98, oftewel 98% en voor $T = 50$ jaar is dat 0,3641, oftewel 36,41%.

De rekenwaarde van de variabele belasting met een Gumbelverdeling wordt bepaald met vergelijking (C15) voor een doelbetrouwbaarheid over een referentieperiode T .

$$Q_{d,T} = \mu_{Q,T} \left(1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,T} \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) \right) \right) \quad (C15)$$

De karakteristieke waarde van de variabele belasting met een Gumbelverdeling komt overeen met.

$$Q_{kar} = \mu_{Q,T} \left(1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln(p_T) \right) \right) \right) \quad (C16)$$

Als voor zowel de rekenwaarde als de karakteristieke waarde dezelfde referentieperiode gebruikt wordt resulteert het combineren van vergelijkingen (C13), (C15) en (C16) en elimineren van $\mu_{Q,T}$ in:

$$\gamma_{Q,T} = \frac{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,T} \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) \right)}{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln(p_T) \right) \right)} \quad (C17)$$

Waarbij:

- $\mu_{Q,T}$ Verwachtingswaarde van extreme waarde verdeling voor referentieperiode T van variabele Q .
- $V_{Q,T}$ Variatiecoëfficiënt van extreme waarde verdeling voor referentieperiode T van variabele Q .
- Φ Standaard normaal verdeelde cumulatieve distributie functie.
- $\alpha_{Q,T}$ Invloedsfactor voor variabele Q geldig voor referentie periode T .
- $\beta_{d,T}$ Doelbetrouwbaarheid voor referentie periode T .
- p_T Overschrijdingskans karakteristieke belasting gedurende referentie periode T .

$$\gamma_{Q,T} = \frac{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,T} \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) \right)}{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln(p_T) \right) \right)} \quad (C18)$$

In lijn met [30] wordt de doelbetrouwbaarheidsindex met een factor $f_{\beta_{d,T}}$ vermenigvuldigd waarmee vergelijking (A18) resulteert in.

$$\gamma_{Q,T} = \frac{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,T} \cdot \beta_{d,T} \cdot f_{\beta_{d,T}} \right) \right) \right) \right)}{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln(p_T) \right) \right)} \quad (C19)$$

Vervolgens worden V_Q en $f_{\beta_{d,T}}$ gekalibreerd aan $\gamma_Q = 1,5$ en $1,35$ voor respectievelijk CC2 en CC1 nieuwbouw [20].

Als eerste wordt V_Q , gebruikmakend van een solver, bepaald met vergelijking (C18). Voor CC2-nieuwbouw met $\alpha_{Q,T} = -0,7$; $\gamma_Q = 1,5$; $\beta_{d,T} = 3,8$; $P_T = 0,3641$ wordt $V_Q = 0,1097$ gevonden.

Vervangen van f_{β} in $f_{\beta_{d,T}}$ en β in $\beta_{d,T}$ in vergelijking (C12 geeft.

$$\beta_{d,T} \cdot f_{\beta_{d,T}} = 3,8 + C_{STR} \cdot (\beta_{d,T} - 3,8) \quad (C20)$$

Combineren van vergelijking (C19) en (C20) geeft.

$$\gamma_{Q,T} = \frac{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,T} \cdot (3,8 + C_{STR} \cdot (\beta_{d,T} - 3,8)) \right) \right) \right) \right)}{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln(p_T) \right) \right)} \quad (C21)$$

Vervolgens wordt de constante C_{STR} in vergelijking (C21), gebruikmakend van een solver, bepaald. Voor CC1-nieuwbouw met $V_Q = 0,1097$; $\alpha_{Q,T} = -0,7$; $\gamma_Q = 1,35$; $P_T = 0,3641$ en $\beta_{d,T} = 3,8$ wordt $C_{STR} = 1,78$ gevonden.

Met de constante $C_{STR} = 1,78$ kan vergelijking (C20) worden herschreven tot.

$$f_{STR, \beta_{d,T}} = 1,78 - \frac{2,964}{\beta_{d,T}} \quad (C22)$$

D Combinatiefactor voor geometrische belastingen

In deze bijlage wordt voor het veiligheidsformat voorstel de combinatiefactor voor geometrische belastingen afgeleid. Voor de geometrische belastingen is aangenomen dat deze kunnen worden beschreven met een extreme waarde verdeling. Onder de geometrische belasting vallen de ongunstige (grond)waterstand h_w en de erosiediepte Δa_e .

Net zoals als bij maaiveld- en overige belastingen is de herhalingsstijd van de representatieve Q_{rep} en karakteristieke Q_k veranderlijke geometrische belasting gelijk stelt aan $T_{Q_{rep}} = 50$ jaar, oftewel een 2% overschrijdingskans gedurende een referentieperiode van 1 jaar dus $p_{Q_{rep},1} = 0,02$.

In geval van de (grond)waterstand of de erosiediepte worden de partiële en combinatiefactor toegepast op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand respectievelijk de erosiediepte. Het generieke format voor de leidende geometrische belasting $Q_{1,leidend}$ is de representatieve waarde plus de partiële factor maal de decimeringswaarde.

$$Q_{1,leidend} = (h_{w,rep,1} + \gamma_{Q,1}\Delta h_{deci,1}) \text{ of } (\Delta a_{e,rep,1} + \gamma_{Q,1}\Delta a_{deci,1}) \quad (D1)$$

De partiële factor op de decimeringswaarde van de geometrische belasting is het logaritme van het product van de herhalingsstijd van de leidende geometrische belasting en jaarlijkse overschrijdingskans, $p_{Q_{rep},1}$ van de representatieve variabele geometrische belasting.

$$\gamma_{Q,T} = \log(p_{Q_{rep},1} \cdot T_{Q_d}) \quad (D2)$$

Herhalingsstijd van de leidende geometrische belasting Q en een invloedsfactor $\alpha_Q = -0,7$ bij een referentietijd T is.

$$T_{Q_d} = \frac{1}{1 - (1 - \Phi(-\alpha_Q \cdot \beta_{d,T}))^{\frac{1}{T}}} \quad (D3)$$

Voor een combinatie belasting $Q_{1,combinatie}$ wordt de term in vergelijking (D1) nog vermenigvuldigd met een combinatie factor $\psi_{0,j}$.

$$Q_{j,combinatie} = (h_{w,rep,j} + \gamma_{Q,j}\psi_{0,j}\Delta h_{deci,j}) \text{ of } (\Delta a_{e,rep,j} + \gamma_{Q,j}\psi_{0,j}\Delta a_{deci,j}) \quad (D4)$$

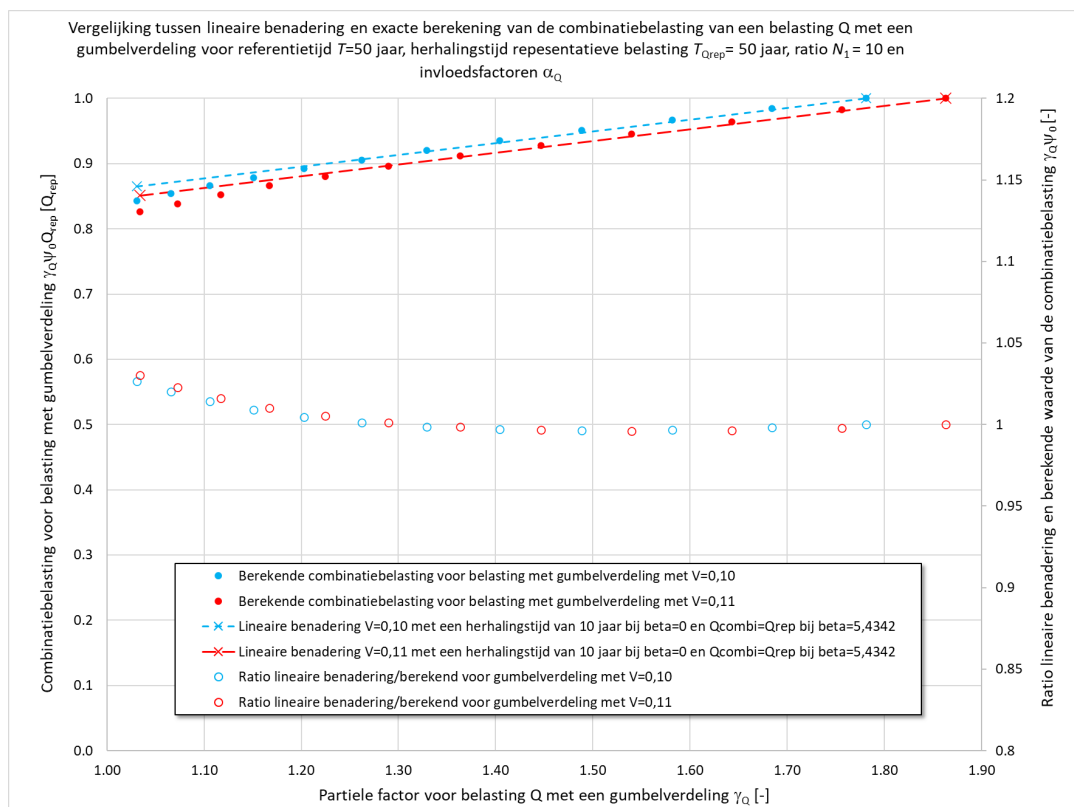
Het format in vergelijkingen (D1) en (D4) met decimeringswaarden en waarbij de combinatiebelasting gelijk is aan de representatieve belasting als partiële factor $\gamma_Q = 0$ maakt dat er geen beschrijving zoals voor de extreme waarde verdeling met een Gumbelverdeling voorhanden is. Voor de bepaling van de combinatie belasting wordt daarom een eenvoudige benadering worden opgesteld. Voor het op stellen van de bepalingwijze van de combinatiefactor voor de geometrische belastingen wordt als eerste gekeken naar de combinatie belasting ($\gamma_Q \psi_{0,j} Q_{rep}$) als functie van de belasting factor γ_Q voor een belasting met een Gumbelverdeling.

De partiële en combinatiefactor voor een belasting met een Gumbelverdeling kunnen respectievelijk met vergelijking (D5) en (D6) worden bepaald.

$$\gamma_{Q,T} = \frac{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_Q \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) \right)}{1 - \frac{V_{Q,T} \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(p_T \right) \right) \right)} \quad (D5)$$

$$\psi_0 = \frac{1 - \frac{V_Q \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,0} \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) + \ln(N_1) \right)}{1 - \frac{V_Q \sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(-\ln \left(\Phi \left(-\alpha_{Q,1} \cdot \beta_{d,T} \right) \right) \right) \right)} \quad (D6)$$

De partiële en combinatiefactoren voor de geometrische belasting worden binnen het veiligheidsformat voor VC3GEO bepaald voor een invloedsfactor $\alpha_Q = -0,7$. Voor de bepaling van de combinatie factoren voor de maaiveld en overige belasting voor het veiligheidsformat zijn $N_1 = 10$, $\alpha_{Q,0} = -0,24$ en respectievelijk $V = 0,1$ en $V = 0,11$ toegepast. Gebruikmakend van deze waarden zijn vergelijkingen (D5) en (D6) is product $\gamma_{Q1} \cdot \psi_Q$ bepaald in stappen van $\Delta \beta_{d,T} = 0,5$ over de range $\beta_{d,T} = 0$ en $5,4342$. Bij $\beta_{d,T} = 5,4342$ is het product $\gamma_{Q1} \cdot \psi_Q = 1$ deze waarde van $\beta_{d,T} = 5,4342$ waarbij het product $\gamma_{Q1} \cdot \psi_Q = 1$ is onafhankelijk van de referentietijd T . Door de berekende waarden $\gamma_{Q1} \cdot \psi_Q$ vermenigvuldigen met Q_{rep} wordt de combinatiebelasting. Deze combinatiebelasting is in de eenheid $[Q_{rep}]$ als functie van de partiële factor γ_{Q1} weergegeven in Figuur bijlage D.1.



Figuur bijlage D.1 *Vergelijking tussen een lineaire benadering en de exact berekende combinatiebelasting van een belasting Q met een Gumbel verdeling voor een referentie tijd van 50 jaar en een herhalingsstijd van de representatieve belasting van 50 jaar, $N_1=10$ en invloedsfactor α_Q*

Voor de referentietijd $T = 50$ jaar is de herhalingstijd bij $\beta_{d,T} = 0$ bij een Gumbelverdeling met een variatiecoëfficiënten $V = 0,1$ en $0,11$ in beide gevallen $T_{\beta=0} = 7,7$ jaar. Deze $7,7$ jaar is een constante waarde bij $N_1 = 10$. Op basis van dit resultaat is gekozen om bij de bepalingswijze voor de combinatiebelasting van de geometrische belasting voor een referentietijd $T = 50$ jaar bij $\beta_{d,T} = 0$ de naar boven afgeronde waarde van $T_{\beta=0} = 10$ jaar toe te passen.

Voor bepalingswijze van de combinatiebelasting van de geometrische belasting wordt gekozen voor een eenvoudige lineaire benadering voor het product $\gamma_{Q1} \cdot \psi_Q$ gebaseerd op de waarde van $\gamma_{Q1} \cdot \psi_Q$ bij $\beta_{d,T} = 0$ en $5,4342$. Bij een referentieperiode van 50 jaar bij is de herhalingstijd van de combinatiebelasting bij $\beta_{d,T} = 0$ gelijk aan 10 jaar en bij $\beta_{d,T} = 5,4342$ is de combinatiebelasting gelijk aan de representatieve belasting. In Figuur F1 is met stippellijnen deze lineaire benadering weergegeven voor $V = 0,10$ en $0,11$. Vervolgens zijn ter beoordeling van de lineaire benadering de ratio's tussen de lineaire benadering en berekende waarde op basis van de Gumbelverdeling bepaald en weergegeven in Figuur F1. Uit de berekende ratio's volgt dat de lineaire benadering in maximaal $0,4\%$ lagere waarden dan de berekende waarde resulteert en de maximale overschatting 3% is en die optreedt op bij $\beta_{d,T} = 0$. Deze resultaten laten zien dat deze lineaire benadering maximaal leidt tot niet een noemenswaardige onderschatting van de combinatiebelasting en dat de maximale overschatting beperkt is.

De eenvoudige lineaire benadering zal nu voor de geometrische belasting nader worden uitgewerkt. Invullen van de herhalingstijd voor de combinatiebelasting bij $\beta_{d,T} = 0$ van $T_{\beta=0} = 10$ jaar en $p_{Qrep,1} = 0,02$ in vergelijking (D2) geeft de partiële factor voor de geometrische $\gamma_{\beta=0} = -0,7$. Dat betekent dat bij $\beta_{d,T} = 0$ de waarde van het product $\gamma_{Q1} \cdot \psi_Q = -0,7$ moet zijn om in vergelijking (D3) te resulteren in de combinatiebelasting met herhalingstijd van 10 jaar.

Voor een referentietijd $T = 50$ jaar, invloedsfactor $\alpha_{Q1} = -0,7$ en een betrouwbaarheidsindex $\beta_{d,T} = 5,4342$ resulteert vergelijking (F3) in een herhalingstijd van $T_{\beta=5,4342} = 702160$ jaar. Invullen van deze herhalingstijd $T_{\beta=5,4342} = 702160$ jaar en $p_{Qrep,1} = 0,02$ in vergelijking geeft de partiële factor voor de geometrische $\gamma_{\beta=5,4342} = 4,15$. Bij $\beta_{d,T} = 5,4342$ is de combinatie factor $\psi_Q = 0$ omdat waarde van het product $\gamma_{Q,T} \cdot \psi_Q = 0$ moet zijn om in vergelijking (D3) te resulteren in de combinatiebelasting gelijk aan de representatieve belasting.

De vergelijking voor de product $\gamma_{Q1} \cdot \psi_Q$ dat lineair afneemt met de partiële factor van de belasting van een waarde $\gamma_{Q,\beta=0}$ bij $\gamma_{Q,T} = 0$ naar een waarde 0 bij $\gamma_{Q,T} = \gamma_{Q,\beta=5,4342}$ is.

$$\psi_0 \gamma_{Q,T} = \gamma_{Q,\beta=0} - \frac{\gamma_{Q,\beta=0} \cdot \gamma_{Q,T}}{\gamma_{Q,\beta=5,4342}} \quad (D6)$$

Invullen van $\gamma_{\beta=0} = -0,7$ en $\gamma_{\beta=5,4342} = 4,15$ in vergelijking (D6) geeft.

$$\psi_0 \gamma_{Q,T} = -0,7 + \frac{0,7 \cdot \gamma_{Q,T}}{4,15} \quad (D7)$$

Herschrijven van vergelijking (D7) geeft de vergelijking voor de bepaling van de combinatiefactor voor de geometrische belasting.

$$\psi_0 = \frac{0,7}{4,15} - \frac{0,7}{\gamma_{Q,T}} \quad (D8)$$

E Aanpak voor willekeurige (rest)levensduur

E.1 Doel

Het doel van deze bijlage is het opstellen van een aanpak dat beoordelingen kunnen worden uitgevoerd voor willekeurige (rest)levensduur of te wel referentieperioden.

E.2 Aanpak

De grootte (rest)levensduur heeft invloed op de grootte van de partiële en combinatiefactoren voor de belasting. De gekozen aanpak is de lineaire interpolatie tussen sets met partiële en combinatiefactoren voor een specifiek jaar. In staat het overzicht van de doelbetrouwbaarheden en referentieperiode waar voor de sets partiële en combinatiefactoren zijn opgesteld gegeven.

Aangezien de combinatiefactor voor erosie en (grond)water met vergelijking (28) direct uit de partiële factor voor erosie en (grond) waterbelasting kan worden bepaald de ze relatie ook voor een willekeurig jaar worden gehanteerd, zie vergelijking.

$$\psi_{0,erosie\&water,T} = \frac{0,7}{4,15} - \frac{0,7}{\gamma_{Q,erosie\&water,T}} \quad (C1)$$

Vervolgens is een analyse gemaakt van de ratio tussen de partiële factor op basis van lineaire interpolatie tussen de waarden in de sets met partiële factoren in Bijlage G en de exact berekende waarde voor de partiële factoren. Deze ratio is voor ieder jaar voor zowel VC3STR als VC3GEO ieder van de CC-klassen voor afkeur, verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 en verbouw vergund na bouwbesluit 2003 en nieuwbouw. Deze analyse resulteert in 2872 ratio's met een gemiddelde ratio van 0,999 en een minimale ratio van 0,981. Dit betekent dat de aanpak met een lineaire interpolatie gemiddeld resulteert in een waarde vrijwel (-0,1%) overeenkomt met de exact berekende waarde en in het extreemste geval met een kans van 1/2872 iets (-1,9%) lager is dan de exact berekende waarde. Een dergelijke analyse is ook uitgevoerd voor het product van de partiële factor en de combinatie hieruit bleek dat de gemiddelde waarde van de geïnterpoleerde waarde enkele procenten meer dan de exact berekende waarden.

Geconcludeerd is dat de lineaire interpolatie voldoende nauwkeurig is om toe te passen.

F VC4 partiële factor op belastingeffect

F.1 Doel

Doel van deze bijlage is om voor het veiligheidsformat voorstel voor de beoordeling van damwandconstructies te komen tot een onderbouwing van de grootte van de partiële factoren op het belastingeffect (de snedekrachten van de constructieve elementen) voor de “Beoordelingscombinatie VC4 + M1” (Huidige dimensioneringsberekening 5 in EC7-nl).

F.2 Huidige situatie E7-nl

Bij damwand berekeningen volgens de NEN 9997-1, Tabel 9.d, zie Figuur bijlage F.1 worden berekeningen in principe uitgevoerd volgens ontwerpbenadering 3 van de Eurocode + een “vangnet” met factoren op de karakteristieke waarde van het belastingeffect (= de snedekrachten). Het maximum van de dimensioneringsberekeningen 1 t/m 4 (OB3) en dimensioneringsberekening 5 (vangnet) is de rekenwaarde van de snedekrachten van de constructieve elementen. Op dit moment is de factor in berekening 5 voor CC1 en CC2 gelijk aan 1,2 en voor CC3 is dat 1,35.

NEN 9997-1+C2:2017											
Tabel 9.d — Dimensioneringsberekeningen 1 t.m. 5											
Berekening nummer	Grenstoestand	Beddingsconstante	Rekenwaarde (grond)waterstand lage zijde ^a								
1 ^b	UGT	Laag	Hoog, $\max(\mu + \gamma \times \sigma ; \mu + \Delta)$								
2 ^{b,c}	UGT	Hoog	Hoog, $\max(\mu + \gamma \times \sigma ; \mu + \Delta)$								
3	UGT	Laag	Laag, $\min(\mu - \gamma \times \sigma ; \mu - \Delta)$								
4 ^c	UGT	Hoog	Laag, $\min(\mu - \gamma \times \sigma ; \mu - \Delta)$								
5 ^d	BGT	Laag	Laag, karakteristieke waarde								
^a Zie tabel 9.a. ^b Bij een droge toestand (zoals een droge bouwput) mag de grondwaterstand niet hoger dan het grondniveau worden gekozen. Omdat vooraf niet is te zeggen welke situatie maatgevend is, zijn berekeningen met een hoge en een lage grondwaterstand nodig. Bij een vrije waterspiegel aan de lage zijde (zoals bij een beschoeiing of een kade) is een lage waterstand het meest ongunstig. In dat geval kunnen berekeningen 1 en 2 achterwege worden gelaten. ^c In deze berekeningen zijn eventuele onzekerheden in de buigstijfheid van de damwand verwerkt. ^d De berekening van de krachtsverdeling in de damwand met karakteristieke waarden van alle parameters en lage karakteristieke waarde van de beddingsconstanten is in feite een berekening voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). De berekening geeft de karakteristieke waarden van de krachten en vervormingen. De berekende waarden worden vermenigvuldigd met een factor, die afhankelijk is van de RC-klasse om de rekenwaarden van de snedekrachten moment M en dwarskracht D en de maximale anker/stempelkracht P_{max} te vinden volgens onderstaande formules: <table border="1" style="width: 100%; margin-top: 5px;"> <tr> <td>Klasse RC1, RC2</td> <td>$M_{s;d} = 1,2 \times M_{s;k}$</td> <td>$D_{s;d} = 1,2 \times D_{s;k}$</td> <td>$P_{max} = 1,2 \times P_k$</td> </tr> <tr> <td>Klasse RC3</td> <td>$M_{s;d} = 1,35 \times M_{s;k}$</td> <td>$D_{s;d} = 1,35 \times D_{s;k}$</td> <td>$P_{max} = 1,35 \times P_k$</td> </tr> </table>				Klasse RC1, RC2	$M_{s;d} = 1,2 \times M_{s;k}$	$D_{s;d} = 1,2 \times D_{s;k}$	$P_{max} = 1,2 \times P_k$	Klasse RC3	$M_{s;d} = 1,35 \times M_{s;k}$	$D_{s;d} = 1,35 \times D_{s;k}$	$P_{max} = 1,35 \times P_k$
Klasse RC1, RC2	$M_{s;d} = 1,2 \times M_{s;k}$	$D_{s;d} = 1,2 \times D_{s;k}$	$P_{max} = 1,2 \times P_k$								
Klasse RC3	$M_{s;d} = 1,35 \times M_{s;k}$	$D_{s;d} = 1,35 \times D_{s;k}$	$P_{max} = 1,35 \times P_k$								

Figuur bijlage F.1 Tabel met 5 dimensioneringsberekeningen NEN 9997-1 [18].

Voor 2017 was de waarde voor CC1 t/m 3 gelijk aan 1,2. Deze waarde van 1,2 is in de pre-Eurocode periode ingevoerd als absoluut minimum partiële factor op het belastingeffect (=op de karakteristieke waarde van de snedekrachten) bij een beoordeling van de constructieve elementen. Dit “vangnet” is geïntroduceerd nadat in de praktijk bleek dat in situaties waarde invloed van de onzekerheid van belasting erg klein is dat berekeningen 1 t/m 4 resulteren in

een ontwerp dat niet voldeed aan de vereiste betrouwbaarheid. De factor op het belastingeffect van 1,2 is afkomstig uit de toen vingerende NEN6700-serie en was de daar de allerlaagste factor die hoorde bij een doelbetrouwbaarheid van de toenmalig hoogste veiligheidsklasse $\beta_d = 3,6$. Bij de introductie van de Eurocode in 2012 is er geen rekening mee gehouden dat de partiële factor op het belasting effect in berekening 5 nog diende te worden afgestemd op de hoge doelbetrouwbaarheid van CC3 $\beta_d = 3,6$. In 2017 is deze correctie doorgevoerd door de partiële factor voor CC3 te verhogen naar 1,35.

F.3 PreEN1990

In de PreEN1997-3 [3] voor de nieuwe generatie Eurocodes wordt voor het beoordelen van de betrouwbaarheid van damwandconstructies de maatgevende van de op 2 wijzen berekende de rekenwaarde van de snedekrachten van de constructieve elementen bepaald. Figuur bijlage F.2:

1. Beoordelingscombinatie VC3 + M2.
2. Beoordelingscombinatie VC4 + M1.

Bij M2 wordt de rekenwaarde van de grondeigenschappen toegepast en bij M1 de karakteristieke waarde van de grondeigenschappen.

N1739 prEN 1997-3:2023 CIB FV – CLEAN (E)							
Table 7.2 (NDP) — Partial factors for the verification of ground resistance against retaining structures for fundamental (persistent and transient) design situations and							
Verification of	Partial factor on	Symbol	Material Factor Approach— both combinations (a) and (b) or the single combination (c)			Resistance Factor Approach	
			(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
Overall stability	See Clause 4						
Bearing/sliding resistance of gravity walls	Actions, Effects of actions	γ_f, γ_e	VC4 ^a	VC3 ^a	VC1 ^a	VC1 ^{a,c}	VC4 ^{a,c}
	Ground properties	γ_m	M1 ^b	M2 ^b	M2 ^b	Not factored	
	Bearing resistance	γ_{RN}	Not factored			1,4	
	Sliding resistance	γ_{RT}				1,1	
Bearing/rotational resistance of embedded walls	Actions, Effects of actions	γ_f, γ_e	VC4 ^a	VC3 ^a	Not used	VC1 ^a	VC4 ^a
	Ground properties	γ_m	M1 ^b	M2 ^b	Not used	Not factored	
Basal heave ^d	Vertical resistance, basal heave	γ_R	Not factored			1,4	
	Passive earth resistance	γ_{Re}				1,4	
^a Values of the partial factors for Verification Cases (VCs) 3 and 4 are given in EN 1990:2023, Annex A. ^b Values of the partial factors for Sets M1 and M2 are given in prEN 1997-1:2024, Table 4.8. ^c For basal heave see Annex D.							

Figuur bijlage F.2 Tabel met beoordelingscombinaties voor grondkerende constructies preEN1997-3 [28].

Deze aanpak met twee beoordelingscombinaties is in lijn met de huidige aanpak in Nederland. Beoordelingscombinatie VC3 + M2 komt overeen met de huidige OB3 aanpak in dimensioneringsberekeningen 1 t/m 4. De “Beoordelingscombinatie VC4 + M1 ” aanpak komt ongeveer overeen met de huidige dimensioneringsberekening 5. In Figuur bijlage F.3 is een preEN 1990 tabel A.1.8 [18] weergegeven met partiële factoren voor de belasting en belastingeffect.

Table A.1.8 (NDP) — Partial factors on actions and effects for Verification Cases 1 to 4 for fundamental (persistent and transient (fundamental) design situations

Action or effect				Partial factors γ_F and γ_E for <u>Design-CaseVerification Cases 1 to 4^m</u>				
Type	Group	Symbol	Resulting effect	Structural resistance ^a	Static equilibrium and uplift ^b		Geotechnical design	
<u>Design-caseVerification Case</u>				<u>DCVC1^a</u>	<u>DCVC2(a)_b</u>	<u>DCVC2(b)_b</u>	<u>DCVC3^c</u>	<u>DCVC4^d</u>
Formula				{8.4}	{8.4}		{8.4}	{8.5}
Permanent action (G_k)	All ^f	γ_G	unfavourable	$1,35k_F$	$1,35k_F$	1,0	1,0	G_k is not factored
	Water ^l	γ_{Gw}	/destabilizing	$1,2k_F$	$1,2k_F$	1,0	1,0	
	All ^f	$\gamma_{G,stab}$	stabilizing ^g	not used	$1,15$ ^e	1,0	not used	
	Water ^l	$\gamma_{Gw,stab}$			$1,0$ ^e	1,0	not used	
	All	$\gamma_{G,fav}$	favourable ^h	1,0	1,0	1,0	1,0	
Prestressing (P_k)		γ_P ^k						
Variable action (Q_k)	All ^f	γ_Q	unfavourable	$1,5k_F$	$1,5k_F$	$1,5k_{FF}$	1,3	$\frac{\gamma_{Q,1}}{\gamma_{G,1}}$ ^j
	Water ^l	γ_{Qw}		$1,35k_F$	$1,35k_F$	$1,35k_{FF}$	1,15	1,0
	All	$\gamma_{Q,fav}$	favourable	0				
Effects of actions (E)		γ_E	unfavourable	<u>effects are not factored, γ_F is not applied</u>				$1,35k_F$
		$\gamma_{E,fav}$	favourable					1,0

a Design-CaseVerification Case 1 (DCVC1) is used both for structural and geotechnical design.

b Design-CaseVerification Case 2 (DCVC2) is used for the combined verification of strength and static equilibrium, when the structure is sensitive to variations in permanent action arising from a single-source. Values of γ_F are taken from columns (a) or (b), whichever gives the less favourable outcome. See 8.3.3.1(5).

c Design-CaseVerification Case 3 (DCVC3) is typically used for the design of slopes and embankments, spread foundations, and gravity retaining structures. See EN 1997 for details.

d Design-CaseVerification Case 4 (DCVC4) is typically used for the design of transversally loaded piles and embedded retaining walls and (in some countries) gravity retaining structures. See EN 1997 for details.

e The values of $\gamma_{G,stab} = 1,15$ and $1,0$ are based on $\gamma_{G,inf} = 1,35 \rho$ and $1,2 \rho$ with $\rho = 0,85$.

Figuur bijlage F.3 Tabel met partiële factoren voor de belasting en belastingeffect preEN1990 [23].

In VC4 moet er, anders dan in de huidige berekening 5, een partiële factor op de ongunstige variabele belastingen worden toegepast grootte van:

$$\frac{\gamma_{Q,1}}{\gamma_{G,1}} \quad (D1)$$

In VC4 dienen de berekende snedekrachten (belastingeffect E) van de constructieve elementen dienen te worden vermenigvuldigd met een factor $1,35K_F$. De K_F is 0,9 voor CC1, 1,0 voor CC2 en 1,1 voor CC3. De resulterende partiële factoren op het belastingeffect staan in Tabel bijlage F.1.

Tabel bijlage F.1 Factoren op belastingeffect op basis van PreEN1990:2021 [23].

VC4 partiële factor op belasting effect ($1,35K_F$)		
CC1	CC2	CC3
1,215	1,35	1,485

De waarden in Tabel bijlage F.1 zijn significant hoger dan de waarden die op dit moment bij EC7-nl dimensioneringsberekening 5 worden gehanteerd. En daarnaast zal in VC4 ook nog een partiële factor op de ongunstige variabele belastingen worden gezet. Wanneer deze aanpak in Nederland wordt overgenomen zouden de verhoging van 1,2 naar meer dan 1,35 voor CC2 en van 1,35 naar meer dan 1,49 voor CC3 leiden tot een significante trendbreuk tot de huidige situatie want de ervaring is dat voor grote constructies berekening #5 regelmatig maatgevend is.

Opgemerkt moet worden dat de parameters in PreEN1990 Table A.1.8 Nationally Determined Parameters (NDP), zie Figuur bijlage F.3, betreffen en dus niet zijn voorgeschreven en door landen, indien gewenst, in hun nationale annex mogen worden aangepast. De vraag is dus of deze hogere waarden volledig nodig zijn bij de update van veiligheidsfilosofie voor damwandconstructies en indien dat niet zo is welke waarden zijn dan wel nodig.

F.4 Methode bepaling partiële factor op het belastingeffect

De huidige NEN9997-1 wordt berekening #5 gezien als vangnet voor de situaties waar geen noemenswaardige variatie van de belasting is. Bij de update van de Nederlandse veiligheidsfilosofie voor damwandconstructies wordt de nieuwe "Beoordelingscombinatie VC4 + M1" ook gezien als vangnet bij slechts weinig onzekerheid in de rekenwaarde van de snedekrachten is. Dat is het geval als er weinig verschil zit tussen de karakteristieke en de rekenwaarde van de snedekrachten van de constructieve elementen bij beoordelingscombinatie VC3 + M2.

De analyse gaat ervanuit dat de partiële factoren op de belasting gelijk zijn aan 1,0 conform dimensioneringsberekening 5 in de huidige Nederlandse aanpak.

Nagegaan wordt wat de minimale factoren op het belastingeffect zouden dienen te zijn als er helemaal geen variatie van de belasting is. Aan het einde van deze paragraaf zal een analyse worden gemaakt naar de minimale factoren op het belastingeffect voor nieuwbouw worden met en zonder mee name van modelonzekerheid.

De minimale waarde van de factor op het belastingeffect zonder mee name van modelonzekerheid wordt bepaald voor de situatie dat er geen enkele variatie in de belasting is op dat moment geldt $\alpha_E = 0$. De rekenwaarde van de materiaalsterkte in de Eurocode is afgestemd op $\alpha_R = 0,8$ en $\beta = 3,8$. De minimale waarde van het belastingeffect dient voor het verschil tussen de invloedsfactoren $\alpha_R = 1,0$ en $\alpha_R = 0,8$ en het verschil tussen de doelbetrouwbaarheid $\beta_{d,T}$ en $\beta = 3,8$ te compenseren. De sterkte wordt veelal aangenomen te kunnen worden beschreven met een lognormale verdeling.

De partiële factor voor een lognormale verdeling $\gamma_{mat,m}$ is:

$$\gamma_{mat,m} = \frac{1}{e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_{mat}^2) - \alpha_{mat} \cdot \beta \cdot \sqrt{\ln(1+V_{mat}^2)}\right)}} \quad (D2)$$

Binnen de Eurocode is $\beta = 3,8$ en $\alpha_{mat} = \alpha_R = 0,8$ gehanteerd voor de bepaling van partiële factor van de materiaal sterkte invullen in vergelijking (D2).

$$\gamma_{EC,mat,m} = \frac{1}{e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_{mat}^2) - 0,8 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{\ln(1+V_{mat}^2)}\right)}} \quad (D3)$$

De partiële factor voor $\beta_{d,T}$ en $\alpha_{mat} = 1,0$ wordt gevonden door deze waarden invullen in vergelijking (D2).

$$\gamma_{\alpha_R=1, \beta_{d,T}, mat, m} = \frac{1}{e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_{mat}^2) - 1,0 \cdot \beta_{d,T} \cdot \sqrt{\ln(1+V_{mat}^2)}\right)}} \quad (D4)$$

De minimale factor op het belastingeffect zonder modelonzekerheid $\gamma_{f,min}$ worden bepaald met

$$\gamma_{f,min} = \frac{\gamma_{\alpha_R=1, \beta_{d,T}, mat, m}}{\gamma_{EC,mat,m}} \quad (D5)$$

Combineren van vergelijkingen (D3) t/m (D5) geeft.

$$\gamma_{f,min} = \frac{e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_{mat}^2) - 0,8 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{\ln(1+V_{mat}^2)}\right)}}{e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_{mat}^2) - 1,0 \cdot \beta_{d,T} \cdot \sqrt{\ln(1+V_{mat}^2)}\right)}} \quad (D6)$$

Bij het opstellen van het veiligheidsformat wordt modelonzekerheid meegenomen met een variatiecoëfficiënt V_{mod} . Mee name van deze modelonzekerheid kan door in vergelijking (D4) V_{mod}^2 te sommeren met V_{mat}^2 .

$$\gamma_{\alpha_R=1, \beta_{d,T}, mat, m} = \frac{1}{e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_{mod}^2 + V_{mat}^2) - 1,0 \cdot \beta_{d,T} \cdot \sqrt{\ln(1+V_{mod}^2 + V_{mat}^2)}\right)}} \quad (D7)$$

Uitgaande van een lognormale verdeling van de materiaalsterkte en de modelonzekerheid met een V_{mat} en V_{mod} kan de minimale factor op het belastingeffect zonder modelonzekerheid $\gamma_{f,min}$ worden bepaald met

$$\gamma_{f,\min} = \frac{e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_{mat}^2) - 0,8 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{\ln(1+V_{mat}^2)}\right)}}{e^{\left(-0,5 \cdot \ln(1+V_{mod}^2+V_{mat}^2) - 1,0 \cdot \beta_{d,T} \cdot \sqrt{\ln(1+V_{mod}^2+V_{mat}^2)}\right)}} \quad (D8)$$

Voor de constructieve beoordelingen Nederland zijn in NEN1990 en NEN8700 doelbetrouwbaarheden met bijbehorende minimale referentieperioden gegeven. Deze waarden zijn gerelateerd aan menselijk veiligheid op basis van jaarkansen en economische aspecten. In [33] en [10] zijn voor bestaande damwanden en kademuren minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindices op jaarbasis afgeleid, zie Tabel bijlage F.2. De doelbetrouwbaarheid in Tabel bijlage F.2 zijn gerelateerd aan een referentieperiode van de belasting van 1 jaar. Bij het afleiden van partiële factoren op het belasting effect voor beoordelingscombinatie VC4 + M1 wordt er vanuit gegaan van $\alpha_E = 0$ dat betekent dat de doelbetrouwbaarheid referentieperiode onafhankelijk is en om die reden wordt uitgegaan van een doelbetrouwbaarheidseis op jaarbasis.

Tabel bijlage F.2 Betrouwbaarheidseisen op jaarbasis voor bestaande constructies afgeleid van NEN8700:2011 (situatie "wind niet dominant") [10].

Gevolgklasse	$\beta_{atkeur,1}$ [-]	$\beta_{verbouw,1}$ [-]
CC1a	1,8	3,6
CC1b	2,8	3,6
CC2	3,3	4,0
CC3	4,0	4,4

Voor het veiligheidsformat voorstel zijn naast de waarden in Tabel bijlage F.2 ook waarden voor nieuwbouw en verbouw met omgevingsvergunning onder Bouwbesluit 2003 of eerder benodigd. De waarden van de doelbetrouwbaarheden in Tabel bijlage F.2 zijn in [10] bepaald uitgaande de faalkans over de minimale referentieperiode uitgaande van de bijbehorende doelbetrouwbaarheid in de NEN 1990 / NEN 8700.

$$P_{f,T_{ref},NEN,\min} = \Phi\left(\beta_{d,T_{ref},NEN,\min}\right) \quad (D9)$$

Formeel geldt uitgaande van een onafhankelijkheid en gelijke faalkansen de minimale referentieperiode T_{ref},NEN,\min (in jaren).

$$P_{f,T_{ref},NEN,\min} = (1 - P_{f,1})^{T_{ref},NEN,\min} \quad (D10)$$

Vergelijking (D10) kan als volgt worden benaderd.

$$P_{f,T_{ref}} = (1 - P_{f,1})^{T_{ref}} \approx P_{f,1} \cdot T_{ref} \quad (E11)$$

De doelbetrouwbaarheid in een willekeurig jaar binnen de minimale referentieperiode is.

$$\beta_{d,1} = -\Phi^{-1}\left(\frac{P_{f,T_{ref},NEN,\min}}{T_{ref},NEN,\min}\right) \quad (D12)$$

Combineren van vergelijkingen

$$\beta_{d,1} = -\Phi^{-1} \left(\frac{\Phi(\beta_{d,T_{ref,NEN,min}})}{T_{ref,NEN,min}} \right) \quad (D13)$$

Gebruikmakend van vergelijking (D13) zijn de betrouwbaarheidseisen voor nieuwbouw en verbouw met omgevingsvergunning onder Bouwbesluit 2003 of eerder bepaald, zie Tabel bijlage F.3 en Tabel bijlage F.4.

Tabel bijlage F.3 *Betrouwbaarheidseisen op jaarbasis voor nieuwe constructies afgeleid van NEN1990 (situatie "wind niet dominant") op basis van [10].*

Gevolgklasse	$\beta_{nieuw,Tmin}$ [-]	$\beta_{nieuw,1}$ [-]
CC0	2,8	3,6
CC1	3,3	4,0
CC2	3,8	4,4
CC3	4,3	4,85

Tabel bijlage F.4 *Betrouwbaarheidseisen op jaarbasis voor verbouw met omgevingsvergunning onder Bouwbesluit 2003 of daarvoor afgeleid van NEN 8700 (situatie "wind niet dominant") op basis van [10].*

Gevolgklasse	$\beta_{verbouw,Tmin}$ [-]	$\beta_{verbouw,1}$ [-]
CC2	3,1	3,8
CC3	3,6	4,25

Voor een 4-tal materialen zijn vervolgens de factoren op het belasting effect bepaald met en zonder modelonzekerheid:

- Nieuw staal (= uit de fabriek) met een variatiecoëfficiënt van de constructieve sterkte $V_{staal} = 0,08$ overeenkomstig aangehouden in de probabilistische analyses;
- Gecorrodeerd staal met een variatiecoëfficiënt van de constructieve sterkte $V_{staal,corrosie} = 0,13$. Deze waarde is op basis van expert judgement gekozen voor de combinatie van $V_{staal} = 0,08$ en de onzekerheid te gevolge van corrosie aan het einde van de levensduur;
- Beton met een variatiecoëfficiënt van de sterkte van de betonconstructie $V_{beton} = 0,2$ overeenkomstig aangehouden in de probabilistische analyses
- Hout, niet zijnde tropisch hardhout $V_{overig\ hout^*} = 0,25$ deze waarde is gebaseerd op [26].

Omdat de onzekerheid zich nu aan de sterkte zijde bevindt is er op basis van expert judgement voor gekozen om de in de modelonzekerheid van 0,1 in probabilistische analyses gelijkmatig (kwadratisch) te verdelen over sterkte en belasting en een variatiecoëfficiënt voor de modelonzekerheid $V_{mod} = 0,07$ toe te passen.

In Tabel bijlage F.5 zijn voor de voor nieuwbouw met vergelijking (D6) en (D8) berekende factoren op het belastingeffect weergegeven. Om snel het verschil met de huidige partiële factoren op het belasting effect weer te geven zijn de cellen geel gekleurd indien de waarde tot 0,05 hoger is dan de huidige waarde en oranje indien de waarde meer dan 0,05 hoger is.

Tabel bijlage F.5 Factoren op belastingeffect met en zonder modelonzekerheid.

	$\gamma_{F,min}$ exclusief modelonzekerheid				$\gamma_{F,min}$ inclusief modelonzekerheid, $V_{mod} = 0,07$			
	CC0 $\beta_1=3,6$ ($\beta_{15}=2,8$)	CC1 $\beta_1=4,0$ ($\beta_{15}=3,3$)	CC2 $\beta_1=4,4$ ($\beta_{15}=3,8$)	CC3 $\beta_1=4,85$ ($\beta_{15}=4,3$)	CC0 $\beta_1=3,6$ ($\beta_{15}=2,8$)	CC1 $\beta_1=4,0$ ($\beta_{15}=3,3$)	CC2 $\beta_1=4,4$ ($\beta_{15}=3,8$)	CC3 $\beta_1=4,85$ ($\beta_{15}=4,3$)
$V_{mat} = 0,08$ (Nieuw staal)	1,05	1,08	1,11	1,16	1,15	1,20	1,25	1,31
$V_{mat} = 0,13$ (Gecorrodeerd staal)	1,08	1,13	1,19	1,26	1,15	1,22	1,29	1,38
$V_{mat} = 0,2$ (Beton)	1,12	1,21	1,31	1,43	1,17	1,27	1,38	1,52
$V_{mat} = 0,25$ (hout, niet zijnde tropisch hardhout)	1,15	1,27	1,40	1,56	1,19	1,32	1,46	1,64

In de huidige Nederlandse aanpak wordt dimensioneringsberekening 5 gezien als vangnet “een soort van absoluut minimum” en er wordt daarbij geen onderscheid gemaakt tussen constructie materialen. Aangezien de waarden voor hout niet zijnde hardhout fors buiten de huidige waarden liggen en tot een grote trendbreuk zouden leiden wordt voorgesteld om hiervoor een aparte categorie te maken voor “hout, niet zijnde tropisch hardhout” en een categorie voor de rest van de materialen waaronder tropisch hardhout. Verder worden geen waarden voor kunststoffen gegeven.

Binnen het veiligheidsformat dient bij beoordelingscombinatie VC4+M1 een minimale maaiveldbelasting, de lage karakteristieke grondsterkte en een nominale ligging van het bodemniveau te worden toegepast. Hiermee rekening houden wordt in veiligheidsformat voorstel voor categorie “hout, niet zijnde tropisch hardhout” uitgegaan van de waarden $\gamma_{F,min}$ zonder modelonzekerheid toe te passen.

Het gemiddelde van de waarden in Tabel bijlage F.5 van $\gamma_{F,min}$ met modelonzekerheid voor nieuw staal, gecorrodeerd staal en beton is $\gamma_{F,min} = 1,27$. Het gemiddelde van de waarden in Tabel bijlage F.5 voor beton zonder modelonzekerheid is $\gamma_{F,min} = 1,27$. Dat betekent dat de waarden voor beton zonder modelonzekerheid gemiddeld voldoende zijn in de categorie zonder “hout, niet zijnde tropisch hardhout” om de invloed van modelonzekerheid af te dekken. Ook voor deze categorie zijn de hiervoor genoemde minimale maaiveldbelasting, de lage karakteristieke grondsterkte en een nominale ligging van het bodemniveau van toepassing. In veiligheidsformat voorstel voor categorie zonder “hout, niet zijnde tropisch hardhout” wordt daarom uitgegaan van de waarden $\gamma_{F,min}$ voor beton zonder modelonzekerheid.

F.5 Voorstel

Voor nieuwbouw, verbouw, verbouw met omgevingsvergunning onder Bouwbesluit 2003 of daarvoor en afkeur zijn de voor het veiligheidsformat voorstel de partiële factoren op met belasting effect bepaald, zie Tabel bijlage F.6 t/m Tabel bijlage F.9. Met deze factor kan de rekenwaarde van het belasting effect worden bepaald: de rekenwaarden van de snedekrachten maar ook indien van toepassing de plastische rotatie.

Tabel bijlage F.6 Voorgestelde partiële factoren op belastingeffect, nieuwbouw.

	Nieuwbouw			
	CC0 $\beta_1=3,6$ ($\beta_{15}=2,8$)	CC1 $\beta_1=4,0$ ($\beta_{15}=3,3$)	CC2 $\beta_1=4,4$ ($\beta_{15}=3,8$)	CC3 $\beta_1=4,85$ ($\beta_{15}=4,3$)
Staal, beton en tropisch hardhout	1,12	1,21	1,31	1,43
Overige houtsoorten	1,15	1,27	1,4	1,56

Tabel bijlage F.7 Voorgestelde partiële factoren op belastingeffect, verbouw.

	Verbouw		
	CC1 $\beta_1=3,6$ ($\beta_{15}=2,8$)	CC2 $\beta_1=4,0$ ($\beta_{15}=3,3$)	CC3 $\beta_1=4,4$ ($\beta_{15}=3,8$)
Staal, beton en tropisch hardhout	1,12	1,21	1,31
Overige houtsoorten	1,15	1,27	1,40

Tabel bijlage F.8 Voorgestelde partiële factoren op belastingeffect, verbouw met omgevingsvergunning onder Bouwbesluit 2003 of daarvoor.

	Verbouw		
	CC1 $\beta_1=3,6$ ($\beta_{15}=2,8$)	CC2 $\beta_1=4,0$ ($\beta_{15}=3,3$)	CC3 $\beta_1=4,4$ ($\beta_{15}=3,8$)
Staal, beton en tropisch hardhout	1,12	1,17	1,27
Overige houtsoorten	1,15	1,22	1,35

Tabel bijlage F.9 Voorgestelde partiële factoren op belastingeffect, Afkeur.

	Afkeur			
	CC1a $\beta_1=1,8$ ($\beta_{15}=1,8$)	CC1b $\beta_1=2,8$ ($\beta_{15}=1,8$)	CC2 $\beta_1=3,3$ ($\beta_{15}=2,5$)	CC3 $\beta_1=4,0$ ($\beta_{15}=3,3$)
Staal, beton en tropisch hardhout	1,00	1,00	1,05	1,21
Overige houtsoorten	1,00	1,00	1,07	1,27

F.6 Impact analyse, nieuwbouw

Beoordelingscombinatie VC4 + M1 is binnen het voorgestelde veiligheidsformat het “vangnet” voor beoordelingscombinatie VC3 + M2 (net zoals de huidige dimensioneringsberekening 5 in NEN9997-1). Dat betekent dat alleen in die gevallen het vangnet maatgevend is er sprake kan zijn van een trendbreuk. Voor nieuwbouw zal per CC-klasse worden gekeken naar de mogelijke impact.

Het veiligheidsformat voorstel is gebaseerd op de belastingcombinatie aanpak met een leidende en gelijktijdig optredende combinatie belastingen. Hierdoor zijn karakteristieke waarden van de snedkrachten enigszins lager dan volgens de NEN9997-1.

CC0 ($\beta=2,8$) komt op dit moment niet voor in de NEN9997-1 en de CUR166 en dus ook geen belastingfactor op het belastingeffect, in de toelichting van NEN9997-1 worden alleen partiële factoren voor de grondsterkte voor $\beta = 2,5$ gepresenteerd, in de praktijk (D-Sheet Piling) werd de factor 1,2 toegepast conform de CUR166-5. Dus factor op het belastingeffect voor CC0 voor:

- Staal, beton en tropisch hardhout van 1,12 is significant lager (-7%) dan huidige waarde van 1,2. Daarnaast zijn de karakteristieke waarde van de snede krachten ook enigszins lager dus gecombineerd tot een significant positieve (=lagere rekenwaarden) trendbreuk.
- Overig houtsoorten van 1,15 is significant (-4%) lager dan de huidige waarde van 1,2. Daarnaast zijn de karakteristieke waarde van de snede krachten ook enigszins lager dus gecombineerd leidt dit tot een significant positieve (=lagere rekenwaarden) trendbreuk.

De factor op het belastingeffect voor CC1 voor:

- Staal, beton en tropisch hardhout van 1,21 is ongeveer gelijk (+1%) aan de huidige waarde van 1,2. Echter de karakteristieke waarde van de snede krachten zijn enigszins lager dus gecombineerd leidt dit tot een beperkte positieve (=lagere rekenwaarden) trendbreuk.
- Overig houtsoorten van 1,27 is significant (+6%) hoger dan de huidige waarde van 1,2. Echter de karakteristieke waarde van de snede krachten zijn enigszins lager dus gecombineerd leidt dit tot een beperkte negatieve (=hogere rekenwaarden) trendbreuk.

De factor op het belastingeffect voor CC2 voor:

- Staal, beton en tropisch hardhout van 1,31 is significant hoger (+9%) dan huidige waarde van 1,2. Echter de karakteristieke waarde van de snede krachten zijn enigszins lager dus gecombineerd leidt dit tot een beperkte negatieve (=hogere rekenwaarden) trendbreuk.
- Overig houtsoorten van 1,4 is significant hoger (+17%) dan huidige waarde van 1,2. Echter de karakteristieke waarde van de snede krachten zijn enigszins lager maar gecombineerd leidt dit tot een significant negatieve (=hogere rekenwaarden) trendbreuk.

De factor op het belastingeffect voor CC3 voor:

- Staal, beton en tropisch hardhout van 1,43 is significant hoger (+6%) dan huidige waarde van 1,35. Echter de karakteristieke waarde van de snede krachten zijn enigszins lager dus gecombineerd leidt dit tot een beperkte negatieve (=hogere rekenwaarden) trendbreuk.
- Overig houtsoorten van 1,56 is significant hoger (+16%) dan huidige waarde van 1,35. Echter de karakteristieke waarde van de snede krachten zijn enigszins lager maar gecombineerd leidt dit tot een significant negatieve (=hogere rekenwaarden) trendbreuk.

Samengevat is de verwachting dat impact voor staal, beton en tropisch hardhout over het geheel gezien, alle CC-klassen tezamen, er sprake is van een enigszins positieve trendbreuk (=lagere rekenwaarden). Voor de overige houtsoorten is voor CC0 en CC1 gecombineerd ook sprake van een enigszins positieve trendbreuk (=lagere rekenwaarden). Voor de overige houtsoorten is voor CC2 en CC3 gecombineerd sprake van een significant negatieve trendbreuk (=hogere rekenwaarden) echter daar moet wel de kanttekening bij worden gemaakt dat dit materiaal vooral in CC0 en CC1 wordt toegepast.

Geconcludeerd wordt dat de verwachting is dat er voor nieuwbouw er gemiddeld geen trendbreuk zal optreden.

G Additionele sets partiële en combinatie factoren

G.1 Inleiding

Om nieuwbouw met levensduur ongelijk aan 50 jaar, verbouw en afkeur van damwandconstructies te kunnen beoordelen worden in deze bijlage partiële en combinatie factoren voor de belasting gegeven ter vervanging van de waarden in Tabel 5.5 Tabel 5.6.

Voor nieuwbouw, verbouw en afkeur worden in deze bijlage sets met partiële en combinatiefactoren voor de belasting gegeven voor meerdere waarden van de (rest)levensduur. Voor tussenliggende waarden van de (rest)levensduur dient de waarde voor de combinatiefactor voor erosie en (grond)water te worden bepaald met vergelijking (G1) de overige waarden dienen op basis van lineaire interpolatie tussen de deze sets te worden bepaald met vergelijkingen (G2) t/m (G7).

$$\psi_{0,erosie\&water,T} = \frac{0,7}{4,15} - \frac{0,7}{\gamma_{Q,erosie\&water,T}} \quad (G1)$$

$$\gamma_{Q,T} = \gamma_{Q,1} + \left(\frac{(T-1)(\gamma_{Q,15} - \gamma_{Q,1})}{15} \right) \quad \{1\text{jaar} < T < 15\text{jaar}\} \quad (G2)$$

$$\psi_{0,T} = \psi_{0,1} + \left(\frac{(T-1)(\psi_{0,15} - \psi_{0,1})}{15} \right) \quad \{1\text{jaar} < T < 15\text{jaar}\} \quad (G3)$$

$$\gamma_{Q,T} = \gamma_{Q,15} + \left(\frac{(T-15)(\gamma_{Q,50} - \gamma_{Q,15})}{35} \right) \quad \{15\text{jaar} < T < 50\text{jaar}\} \quad (G4)$$

$$\psi_{0,T} = \psi_{0,15} + \left(\frac{(T-15)(\psi_{0,50} - \psi_{0,15})}{35} \right) \quad \{15\text{jaar} < T < 50\text{jaar}\} \quad (G5)$$

$$\gamma_{Q,T} = \gamma_{Q,50} + \left(\frac{(T-50)(\gamma_{Q,100} - \gamma_{Q,50})}{50} \right) \quad \{50\text{jaar} < T < 100\text{jaar}\} \quad (G6)$$

$$\psi_{0,T} = \psi_{0,50} + \left(\frac{(T-50)(\psi_{0,100} - \psi_{0,50})}{50} \right) \quad \{50\text{jaar} < T < 100\text{jaar}\} \quad (G7)$$

Daarnaast wordt voor de beoordeling op verbouw en afkeur sets met de maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond, partiële factoren op het belastingeffect en de grondeigenschappen gegeven ter vervanging van respectievelijk Tabel 5.4, Tabel 5.7 en Tabel 5.8.

G.2 Nieuwbouw met levensduur ongelijk aan 50 jaar

Voor de partiële factoren op het belastingeffect en de grondeigenschappen voor nieuwbouw, zie Tabel 5.7 en Tabel 5.8.

In Tabel bijlage G.1 zijn de partiële factoren op de belasting voor VC4, VC3STR en VC3GEO weergegeven en in Tabel bijlage G.2 zijn de bijbehorende ψ_0 -factoren weergegeven voor een referentietijd van 15 jaar en voor een referentietijd van 100 jaar, zie respectievelijk Tabel bijlage G.3 en Tabel bijlage G.4.

Voor tussenliggende waarden van de (rest)levensduur dient de waarde voor de combinatiefactor voor erosie en (grondwater te worden bepaald met vergelijking (H1) de overige waarden dienen op basis van lineaire interpolatie tussen de deze sets te worden bepaald.

Tabel bijlage G.1 Partiële factoren voor de belasting voor nieuwbouw met 15 jaar restlevensduur (minimum referentieperiode NEN 1990).

Belasting			Partiële factor voor de belasting Nieuwbouw 15 jaar referentieperiode (Minimum NEN 1990)								
			VC4	VC3STR				VC3GEO			
				CC0	CC1	CC2	CC3	CC0	CC1	CC2	CC3
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,02	1,07	1,12	1,19	1,06	1,09	1,12	1,16
		Erosie en (grond)water ^a	0,00	0,40	0,90	1,40	2,20	1,10	1,50	1,90	2,40
		Overige	1,00	1,08	1,18	1,30	1,45	1,22	1,30	1,39	1,49
	Gunstig	0,00									
Permanent			1,00								

^a Partiële factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{\text{e,deci}}$ beide voor herhalingsstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel bijlage G.2 ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen voor nieuwbouw met 15 jaar restlevensduur (minimum referentieperiode NEN 1990).

Belasting			ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting Nieuwbouw 15 jaar referentieperiode (Minimum NEN 1990)								
			VC4	VC3STR				VC3GEO			
				CC0	CC1	CC2	CC3	CC0	CC1	CC2	CC3
Maaiveld			0,85	0,85	0,85	0,85	0,80	0,85	0,85	0,85	0,85
Erosie en (grond)water ^a			() ^b	-1,57	-0,61	-0,33	-0,15	-0,47	-0,30	-0,20	-0,12
Overige			0,85	0,80	0,80	0,75	0,65	0,75	0,70	0,70	0,65

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{\text{e,deci}}$

^b De waarde van $\gamma_Q \psi_{0,Q} = -0,7$

Tabel bijlage G.3 Partiële factoren voor de belasting voor nieuwbouw met 100 jaar levensduur (referentieperiode).

Belasting			Partiële factor voor de belasting Nieuwbouw 100 jaar referentieperiode (=levensduur)								
			VC4	VC3STR				VC3GEO			
				CC0	CC1	CC2	CC3	CC0	CC1	CC2	CC3
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,18	1,22	1,28	1,34	1,22	1,25	1,28	1,32
		Erosie en (grond)water ^a	0,00	1,20	1,70	2,30	3,00	1,90	2,30	2,70	3,30
		Overige	1,00	1,26	1,35	1,47	1,61	1,40	1,48	1,56	1,66
	Gunstig	0,00									
Permanent			1,00								

^a Partiële factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{e,\text{deci}}$ beide voor herhalingsstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel bijlage G.4 ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen voor nieuwbouw met 100 jaar levensduur (referentieperiode).

Belasting			ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting Nieuwbouw 100 jaar referentieperiode (=levensduur)								
			VC4	VC3STR				VC3GEO			
				CC0	CC1	CC2	CC3	CC0	CC1	CC2	CC3
Maaiveld			0,85	0,75	0,75	0,75	0,73	0,75	0,75	0,75	0,75
Erosie en (grond)water ^a			() ^b	-0,41	-0,24	-0,14	-0,06	-0,20	-0,14	-0,09	-0,04
Overige			0,85	0,70	0,70	0,65	0,60	0,65	0,65	0,60	0,60

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{e,\text{deci}}$

^b De waarde van $\gamma_Q \psi_{0,Q} = -0,7$

G.3 Verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of erna

De maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond en de partiële factoren op het belastingeffect zijn respectievelijk in Tabel bijlage G.5 en Tabel bijlage G.6 gegeven.

Tabel bijlage G.5 Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond Δa_{max} , verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna.

Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond Δa_{max} [m]		
CC0 & CC1	CC2	CC3
0,2	0,3	0,4

Tabel bijlage G.6 VC4 partiële factor op belasting effect, γ_F , verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna.

Materiaal	Partiële factoren voor de snedekrachten en plastische rotatie VC4		
	CC0 & CC1	CC2	CC3
Staal, beton en tropisch hardhout	1,12	1,21	1,31
Overige houtsoorten	1,15	1,27	1,40

In Tabel bijlage G.7 zijn de partiële factoren voor de grondeigenschappen voor de beoordeling verbouw van een damwandconstructie vergund onder bouwbesluit 2003 gegeven.

In Tabel bijlage G.8 zijn de partiële factoren op de belasting voor VC4, VC3STR en VC3GEO weergegeven en in Tabel bijlage G.9 zijn de bijbehorende ψ_0 -factoren weergegeven voor een referentietijd van 15 jaar en voor een referentietijd van 50 jaar, zie respectievelijk Tabel bijlage G.10 en Tabel bijlage G.11.

Tabel bijlage G.7 Partiële factoren grondeigenschappen voor verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna.

Grondparameter	Symbool	Partiële factor voor grondparameters γ_M Verbouw Vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna						
		M1	M2STR			M2GEO		
			CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Hoek van inwendige wrijving ^a	γ_ϕ	1,00	1.00	1.04	1.10	1.11	1.16	1.22
Effectieve cohesie	γ_c	1,00	1.00	1.05	1.18	1.07	1.14	1.23
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,00	1.00	1.10	1.30	1.30	1.45	1.60
Prisma druksterkte	γ_{qu}	1,00	1.00	1.10	1.30	1.30	1.45	1.60
Volumiek gewicht	γ_γ	1,00						
Grond- en beddingstijfheid	E en k							
Anker- en stempelstijfheid	-							

^a Deze factor heeft betrekking op $\tan\phi'$

Tabel bijlage G.8 Partiële factoren voor de belasting voor verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna met 15 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			Partiële factor voor de belasting verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna 15 jaar referentieperiode (NEN8700 minimum)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,02	1,07	1,12	1,06	1,09	1,12
		Erosie en (grond)water ^a	0,00	0,40	0,90	1,40	1,10	1,50	1,90
		Overige	1,00	1,08	1,18	1,30	1,22	1,30	1,39
	Gunstig	0,00							
Permanent			1,00						

^a Partiële factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{e,\text{deci}}$ beide voor herhalingsstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel bijlage G.9 ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen voor verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna met 15 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna met 15 jaar referentieperiode (NEN8700 minimum)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Maaiveld			0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Erosie en (grond)water ^a			(^b)	-1,57	-0,61	-0,33	-0,47	-0,30	-0,20
Overige			0,85	0,80	0,80	0,75	0,75	0,70	0,70

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{e,\text{deci}}$

^b De waarde van $\gamma_Q \psi_{0,Q} = -0,7$

Tabel bijlage G.10 Partiële factoren voor de belasting, verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna met 50 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			Partiële factor voor de belasting verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna met 50 jaar referentieperiode (=restlevensduur)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,12	1,17	1,22	1,15	1,20	1,22
		Erosie en (grond)water ^a	0,00	1,00	1,50	2,00	1,50	2,00	2,50
		Overige	1,00	1,20	1,30	1,40	1,33	1,40	1,50
	Gunstig	0,00							
Permanent			1,00						

^a Partiële factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{\text{e,deci}}$ beide voor herhalingsstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel bijlage G.11 ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen, verbouw vergund onder bouwbesluit 2012 of daarna met 50 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting verbouw vergund onder onder bouwbesluit 2012 of daarna met 50 jaar referentieperiode (=restlevensduur)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Maaiveld			0,85	0,80	0,80	0,75	0,80	0,80	0,80
Erosie en (grond)water ^a			(^b)	-0,50	-0,30	-0,20	-0,30	-0,20	-0,10
Overige			0,85	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65	0,65

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{\text{e,deci}}$

^b De waarde van $\gamma_Q \psi_{0,Q} = -0,7$

G.4 Verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor

De maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond en de partiële factoren op het belastingeffect zijn respectievelijk in Tabel bijlage G.12 en Tabel bijlage G.13 gegeven.

Tabel bijlage G.12 Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond Δa_{max} , verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor.

Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond Δa_{max} [m]		
CC0 & CC1	CC2	CC3
0,2	0,3	0,4

Tabel bijlage G.13 VC4 partiële factor op belasting effect, γ_F , verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor.

Materiaal	Partiële factoren voor de snedekrachten en plastische rotatie VC4		
	CC0 & CC1	CC2	CC3
Staal, beton en tropisch hardhout	1,12	1,17	1,27
Overige houtsoorten	1,15	1,22	1,35

In Tabel bijlage G.14 zijn de partiële factoren voor de grondeigenschappen voor de beoordeling verbouw van een damwandconstructie vergund onder bouwbesluit 2003 gegeven.

In Tabel bijlage G.15 zijn de partiële factoren op de belasting voor VC4, VC3STR en VC3GEO weergegeven en in Tabel bijlage G.16 zijn de bijbehorende ψ_0 -factoren weergegeven voor een referentietijd van 15 jaar en voor een referentietijd van 50 jaar in respectievelijk Tabel bijlage G.17 en Tabel bijlage G.18.

Tabel bijlage G.14 Partiele factoren grondeigenschappen voor verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor.

Grondparameter	Symbool	Partiële factor voor grondparameters γ_M verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor						
		M1	M2STR			M2GEO		
			CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Hoek van inwendige wrijving ^a	γ_ϕ	1,00	1,00	1,02	1,08	1,11	1,14	1,20
Effectieve cohesie	γ_c	1,00	1,00	1,00	1,13	1,07	1,11	1,19
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,00	1,00	1,05	1,20	1,30	1,40	1,55
Prisma druksterkte	γ_{qu}	1,00	1,00	1,05	1,20	1,30	1,40	1,55
Volumiek gewicht	γ_γ	1,00						
Grond- en beddingstijfheid	E en k							
Anker- en stempelstijfheid	-							

^a Deze factor heeft betrekking op $\tan\phi'$

Tabel bijlage G.15 Partiële factoren voor de belasting voor verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor met 15 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			Partiële factor voor de belasting Verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor 15 jaar referentieperiode (NEN 8700 minimum)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,02	1,05	1,10	1,06	1,08	1,11
		Erosie en (grond)water ^a	0,00	0,40	0,70	1,20	1,10	1,30	1,70
		Overige	1,00	1,08	1,14	1,25	1,22	1,27	1,36
	Gunstig	0,00							
Permanent			1,00						

^a Partiële factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{e,\text{deci}}$ beide voor herhalingsstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel bijlage G.16 ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen voor verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor met 15 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting Verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor met 15 jaar referentieperiode (NEN 8700 minimum)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Maaiveld			0,85	0,85	0,90	0,85	0,85	0,85	0,85
Erosie en (grond)water ^a			(^b)	-1,57	-0,83	-0,41	-0,47	-0,37	-0,24
Overige			0,85	0,80	0,80	0,75	0,75	0,75	0,70

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{e,\text{deci}}$

^b De waarde van $\gamma_Q \psi_{0,Q} = -0,7$

Tabel bijlage G.17 Partiële factoren voor de belasting voor verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor met 50 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			Partiële factor voor de belasting verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor 50 jaar referentieperiode (restlevensduur)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,12	1,15	1,20	1,15	1,18	1,21
		Erosie en (grond)water ^a	0,00	1,00	1,20	1,70	1,50	1,90	2,30
		Overige	1,00	1,20	1,25	1,36	1,33	1,39	1,47
	Gunstig	0,00							
Permanent			1,00						

^a Partiële factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{e,\text{deci}}$ beide voor herhalingsstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel bijlage G.18 ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen voor verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor met 50 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting verbouw vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor met 50 jaar referentieperiode (restlevensduur)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC0 & CC1	CC2	CC3	CC0 & CC1	CC2	CC3
Maaiveld			0,85	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Erosie en (grond)water ^a			(^b)	-0,50	-0,41	-0,24	-0,30	-0,20	-0,14
Overige			0,85	0,75	0,75	0,70	0,70	0,65	0,65

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{e,\text{deci}}$

^b De waarde van $\gamma_Q \psi_{0,Q} = -0,7$

G.5 Afkeur

De maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond en de partiële factoren op het belastingeffect zijn respectievelijk in Tabel bijlage G.19 en Tabel bijlage G.20 gegeven.

Tabel bijlage G.19 Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstandbiedende grond Δa_{max} voor afkeur.

Maximale marge op niveau van het grondoppervlak van de weerstand biedende grond Δa_{max} [m]			
CC1a	CC1b	CC2	CC3
0,2	0,2	0,2	0,3

Tabel bijlage G.20 VC4 partiële factor op belasting effect, γ_F voor afkeur.

Materiaal	Partiële factoren voor de snedekrachten en plastische rotatie VC4 afkeur			
	CC1a	CC1b	CC2	CC3
Staal, beton en tropisch hardhout	1,00	1,00	1,05	1,21
Overige houtsoorten	1,00	1,00	1,07	1,27

In Tabel bijlage G. 21 zijn de partiële factoren voor de grondeigenschappen voor de beoordeling verbouw van een damwandconstructie vergund onder bouwbesluit 2003 gegeven.

In Tabel bijlage G.22 zijn de partiële factoren op de belasting voor VC4, VC3STR en VC3GEO weergegeven en in Tabel bijlage G.23 zijn de bijbehorende ψ_0 -factoren weergegeven voor een referentietijd van 15 jaar en voor een referentietijd van 50 jaar in respectievelijk Tabel bijlage G.24 en Tabel bijlage G.25. De referentietijd is gelijk aan de restlevensduur met een minimale referentietijd van 15 jaar.

Voor CC1a Afkeur zijn de partiële factoren op de belasting voor VC4, VC3STR en VC3GEO weergegeven in Tabel bijlage G. 26 en Tabel bijlage G.27 zijn de bijbehorende ψ_0 -factoren weergegeven voor een referentietijd van 1 jaar.

Tabel bijlage G. 21 Partiële factoren grondeigenschappen, afkeur.

Grondparameter	Symbool	Partiële factor voor grondparameters γ_M						
		Afkeur						
		M1	M2STR			M2GEO		
CC1a/CC1b	CC2		CC3	CC1	CC2	CC3		
Hoek van inwendige wrijving ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,00	1,00	1,04	1,01	1,08	1,16
Effectieve cohesie	γ_c'	1,00	1,00	1,00	1,05	1,00	1,02	1,14
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,00	1,00	1,00	1,10	1,00	1,20	1,45
Prisma druksterkte	γ_{qu}	1,00	1,00	1,00	1,10	1,00	1,20	1,45
Volumiek gewicht	γ_r	1,00						
Grond- en beddingstijfheid	E en k							
Anker- en stempelstijfheid	-							

^a Deze factor heeft betrekking op $\tan\phi'$

Tabel bijlage G.22 Partiële factoren voor de belasting voor afkeur met 15 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			Partiële factor voor de belasting Afkeur vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor 15 jaar referentieperiode (NEN8700 minimum)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC1a/CC1b	CC2	CC3	CC1a/CC1b	CC2	CC3
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,00	1,00	1,07	1,01	1,05	1,09
		Erosie en (grond)water ^a	-0,25	-0,25	-0,15	0,90	0,45	0,90	1,50
		Overige	1,00	1,00	1,03	1,18	1,09	1,18	1,30
	Gunstig	0,00							
Permanent			1,00						

^a Partiële factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{\text{e,deci}}$ beide voor herhalingsstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel bijlage G.23 ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen voor afkeur met 15 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting		ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting Afkeur vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor met 15 jaar referentieperiode (NEN8700 minimum)						
		VC4	VC3STR			VC3GEO		
			CC1a/CC1b	CC2	CC3	CC1a/CC1b	CC2	CC3
Maaiveld		0,85	0,85	0,90	0,85	0,90	0,90	0,85
Erosie en (grond)water ^a		2,96	2,96	-4,49	-0,61	-1,23	-0,61	-0,30
Overige		0,85	0,85	0,85	0,80	0,80	0,75	0,70

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{\text{e,deci}}$

Tabel bijlage G.24 Partiële factoren voor de belasting, CC1b t/m CC3 voor afkeur met 50 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			Partiële factor voor de belasting Afkeur vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor 50 jaar referentieperiode (NEN8700 minimum)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC1a/CC1b	CC2	CC3	CC1a/CC1b	CC2	CC3
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,04	1,09	1,17	1,11	1,14	1,20
		Erosie en (grond)water ^a	0,00	0,25	0,70	1,50	0,95	1,40	2,00
		Overige	1,00	1,05	1,14	1,30	1,20	1,29	1,40
	Gunstig	0,00							
Permanent			1,00						

^a Partiële factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{\text{e,deci}}$ beide voor herhalingstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel bijlage G.25 ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen, voor afkeur met 50 jaar restlevensduur (referentieperiode).

Belasting			ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting Afkeur vergund onder bouwbesluit 2003 of daarvoor met 50 jaar referentieperiode (NEN8700 minimum)						
			VC4	VC3STR			VC3GEO		
				CC1a/CC1b	CC2	CC3	CC1a/CC1b	CC2	CC3
Maaiveld			0,85	0,85	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Erosie en (grond)water ^a			(^b)	-2,63	-0,83	-0,30	-0,57	-0,33	-0,20
Overige			0,85	0,80	0,75	0,70	0,75	0,70	0,65

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{\text{e,deci}}$

^b De waarde van $\gamma_Q \psi_{0,Q} = -0,7$

Tabel bijlage G. 26 *Partiële factoren voor de belasting voor CC1a afkeur met 1 jaar restlevensduur (referentieperiode).*

Belasting			Partiële factor voor de belasting CC1a afkeur 1 jaar referentieperiode		
			VC4	VC3STR	VC3GEO
Veranderlijk	Ongunstig	Maaiveld	1,00	1,00	1,00
		Erosie en (grond)water ^a	-1,00	-1,00	-0,40
		Overige	1,00	1,00	1,00
	Gunstig	0,00			
Permanent			1,00		

^a Partiële factor is van toepassing op de decimeringswaarde van de (grond)waterstand Δh_{deci} en op de decimeringswaarde van de erosie $\Delta a_{\text{e,deci}}$ beide voor herhalingsstijden $> \sim 0,7$ jaar (in verband met filtering eventuele seizoensinvloeden)

Tabel bijlage G. 27 *ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende veranderlijke belastingen voor CC1a afkeur met 1 jaar restlevensduur (referentieperiode).*

Belasting	ψ_0 -factor voor de gelijktijdig optredende belasting CC1a afkeur 1 jaar referentieperiode		
	VC4	VC3STR	VC3GEO
Maaiveld	0,85	0,85	0,85
Erosie en (grond)water ^a	0,90	0,87	1,92
Overige	0,85	0,85	0,85

^a ψ_0 -factor is van toepassing op de decimeringswaarde Δh_{deci} en $\Delta a_{\text{e,deci}}$

H Representatieve waarde grondeigenschappen

H.1 Inleiding

De representatieve waarde van de grondeigenschappen betreft de representatieve waarde van het laaggemiddelde. Bij de bepalingswijze van de representatieve waarde van de grondeigenschappen wordt een onderscheid gemaakt naar de lengte van een damwandsectie. Waarbij in dit kader onder een damwandsectie wordt verstaan de lengte van de damwandstrekking waarvoor de berekening wordt uitgevoerd. Binnen deze damwandsectie is sprake van dezelfde damwandconstructie, geometrie en een homogene grondopbouw.

H.2 Damwandsecties tot 25 m lengte in homogene grond

Bij damwandsecties tot 25 m lengte in homogene grond dan is sprake van "één" locatie mogen de proeven worden gecombineerd op wijze zoals in NEN9997-1 Paragraaf 2.4.5.2 staat aangegeven.

H.3 Damwandsecties vanaf 25 m lengte in homogene grond

Bij beoordelingen van damwandsecties inhomogene grond langer dan 25 m dient naast de onzekerheid over gemiddelde waarde van het laaggemiddelde van de damwandsectie ook de variatie van het laaggemiddelde over de lengte van de damwandsectie meegenomen.

Met vergelijking (H1)²⁵ kan de lage representatieve waarde $X_{m,rep,laag}$ van het laaggemiddelde van grondeigenschap X inclusief het effect van variatie van het laaggemiddelde over de damwandsectie worden bepaald.

$$X_{gem,rep,laag} = X_{gem,k,laag} = X_{gem} \cdot \left(1 - t_{N-1}^{0,95} \cdot V_x \cdot \sqrt{(1-\alpha) + \frac{1}{N}} \right) \quad (H1)$$

Met vergelijking (H2) kan de hoge representatieve waarde $X_{gem,rep,hoog}$ van het laaggemiddelde van grondeigenschap X inclusief het effect van variatie van het laaggemiddelde over de damwandsectie worden bepaald.

$$X_{gem,rep,hoog} = X_{gem,k,hoog} = X_{gem} \cdot \left(1 + t_{N-1}^{0,05} \cdot V_x \cdot \sqrt{(1-\alpha) + \frac{1}{N}} \right) \quad (H2)$$

Waarbij $\alpha = 1$ bij een damwandsectie lengte $L_{sectie} = 25$ m en $\alpha = 0,75$ vanaf een $L_{sectie} \geq 100$ m. Voor $25 \text{ m} \leq L_{sectie} \leq 100 \text{ m}$ dient α te worden bepaald met vergelijking (H3).

$$\alpha = 1 - 0,25 \cdot \frac{(L_{sectie} - 25 \text{ m})}{100 \text{ m}} \quad \text{waarbij } 0,75 \leq \alpha \leq 1,0 \quad (H3)$$

²⁵ Characteristic values of soil properties in Dutch codes of practice 11206883-014-GEO-0001, 29 June 2021

Gebruikte symbolen

X		Grondeigenschap X
X_{gem}		Rekenkundig gemiddelde van individuele proefuitkomsten
$X_{gem,k,laag}$		Lage karakteristieke waarde van het laaggemiddelde van eigenschap X
$X_{gem,k,hoog}$		Hoge karakteristieke lage waarde van het laaggemiddelde van eigenschap X
$X_{gem,rep,laag}$		Lage representatieve waarde van het laaggemiddelde van eigenschap X
$X_{gem,rep,hoog}$		Hoge representatieve lage waarde van het laaggemiddelde van eigenschap X
$t_{N-1}^{0,95}$	[-]	95 percentiel waarde van de student verdeling met N-1 vrijheidsgraden
$t_{N-1}^{0,05}$	[-]	5 percentiel waarde van de student verdeling met N-1 vrijheidsgraden
α	[-]	Ratio tussen lokale en regionale variatie
N	[#]	Aantal proeven
V_x	[m]	Variatiecoëfficiënt van proefuitkomsten
$L_{damwand\ sectie}$	[m]	Lengte van de damwand sectie

I Representatieve en rekenwaarden (grond)waterniveau

I.1 Inleiding

In deze bijlage wordt in Paragraaf I.1 een aantal voorbeelden van representatieve en rekenwaarden van (grond)waterniveaus exclusief trendwijziging gegeven. In Paragraaf I.2 is een overzicht opgenomen van informatie bronnen die geraadpleegd zouden kunnen worden bij de bepaling van de huidige situatie en verwachte toekomstige trends voor de (grond)waterniveaus.

I.2 Voorbeeld van representatieve en rekenwaarden van (grond)waterniveaus exclusief trendwijzigingen

Voor een 3-tal typische decimeringswaarden voor lage waterstanden en een 2-tal decimeringswaarden voor hoge grondwaterstanden zijn, ter illustratie de waarden van $\gamma_{Qw}\Delta h_{deci}$ en $\gamma_{Qw}\gamma_{0,Qw}\Delta h_{deci}$ bepaald voor nieuwbouw met een levensduur van 50 jaar, zie Tabel bijlage I.1. Deze marges gesommeerd met de representatieve waarde van de lage waterstand respectievelijk hoge grondwaterstand resulteren in de rekenwaarden van de lage waterstand respectievelijk hoge grondwaterstand.

De decimeringswaarden van Δh_{deci} zijn gebaseerd op de langjarige waarnemingsreeksen van peilstations in de kustwateren²⁶, in het Amsterdam-Rijnkanaal en peilbuizen in Hilversum en Delfgauw. Deze decimeringswaarden en de berekende waarden in zijn ter illustratie exclusief verwachte/mogelijke toekomstige trendwijzigingen welke bij een werkelijke situatie dienen te worden meegenomen.

Het rapport voor de Kenmerkende waarden voor kustwateren en grote rivieren, geeft voor slechts enkele peilstations (5 van 31) een waarde voor een lage waterstand met een herhalingsstijd van 50 jaar. Voor de bepaling van de representatieve is een logaritmische trendlijn gefit door de waarden met een herhalingsstijd van 1 jaar en langer. De decimeringswaarde, Δh_{deci} van de trendlijn en de representatieve waarde, $h_{w,rep}$ bij een herhalingsstijd van 50 jaar zijn weergegeven Tabel bijlage I.1.

Het rapport voor oor de Kenmerkende waarden voor kustwateren en grote rivieren, geeft voor alle 31 peilstations waarde van de hoge waterstand met een herhalingsstijd van 50 en 10000 jaar. De waarde van de hoge waterstand met een herhalingsstijd van 50 jaar is de is de representatieve waarde, $h_{w,rep}$ van de hoge waterstand (zonder trendwijzigingen), zie Tabel bijlage I.2. Vervolgens is op basis van het verschil tussen de hoge waterstand met een herhalingsstijd van 50 en 10000 jaar de decimeringswaarde, Δh_{deci} van de extreme hoge waterstand bepaald, zie Tabel bijlage I.2.

²⁶ Kenmerkende waarden Kustwateren en Grote Rivieren ref. 1207509-000-ZKS-0010, Versie 4, Deltares 6 november 2013

Tabel bijlage I.1 Voorbeelden voor 5 decimeringswaarden met de bijbehorende marges welke gesommeerd met de representatieve waarde van de lage waterstand respectievelijk hoge grondwaterstand resulteren in de rekenwaarden van de lage waterstand respectievelijk hoge grondwaterstand, nieuwbouw 50 jaar levensduur.

(Grond)waterstand				Marges $\gamma_{Qw}\Delta h_{deci}$ en $\gamma_{Qw}\psi_{0,Qw}\Delta h_{deci}$ op de representatieve waarde van de (grond)waterstand, exclusief verwachte toekomstige trendwijzigingen [m]								
Lage of hoge	Locatie	Δh_{deci} [m]	Type waarde	VC4	VC3STR				VC3GEO			
					CC0	CC1	CC2	CC3	CC0	CC1	CC2	CC3
Laag waterstand	Getijde gebied ^a	-0,35	$\gamma_{Qw}\Delta h_{deci}$	0	-0,35	-0,53	-0,70	-0,88	-0,53	-0,70	-0,88	-1,05
			$\gamma_{Qw}\psi_{0,Qw}\Delta h_{deci}$	0,25	0,18	0,16	0,14	0,09	0,16	0,14	0,09	0,05
Lage waterstand	Getijde gebied ^b	-0,2	$\gamma_{Qw}\Delta h_{deci}$	0	-0,20	-0,30	-0,40	-0,50	-0,30	-0,40	-0,50	-0,60
			$\gamma_{Qw}\psi_{0,Qw}\Delta h_{deci}$	0,14	0,10	0,09	0,08	0,05	0,09	0,08	0,05	0,03
Lage waterstand	Binnenwater ^c	-0,08	$\gamma_{Qw}\Delta h_{deci}$	0	-0,08	-0,12	-0,16	-0,20	-0,12	-0,16	-0,20	-0,24
			$\gamma_{Qw}\psi_{0,Qw}\Delta h_{deci}$	0,06	0,04	0,04	0,03	0,02	0,04	0,03	0,02	0,01
Hoge GWS	Delfgauw ^d	+0,18	$\gamma_{Qw}\Delta h_{deci}$	0	0,18	0,27	0,36	0,45	0,27	0,36	0,45	0,54
			$\gamma_{Qw}\psi_{0,Qw}\Delta h_{deci}$	-0,13	-0,09	-0,08	-0,07	-0,05	-0,08	-0,07	-0,05	-0,03
Hoge GWS	Hilversum ^e	+0,26	$\gamma_{Qw}\Delta h_{deci}$	0	0,26	0,39	0,52	0,65	0,39	0,52	0,65	0,78
			$\gamma_{Qw}\psi_{0,Qw}\Delta h_{deci}$	-0,18	-0,13	-0,12	-0,10	-0,07	-0,12	-0,10	-0,07	-0,04

^a Decimeringswaarde komt overeen met de gemiddelde waarde van de peilstations in de kustwateren in Tabel bijlage I.2

^b Decimeringswaarde komt overeen met absoluut gezien kleinste waarde van peilstation in kustwateren in Tabel bijlage I.2

^c Decimeringswaarde gebaseerd op meetreeks 2008-2020 peilstation Maarsen in het Amsterdam-Rijnkanaal

^d Decimeringswaarde gebaseerd op meetreeks 2008-2019 van peilbuis B37E3690-001

^e Decimeringswaarde gebaseerd op meetreeks 2003-2018 van peilbuis B32A1756-001

Tabel bijlage I.2 Kenmerkende waarden voor kustwateren, extreme lage en hoge waterstand exclusief verwachte toekomstige trendwijzigingen.

Peilstation	Locatie RD-coördinaat		Lage waterstand, exclusief verwachte toekomstige trendwijzigingen		Hoge waterstand, exclusief verwachte toekomstige trendwijzigingen	
	X [m]	Y [m]	Representatieve waarde extreme lage waterstand, $h_{w,rep}$ (herhalingstijd van 50 jaar) [m NAP]	Decimeringswaarde extreme lage waterstand Δh_{dec} [m]	Representatieve waarde extreme hoge waterstand, $h_{w,rep}$ (herhalingstijd van 50 jaar) [m NAP]	Decimeringswaarde extreme hoge waterstand Δh_{dec} [m]
Cadzand	15260	378750	-3,19	-0,27	4,10	0,52
Terneuzen	45793	373070	-3,46	-0,3	4,60	0,61
Bath	73048	379492	-3,62	-0,27	5,35	0,63
Hansweert	59050	384960	-3,41	-0,26	4,80	0,65
Vlissingen	30593	385312	-3,19	-0,27	4,25	0,54
Westkapelle	19900	394356	-2,88	-0,23	3,90	0,52
Roompot buiten	36920	404796	-2,7	-0,29	3,95	0,63
Haringvliet 10	49862	431612	-2,32	-0,35	3,80	0,65
Hoek van Holland	67932	444000	-2,04	-0,35	3,50	0,65
Scheveningen	78006	457360	-2,29	-0,43	3,40	0,74
IJmuiden	98507	497450	-2,32	-0,39	3,50	0,74
Petten zuid	105240	531980	-2,4	-0,41	3,40	0,78
Den Helder	111776	553163	-2,4	-0,39	3,30	0,61
Texel Noordzee	111217	570623	-2,38	-0,31	3,20	0,56
Terschelling Noordzee	151570	604853	-2,44	-0,25	3,15	0,46
Wierumergronden	192882	614562	-2,67	-0,36	3,15	0,41
Oudeschild	119053	561696	-2,49	-0,44	3,35	0,50
Vlieland haven	135307	589943	-2,66	-0,38	3,45	0,54
West-Terschelling	143870	597420	-2,65	-0,32	3,45	0,50
Nes	180158	604899	-2,79	-0,35	3,35	0,41
Schiermonnikoog	209220	609488	-2,7	-0,26	3,40	0,43
Den Oever buiten	131911	549678	-2,57	-0,47	3,75	0,50
Kornwerderzand buiten	151500	564972	-2,71	-0,42	3,85	0,50
Harlingen	156609	576553	-2,44	-0,35	3,75	0,54
Lauwersoog	208853	602777	-2,84	-0,35	4,05	0,50
Eemshaven	250792	607798	-3,21	-0,4	4,00	0,48
Delfzijl	258000	594430	-3,56	-0,43	4,00	0,52
Roompot binnen	37216	404735	-2,65	-0,35	4,20	0,65
Bergse Diepsluis west	70210	392090	-3,03	-0,37	4,80	0,70
Stavenisse	59300	401630	-2,95	-0,41	4,10	0,52
Krammersluizen west	69000	408570	-3	-0,41	4,60	0,61
			Gemiddelde	-0,35	Gemiddelde	0,57
			Maximum	-0,47	Maximum	0,78
			Minimum	-0,23	Minimum	0,41

I.3 Informatiebronnen

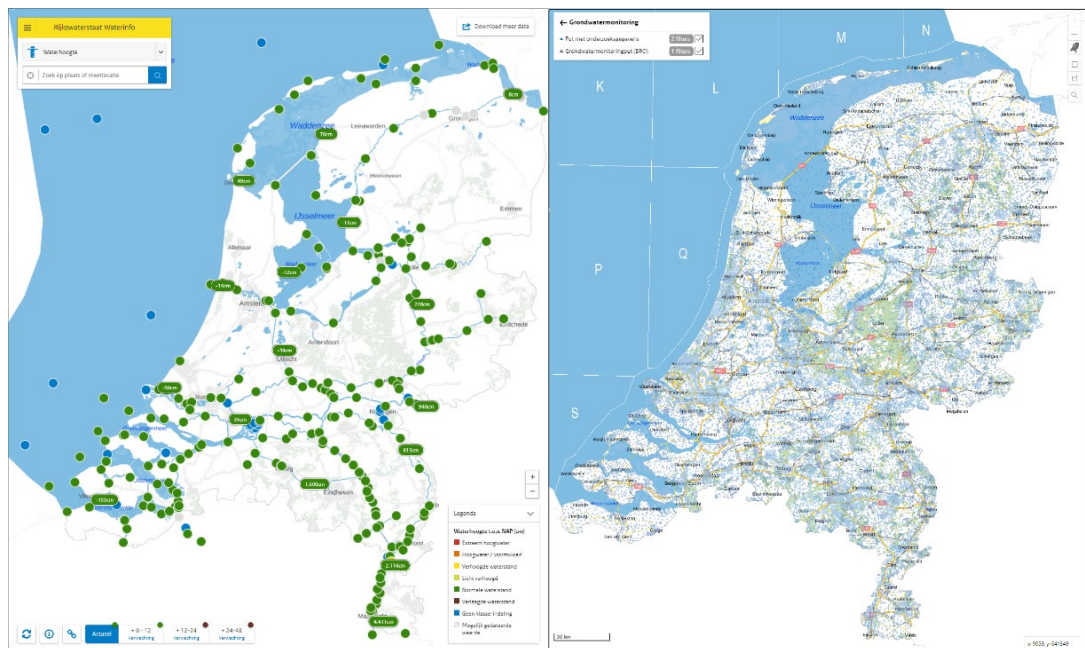
I.3.1 Algemeen

De representatieve en rekenwaarden van de (grond)waterstand kunnen alleen worden bepaald door het combineren van informatie.

I.3.2 Historische metingen en actuele situatie

Met peilbuizen kan de freatische grondwaterstand en stijghoogten worden gemeten op de locatie van de nieuwe damwand. De meetduur van de metingen op de bouwlocatie zijn veelal niet langjarig. Door deze lokale metingen gebruikmakend van geohydrologische kennis te combineren met de resultaten van langjarige meetreeksen van relevante peilbuizen of waterstanden in de omgeving kan representatieve grondwaterstand en een decimeringswaarde worden bepaald voor de lokale situatie.

Bij www.broloket.nl/ staat alle informatie Basisregistratie Ondergrond, onder “Ondergrondgegevens” grondwater monitoringsputten van de BRO worden gevonden en stijghoogtemetingen “gedownload, zie Figuur bijlage I.2. Bij www.dinoloket.nl kunnen onder “Ondergrondgegevens” grondwater monitoringsputten van de BRO en DINO worden gevonden en stijghoogtemetingen “gedownload, zie Figuur bijlage I.1 rechts. Bij Rijkswaterstaat Waterinfo op www.waterinfo.rws.nl kunnen actuele en historische waterstandsmetingen, zie Figuur bijlage I.1 links, worden opgevraagd en daarnaast zijn kenmerkende waarden voor waterstanden met verschillende herhalingstijden te vinden voor diverse locaties langs rivieren en het kustgebied.



Figuur bijlage I.1 Links waterstandmonitoringslocaties van Rijkswaterstaat, www.waterinfo.rws.nl. Rechts locaties grondwatermonitoringsputten (peilbuizen) www.dinoloket.nl.



Figuur bijlage I.2 Locaties BRO-grondwatermonitoringsputten (peilbuizen) www.broloket.nl/

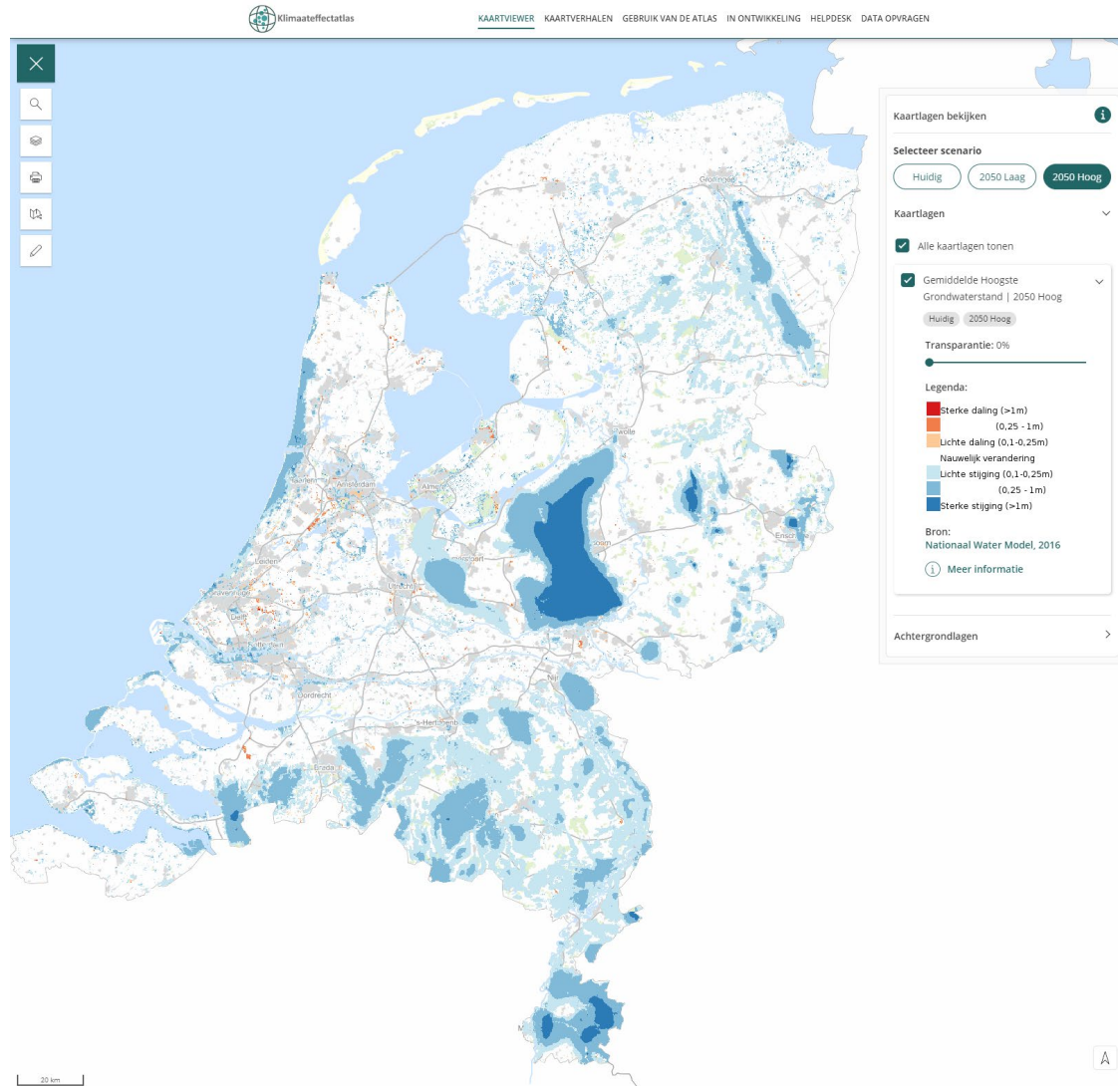
I.3.3 Toekomstige ontwikkelingen

Voor de toekomstige ontwikkelingen dient gekeken naar de ontwikkelingen over de levensduur (50 jaar) en bij bestaande damwanden de restlevensduur. Deze ontwikkelingen kunnen bestaan uit beleidsbeslissingen zoals debietwijziging van grondwateronttrekkingen, peilwijzigingen en de introductie van dynamisch peilbeheer met peilverlagingen ter vergroting van de buffercapaciteit als anticipatie op de gevolgen van verwachte extreme neerslag. Voor de genomen en voorgenomen beleidsbeslissingen van de waterpeilen dient navraag te worden gedaan bij de verantwoordelijk instantie de gemeente of waterschap en voor grondwateronttrekking is dat de provincie.

Voor effect van klimaatverandering is voor Nederland de Klimaateffectatlas opgesteld, zie www.klimaateffectatlas.nl. Door klimaatverandering worden de zomers heter en de winters zachter en natter. Bovendien stijgt de zeespiegel en nemen de weersextremen toe. Dit betekent dat piekneerslagen, hitte, droogte en intenser kunnen zijn en vaker kunnen voorkomen. De Klimaateffectatlas helpt om een eerste indruk te krijgen van deze gevolgen van klimaatverandering voor een locatie. Als voorbeeld staat in Figuur bijlage I.3 de gemiddelde grondwaterstandverandering voor klimaatscenario "2050 Hoog" van het KNMI weergegeven. De kaarten in de Klimaateffectatlas zijn ontwikkeld met landelijke modellen.

Naast de landelijke Klimaateffectatlas hebben verschillende regio's, provincies, waterschappen en gemeenten een eigen regionale of lokale atlas ontwikkeld. Deze regionale

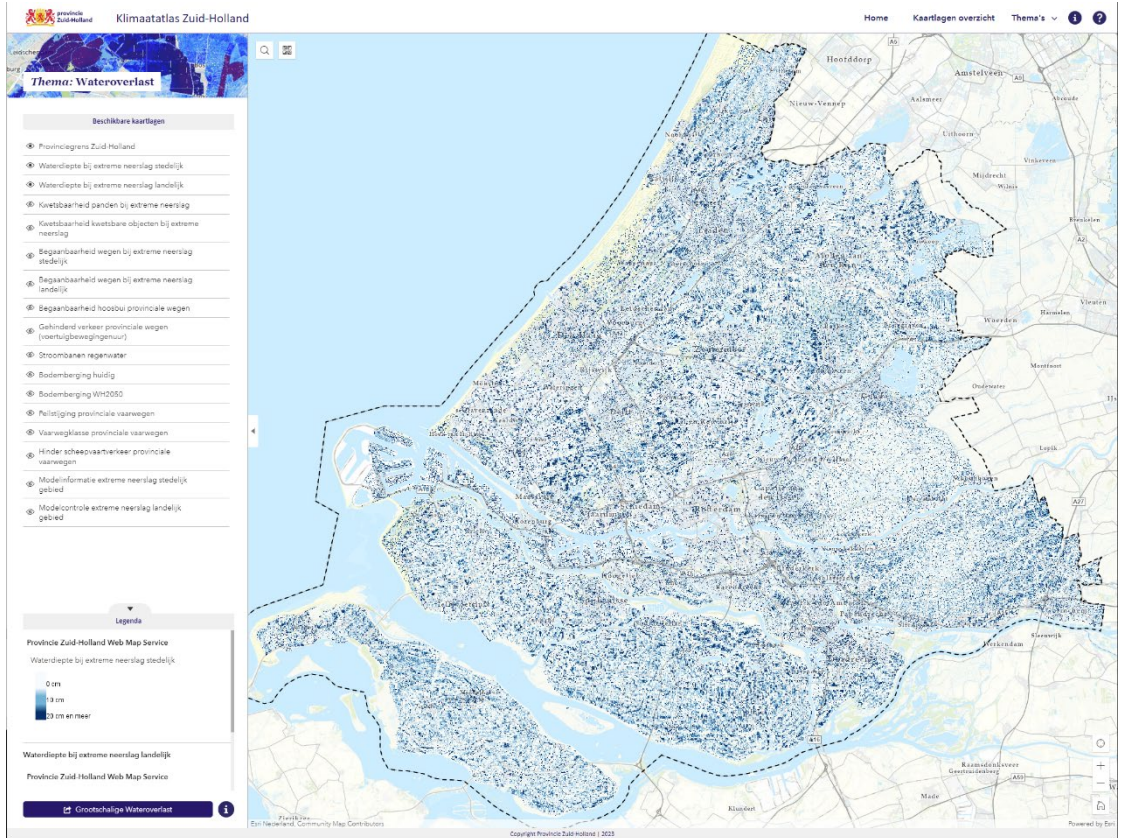
en lokale atlassen bevatten vaak data uit de landelijke Klimaateffectatlas, aangevuld met specifieke data vanuit het gebied. Een groot deel van de regionale en lokale atlassen kun je vinden via de Monitorkaart Stresstesten op www.klimaateffectatlas.nl, zie Figuur bijlage I.4. Een voorbeeld van een regionale kaart van provincie Zuid-Holland is een kaart met de waterdiepten bovenop het maaiveld bij extreme neerslag in de provincie Zuid-Holland, zie Figuur bijlage I.5.



Figuur bijlage I.3 Gemiddelde grondwaterstand scenario 2050 hoog [\[www.klimaateffectatlas.nl\]](http://www.klimaateffectatlas.nl).



Figuur bijlage I.4 Monitorkaart stresstesten met linken naar gedetailleerde regionale data [\[www.klimaat-effectatlas.nl\]](http://www.klimaat-effectatlas.nl).



Figuur bijlage I.5 Waterdiepte bij extreme neerslag [Klimaatatlas van Zuid-Holland www.klimaat-informatiehub-pzh.hub.arcgis.com/].

Deltares is een onafhankelijk kennisinstituut voor toegepast onderzoek op het gebied van water en ondergrond. Wereldwijd werken we aan slimme oplossingen voor mens, milieu en maatschappij.

Deltares

www.deltares.nl