


POVM Kennisdocument

Invloed van Zakkende Grond op Ankerkracht

POV



MACRO
STABILITEIT

februari 2021

Versie: 1.5
Status: Concept

De publicaties van de Projectoverstijgende Verkenning Macrostablieit (POVM) geven aanwijzingen en voorbeelden voor het ontwerp, de toepassing en het beheer van verschillende stabiliteitsverhogende technieken, evenals voor het scherper bepalen van de 'actuele sterkte'. Alle POVM-publicaties gaan vergezeld van een positief ENW advies.

In enkele aanvullende kennisdocumenten - waaronder ook het voorliggende document - vindt u uitwerkingen en/of toelichtingen voor onderwerpen:

1. die in de POVM-publicaties nog onvoldoende worden behandeld;
2. waarvoor sinds het opstellen van de publicaties nieuwe inzichten of rekenmogelijkheden beschikbaar zijn gekomen.

Elk kennisdocument is met zorg samengesteld en gecontroleerd, gevolgd door formele vaststelling door de redactieraad van het POVM-gebruikersplatform. Toch kan niet worden uitgesloten dat bij toepassing nog kennislacunes of onvolkomenheden worden ontdekt. Gebruik van de kennisdocumenten is vrij, maar het is aan de gebruiker zelf om te beoordelen of de kennis de project-specifieke toepassing dekt, en hoe de in elk document beschreven kennis wordt toegepast.

Een kennisdocument kan in de toekomst wijzigen wanneer inzichten veranderen of groeien. De meest recente versies zijn steeds te vinden op het POVM-gebruikersplatform (<https://publicwiki.deltares.nl/display/POVM/POVM+Gebruikersplatform>). Op dit platform vinden gebruikers van de POVM-publicaties ook aanvullende ondersteunende informatie.

Nijmegen, februari 2021,

(handtekening)

Ir. J. van der Schrier

Voorzitter Redactieraad POVM-gebruikersplatform

Kennisdocument

Invloed van Zakkende Grond op Ankerkracht

Opdrachtgever	WSRL
Contactpersoon	J. Schreurs
Referenties	WSRL-opdracht met kenmerk 2020088226/2020094309 en opdrachtnummer 5026628

Documentgegevens	
Versie	1.5
Datum	februari 2021
Deltares Projectnummer	11206066
Pagina's	71
Status	Concept

Auteur(s)
Marcel Visschedijk (Deltares) – H1, H2, H3, H5, bijlage A, bijlage B, bijlage C
Mark Post (Deltares) – H4

Controle
Marco Peters (Sweco) – H1, § 2.1, H3, H5 en bijlage B
Helle Larsen (Deltares) – H1, § 2.2, H3, H4, H5 en bijlage C
Mark Post (Deltares) – H1, H2, H3, H5, bijlage B en bijlage C
Marcel Visschedijk (Deltares) – H4

Inhoud

1 Inleiding	5
1.1 Probleemstelling en doelstelling	5
1.2 Afbakening	5
1.3 Status en gebruik	5
2 Huidig voorschrift	6
2.1 CUR166	6
2.2 PPL	10
3 Voorstel voor aangepast voorschrift	13
3.1 Inleiding	13
3.2 Bepaling ankerkrachttoename ΔF	13
3.3 Bepaling buigend moment onder dagelijkse omstandigheden	19
3.4 Bepaling veerstijfheid k' ter plaatse van de ankerstoel	19
4 Rekenvoorbeeld	22
4.1 Inleiding	22
4.2 Bepaling veerstijfheid k' - Optie 1 (analytisch)	24
4.3 Bepaling veerstijfheid k' - Optie 2 (numeriek)	24
4.4 Vergelijking van verschillende aanpakken	27
4.5 Gevoeligheidsanalyse	29
5 Aanbevelingen	31
Referenties	33
Bijlagen	35
A Samenvatting, in presentatievorm	A-1
B Afleiding CUR166 formules voor ankerkrachttoename	B-1
B.1 Gebruikte bronnen	B-1
B.2 Bepaling belasting door zakkende grond	B-1
B.3 Bepaling k'	B-2
B.4 Beschouwde gevallen	B-4
B.5 Geval 1 (loodrecht belaste ankerstaaf)	B-5
B.6 Geval 2 (gehinderde loodrecht belaste ankerstaaf)	B-7
B.7 Conclusies	B-8
C Achtergronden bij de PPL-aanwijzingen	C-1
C.1 Gebruikte bronnen	C-1
C.2 Overzicht van de PPL-aanwijzingen	C-1
C.3 Achtergrond voor de afwijkende factor βF in de formule voor de ankerkrachttoename	C-1
C.3.1 Kabelvergelijking en sinusvormige uitbuiging (geval 1)	C-1
C.3.2 Kabelvergelijking en parabolische uitbuigingsvorm ('geval 1' en 'geval 2')	C-2
C.3.3 Vergelijking met de CUR166 formules voor 'geval 1' en 'geval 2'	C-6
C.4 Achtergrond voor de afwijkende waarden voor αsu en voor de extra modelfactor γzb	C-6



C.4.1	Inleiding	C-6
C.4.2	Overzicht van het tot 2010 uitgevoerde onderzoek	C-7
C.4.3	Resultaten van het medio 2007 uitgevoerde numerieke onderzoek	C-8
C.4.4	Resultaten van in het in 2007 en 2010 uitgevoerde experimentele onderzoek	C-21
C.5	Conclusies	C-22

1 Inleiding

1.1 Probleemstelling en doelstelling

Volgens de POVM Publicatie 'Langsconstructies' (POVM, 2020a) - hierna afgekort tot PPL - moet binnen het ankerontwerp rekening worden gehouden met een belasting door zakkende grond. De PPL verwijst daarbij grotendeels door naar het CUR-rapport 166 (CUR, 2012) - hierna afgekort tot CUR166 -, maar hanteert ten opzichte van de CUR166 wel enkele afwijkende (en ook verzwarende) factoren. Het volgens deze gecombineerde voorschriften in rekening te brengen effect van zakkende grond op de ankerkracht leidt anno 2020 tot zware ankerontwerpen en heeft daarnaast ook significante invloed op de damwanddimensionering.

De tot eind 2020 vanuit praktijkprojecten naar voren gekomen problemen zijn op hoofdlijnen de volgende:

- Het is onduidelijk hoe de gecombineerde voorschriften precies moeten worden geïnterpreteerd en welke invulling moet worden gegeven buiten de randvoorwaarden die voor toepassing gelden;
- er worden in het gecombineerde voorschrift enkele tekortkomingen en onjuistheden vermoed;
- er wordt in het gecombineerde voorschrift te veel conservatisme vermoed.

De doelstelling van het voorliggende kennisdocument is om antwoord te geven op de volgende vier vragen:

1. Wat zijn de precieze achtergronden geweest bij het opstellen van de huidige aanwijzingen in de CUR166 en PPL;
2. Welke onduidelijkheden, gebreken en optimalisatiekansen zijn in deze aanwijzingen te identificeren;
3. Hoe moet/mag de ankerkracht bij verankerde stabiliteitswanden in waterkeringen worden bepaald op basis van de huidige kennis. Dit in de vorm van eenduidige aanwijzingen en een realistisch rekenvoorbeeld;
4. Welk vervolgonderzoek is gewenst/nodig om in de toekomst te komen tot betere onderbouwing en wellicht ook tot minder conservatisme.

1.2 Afbakening

Het voorliggende kennisdocument is in korte tijd opgesteld. Het document is gebaseerd op informatie uit de diverse archiefdocumenten die ten grondslag hebben gelegen aan het huidige voorschrift. Uit analyse van deze archiefdocumenten volgen - naast verduidelijking - ook enkele waarschijnlijke tekortkomingen in het huidige voorschrift. De in dit document voorgestelde aanpassingen ter verduidelijking en correctie van het huidige voorschrift blijven echter beperkt tot de aspecten waarvoor geen diepgaand nader onderzoek nodig is.

1.3 Status en gebruik

Dit kennisdocument is zorgvuldig gecontroleerd. Definitieve vaststelling moet echter nog plaatsvinden. Het valt niet uit te sluiten dat er bij gebruik onvolkomenheden worden ontdekt. Verder valt ook niet uit te sluiten dat de inhoud in de toekomst nog zal wijzigen wanneer meer kennis beschikbaar komt. Daarom heeft het document de status: 'Concept'. In afwachting van eventuele aanpassing van het voorschrift, op basis van het voorstel in dit document, blijft het intussen aan de lezer zelf om een eigen oordeel te vormen en om eigen keuzes te maken.

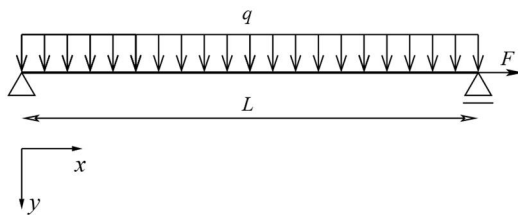
2 Huidig voorschrift

In de volgende paragrafen wordt het in de CUR166 en PPL gegeven voorschrift op hoofdlijnen samengevat. Het commentaar dat daarbij door de auteur van dit kennisdocument op de verschillende onderdelen van dit voorschrift wordt gegeven is in de lopende tekst zichtbaar gemaakt door gebruik van een blauwe kleur.

2.1 CUR166

Het CUR166 voorschrift wordt gegeven in § 4.9.13 van deel 2 van het CUR166 handboek (CUR, 2012). Het achtergrondrapport (Grontmij, 2007) geeft de afleiding voor de in de CUR166 opgenomen formules. Een aantal van deze afleidingen zijn opgenomen (en daarbij voor navolgbaarheid deels ook verder uitgewerkt) in Bijlage A van dit kennisdocument.

De toe te passen CUR166 formules voor 'geval 1' (loodrecht belast, in het veld niet ondersteund) zijn gebaseerd op analytische oplossingen voor een initieel rechte buigende ligger met buigstijfheid $EI_{\text{ankerstaaf}}$, normaalstijfheid EA , lengte L en een spankracht F in de lokale x richting.



Figuur 2-1 Aangenomen mechanicamodel voor de CUR166 formules bij 'geval 1'

De uniforme verdeelde belasting door zakkende grond in verticale richting (q_v) wordt in de CUR166 gelijk gesteld aan:

$$q_v = \sigma'_v \cdot D \cdot \left[1 + \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \tan \delta' \right] \text{ voor zand} \quad (2-1)$$

$$q_v = s_u \cdot D \cdot (1 + \alpha_{s_u}) \text{ voor klei en veen} \quad (2-2)$$

met:

- σ'_v de verticale effectieve spanning
- D de staafdiameter
- K_0 de verhouding tussen horizontale en verticale effectieve spanning
- δ' de wrijvingshoek op het contactvlak tussen grond en ankerstaaf
- s_u de ongedraineerde sterkte
- α_{s_u} een invloedsfactor. In de CUR166 wordt genoemd: $\alpha_{s_u} = 5$ voor horizontale ankers in geroerde grond. Voor geboorde ankers (ongeroerde grondslag) beveelt de CUR166 aan: $\alpha_{s_u} = 8$

Voor langzame vervormingsprocessen als bij zakkende grond is het eigenlijk onzuiver om de grondbelasting voor klei en veen op de ongedraineerde sterkte te blijven baseren. Zie ook § C.4.4.

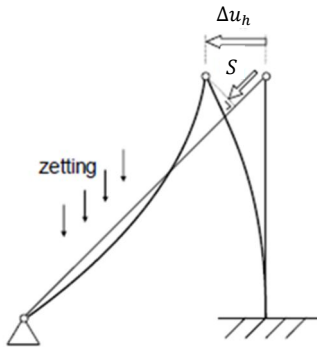
Voor een ankerstaaf onder een hoek β met de horizontaal is de uniforme belasting loodrecht op de staaf (de y richting) dan:

$$q_{y,\text{uniform}} = q_v \cdot \cos \beta \quad (2-3)$$

De component van de grondbelasting in de richting van een schuine ankerstaaf (door wrijving langs de staafomtrek) wordt dus verwaarloosd.

De ankerkracht F aan rechterzijde in Figuur 2-1 werkt in staafrichting (de lokale x richting) en wordt geleverd door een reactie vanuit de door de grond ondersteunde damwand.

Het CUR-model houdt er rekening mee dat aanpassing van de ankerkracht ter plaatse van de gording een horizontale verplaatsingsverandering Δu_h van de damwand zal veroorzaken.



Figuur 2-2 De in grond ingebette damwand geeft in horizontale richting mee bij verhoging van de voorspankracht

$$\Delta F = k' \cdot S = k' \cdot \Delta u_h \cdot \cos \beta \quad (2-4)$$

met:

- k' De gecombineerde veerstijfheid van damwand en grond in de richting van de ankerstaaf
- Δu_h De horizontale damwandverplaatsing bij aanpassing van de ankerkracht (ΔF)
- S De component van Δu_h in ankerstaafrichting

De CUR166 geeft voor k' de volgende uitdrukking, die alleen van toepassing is bij een gronddekking van minstens 1,5 keer de golflengte $\sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}}$:

$$k' = a \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}} \quad (2-5)$$

met:

- k' de gecombineerde stijfheid van damwand en grond, in de richting van de nog niet uitgebogen ankerstaaf
- a de ankerafstand
- c_{bed} de horizontale beddingsconstante van de grond per strekkende meter
- EI_{damwand} de buigstijfheid van de damwand per strekkende meter

Voor toepassing bij schuine ankers ontbreekt in vergelijking (2-5) nog de ankerhoek. Vergelijking (2-5) is gebaseerd op de analytische oplossing voor een elastisch ondersteunde buigligger (de damwand), met een puntlast loodrecht op de ligger. Bijlage B.3 laat zien dat de CUR166 definitie van k' een tussenwaarde geeft voor de theoretische ondergrens bij een zeer ondiepe ligging van de anker Gording en de theoretische bovengrens bij een zeer diepe ligging. Voor de theoretische onder- en bovengrens geldt daarbij:

$$\frac{a \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}}}{2 \cdot \cos(\beta)} < k' < \frac{2 \cdot a \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}}}{\cos(\beta)} \quad (2-6)$$

Bij de introductie van de ankerhoek is aangenomen dat de ankerstoel alleen in horizontale richting kan verplaatsen.

Voor het kiezen van een geschikte karakteristieke bovengrenswaarde voor de beddingsconstante c_{bed} geeft de CUR166 geen expliciete aanwijzingen. Deze keuze is echter niet triviaal, zeker in gelaagde grond en bij lange duur.

Bijlage B2.1 van het achtergrondrapport bij de CUR166 (Grontmij, 2007) suggereert verder dat k' ook kan worden bepaald uit de horizontale verschilverplaatsing Δu_h ter plaatse van de ankerstoel (gording), die in een damwandprogramma wordt gevonden bij een toename van ankerkracht ΔF , nadat eerst is voorgespannen tot ankerkracht F .

$$k' = \Delta F / \left(\frac{1}{2} \sqrt{2} \cdot \Delta u_h \right) \quad (2-7)$$

Zoals in bijlage B.3 beschreven, moet $\frac{1}{2} \sqrt{2}$ worden geïnterpreteerd als de $\cos(\beta)$ bij een impliciet aangenomen ankerhelling van 45 graden. De formele uitdrukking is daarom:

$$k' = \Delta F / (\cos(\beta) \cdot \Delta u_h) \quad (2-8)$$

De in de CUR166 gebruikte analytische oplossing voor de ankerkrachttoename door zakkende grond in het geval van vrije uitbuiging is gebaseerd op een (fictief) sinusvormig verloop van de verdeelde belasting q_y loodrecht op de ankerstaaf, met amplitude q_0 .

$$q_y(x) = q_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (2-9)$$

met:

- L De lengte van de ankerstaaf
- q_0 De amplitude van de (fictieve) sinusvormige verdeelde belasting.

De werkelijke verdeelde belasting loodrecht op de staaf wordt in de CUR166 uniform aangenomen. De equivalente waarde voor de amplitude q_0 volgt dan uit het gelijkstellen van de maximale uitbuiging van een buiglijger (zonder spankracht) in het geval van: (1) een sinusvormige belasting loodrecht op de staaf ($q_y(x) = q_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)$) en (2) een uniforme belasting loodrecht op de staaf ($q_y(x) = q_{y \cdot \text{uniform}}$).

$$q_0 \approx \frac{4}{\pi} \cdot q_{y \cdot \text{uniform}} = 1,273 \cdot q_{y \cdot \text{uniform}} \quad (2-10)$$

Een gedetailleerde afleiding van de in CUR166 opgenomen formule is te vinden in bijlage B.5. Uit deze afleiding volgt (bij het vanaf zeker moment verwaarlozen van de invloed van de buigstijfheid van de staaf):

$$\alpha_F \cdot (1 + \alpha_F)^2 = \left(\frac{q_0 \cdot L}{F} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{\beta_F \cdot F \cdot \left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{L \cdot k'} \right)} \right) \quad (2-11)$$

met:

- q_0 De amplitude van een fictieve sinusvormige belasting: $q_0 \approx \frac{4}{\pi} \cdot q_{y \cdot \text{uniform}}$.
- L De lengte van de ankerstaaf.
- F De initiële voorspankracht
- k' De gecombineerde veerstijfheid van damwand en grond in de richting van de ankerstaaf (de x richting)
- α_F De te bepalen verhouding tussen de toename van de ankerkracht door zakkende grond (ΔF) en de initiële voorspankracht F : $\alpha_F = \Delta F / F$.

EA De normaalstijfheid van de ankerstaaf
 β_F Een factor die gelijk is $4 \cdot \Pi^2$

De benodigde omrekening van $q_{y \cdot \text{uniform}}$ naar q_0 kan worden vermeden. Bijlage C.3.2 geeft een alternatieve afleiding, op basis van louter kabelwerking. Daarin wordt direct een uniforme belasting aangenomen, in combinatie met een parabolische uitbuigingsvorm. Het eindresultaat blijkt vrijwel identiek aan wat volgt na invullen van (2-10) in (2-11). Zie § C.3.3.

Voor de amplitude van de verplaatsing loodrecht op de staaf (y_0) geldt bij vrije uitbuiging (CUR 166 'geval 1'):

$$y_0 = \left(\frac{1}{1 + \alpha_F} \right) \cdot \frac{q_0 \cdot L^2}{\Pi^2 \cdot F} \quad (2-12)$$

De alternatieve afleiding in § C.3.2 op basis van louter kabelwerking geeft een 3 % grotere waarde dan wat volgt na invullen van (2-10) in (2-12). Zie § C.3.3. Ook hier is de overeenkomst dus groot.

Indien de uniform aangenomen grondverplaatsing loodrecht op de staaf kleiner is dan y_0 , dan moet volgens de CUR166 rekening worden gehouden met deels gehinderde uitbuiging ('geval 2'). Voor dit (bij schuine ankers veelvoorkomende) geval geldt volgens de CUR166:

$$n = y_0 / (\cos \beta \cdot u_{v, \text{uniform}}) \quad (2-13)$$

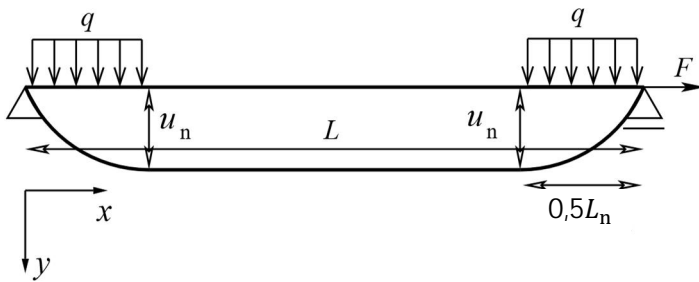
$$\alpha_{F,n}^2 \cdot (1 + \alpha_{F,n}) = \alpha_F^2 \cdot (1 + \alpha_F) \cdot \frac{1}{n^3} \quad (2-14)$$

met

$u_{v, \text{uniform}}$ De uniform aangenomen verticale grondverplaatsing (zetting).
 n De verhouding tussen de amplitude y_0 bij ongehinderde vervorming ('geval 1') en de grondverplaatsing loodrecht op de staaf ter plaatse van het staaf-midden
 $\alpha_{F,n}^2$ De verhouding tussen de toename van de ankerkracht door zakkende grond (ΔF) en de initiële voorspankracht F bij deels gehinderde uitbuiging ('geval 2')

De in het achtergronddocument (Grontmij, 2007) gegeven afleiding van de uitdrukking voor $\alpha_{F,n}$ is niet in dit kennisdocument opgenomen en tijdens het opstellen van het kennisdocument ook niet expliciet gecontroleerd. Daarvoor bleek de beschrijving in het achtergronddocument onvoldoende toegankelijk en compleet, zie § B.6.

In § C.3.2 van dit kennisdocument is anno 2021 wel een alternatieve uitdrukking voor de $\alpha_{F,n}$ afgeleid, op basis van louter kabelwerking en uniforme belasting. In deze afleiding wordt verondersteld dat twee gekromde kabeldelen aan weerszijden aansluiten op een tussenliggend recht deel, dat evenwijdig aan de oorspronkelijke kabelligging loopt. De kabelverplaatsing ter plaatse van de aansluiting wordt daarbij gelijk verondersteld aan de uniform aangenomen grondverplaatsing u_n loodrecht op de kabel. Zie Figuur 2-3.



Figuur 2-3 Aangenomen mechanicamodel voor de CUR166 formules bij 'geval 2', waarin de kabelvervorming is gelimiteerd door een uniforme grondverplaatsing u_n loodrecht op de kabel

De gevonden alternatieve uitdrukking blijkt proberenderwijs tot een vrijwel identiek resultaat te leiden als wat volgt na het invullen van (2-10) in (2-11) en (2-12) en het vervolgens combineren van (2-12) met (2-13) en (2-14). Zie § C.3.3. Deze overeenkomst geeft, binnen de beperkingen van de in beide afleidingen gebruikte aannames, impliciet toch de gewenste controle op de CUR166 afleiding voor 'geval 2'.

In § 3.4 van een TU Delft afstudeerrapport (Dijkstra, 2015) is de ankerkrachttoename volgens 'geval 2' voor een casus met uniforme zetting ten slotte vergeleken met de ankerkrachttoename die volgt met een numeriek rekenmodel. Ook hier blijkt de overeenkomst bevredigend.

Voor de amplitude van het buigend moment in 'geval 1' geeft CUR166 de volgende uitdrukking.

$$M_0 \approx \left(\frac{1}{1 + \alpha_F} \right) \cdot \frac{q_0 \cdot EI}{F} \quad (2-15)$$

Met de kromming $\kappa = q_{\text{uniform}}/F$, die direct volgt uit de in § C.3.2 gebruikte kabelvergelijking, wordt in 'geval 1' de volgende uitdrukking voor het buigend moment bij uniforme belasting gevonden.

$$M = EI \cdot \kappa \approx \left(\frac{1}{1 + \alpha_F} \right) \cdot \frac{q_{\text{uniform}} \cdot EI}{F}$$

In analogie geldt voor 'geval 2':

$$M \approx \left(\frac{1}{1 + \alpha_{F,n}} \right) \cdot \frac{q_{\text{uniform}} \cdot EI}{F}$$

2.2 PPL

Bijlage B1 van de PPL (POVM, 2020a) bevat de volgende aanwijzingen voor de bepaling van de extra ankerkracht door zakkende grond, met doorverwijzing naar § 4.9.13 van deel 2 van de CUR166.

1. De uniforme verdeelde belasting door zakkende cohesieve grond moet worden bepaald op basis van een langs de staaf gewogen gemiddelde waarde voor de hoog karakteristieke waarde van de ongedraineerde sterkte. Deze waarde voor de ongedraineerde sterkte moet worden bepaald conform de aanwijzingen in de schematiseringshandleiding Macrostabieliteit (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2019) en in de PPE (POVM, 2020b). In tegenstelling tot de CUR166 moet altijd (ook voor horizontale ankers) gebruik worden gemaakt van $\alpha_{s_u} = 9$.

Bijlage C.4.4 van het voorliggende document bevat de onderbouwing voor een α_{s_u} die minimaal gelijk moet zijn aan 9. Deze onderbouwing is gebaseerd op in 2007 en 2010 uitgevoerde experimentele en numerieke simulaties van het indrukken van een staaf met cirkelvormige doorsnede in cohesieve grond. Volgens de experimentele simulaties lijkt de waarde $\alpha_{s_u} = 9$ de werkelijk ondervonden kracht bij langzame vervorming zelfs nog te onderschatten. Vermoedelijk omdat de gedraineerde schuifsterkte in de experimentele situatie groter was dan de ongedraineerde schuifsterkte. Ten slotte nog ter vergelijking: de α_{s_u} waarde voor lateraal belaste palen is volgens de veelgebruikte API RP2A (API, 2000) gelijk aan 8. En volgens Brinch-Hansen (Brinch Hansen, 1962) ligt de α_{s_u} waarde tussen de 8 en 11.

De weging die volgens de PPL moet worden toegepast (“een langs de staaf gewogen gemiddelde waarde voor de hoog karakteristieke waarde voor de ongedraineerde sterkte”) is verder voor meerdere uitleg vatbaar.

2. Ankers moeten altijd scharnierend worden uitgevoerd ter plaatse van de ankerstoel.
3. Voor de bepaling van de ankerkrachttoename voor een loodrecht belaste ankerstaaf moet een aangepaste CUR166 formule voor ‘geval 1’ worden gebruikt. Deze aanpassing bestaat eruit dat de factor $\beta_F = 4 \cdot \Pi^2$ in vergelijking (2-11) moet worden vervangen door $\beta_F = 24$.

Bijlage C.3 laat zien dat het $\beta_F = 24$ voorschrift in de PPL gebaseerd is op de - met CUR166 inconsistente - veronderstelling dat $q_0 = q_{y \cdot \text{uniform}}$. Bijlage C.3 laat ook zien dat de combinatie $\beta_F = 24$ en $q_0 = q_{y \cdot \text{uniform}}$ vrijwel volledig equivalent met de in de CUR166 voorgeschreven combinatie van $q_0 \approx \frac{4}{\Pi} \cdot q_{y \cdot \text{uniform}}$ en $\beta_F = 4 \cdot \Pi^2$.

4. Voor de ankerkrachttoename ΔF door zakkende grond moet ten opzichte van de CUR166 een extra modelfactor γ_{zb} worden gebruikt.

$$\Delta F = \gamma_{zb} \cdot \alpha_F \cdot F$$

- Voor hellingen flauwer dan 40 graden geldt $\gamma_{zb} = 1,4$.
- Voor hellingen steiler dan 40 graden geldt $\gamma_{zb} = 1,25$.

De modelfactor $\gamma_{zb} = 1,25$ wordt onderbouwd in bijlage C.4.3.4. Het is ongeveer de verhouding tussen de ankerkracht die medio 2007 met een numeriek model (ANKERSTAAF) werd gevonden voor: (a) een realistisch zettingsprofiel (casus 5) en (b) het geval dat met het CUR-model vergelijkbaar is (casus 1).

De in casus 1 gebruikte uniforme zetting en ongedraineerde sterkte zijn ongeveer gelijk aan het gemiddelde van het in casus 5 aangenomen verloop langs de staaf.

$$u_{v, \text{gemiddeld.1}} \approx \frac{\int^L u_{v.5} dL}{L} \text{ en } s_{u, \text{gemiddeld.1}} = \frac{\int^L s_{u.5} dL}{L}$$

In § C.4.3.2 wordt beschreven dat de ankerkrachttoename voor een uniforme belasting volgens ANKERSTAAF in eerste instantie significant afweek van de CUR vergelijking en ook van de ankerkrachttoename volgens twee andere numerieke modellen (ESA-PT en ABAQUS). De normaalstijfheid is in ANKERSTAAF vervolgens zo gekalibreerd dat, voor een enkel geval met vrije vervorming en uniforme belasting, uiteindelijk eenzelfde ankerkrachttoename werd gevonden als met ESA-PT en met de CUR vergelijking. Deze kalibratiefactor is echter niet generiek en leidt in andere gevallen dus niet tot de juiste ankerkracht. In § C.5 wordt daarom geconcludeerd dat het verschil tussen casus 1 en casus 5 bij toepassing van

ABAQUS anders zou kunnen zijn uitgevallen. En ook dat daarbij dan eerst zou moeten worden gecontroleerd of met ABAQUS voor casus 1 voldoende overeenkomst met de CUR formule wordt gevonden. Al met al worden in § C.5 daarom vraagtekens geplaatst bij de onderbouwing van de waarde $\gamma_{zb} = 1,25$.

De PPL schrijft nu voor dat $q_0 = \frac{4}{\Pi} \cdot q_v \cdot \cos \beta$ gecombineerd moet worden met $\beta_F = 24$ en met $\gamma_{zb} = 1,25$. Het toepassen van deze combinatie komt er op neer dat ten opzichte van de CUR formules (met $\beta_F = 4\Pi^2$) voor de ankerkrachttoename impliciet wordt gerekend met een aanzienlijk hogere modelfactor dan 1,25. Voor het geval dat alleen CUR 'geval 1' (vrije vervorming) van toepassing zou zijn ligt deze hogere waarde tussen de 1,5 en 1,6 (de waarde neemt toe naarmate de α waarde afneemt). Indien 'geval 2' (gehinderde vervorming) bepalend wordt (en dat is bij schuine ankers altijd het geval), dan neemt de totale veiligheidsfactor ten opzichte van de CUR formules nog verder toe. Voor het in hoofdstuk 6 van de PPE (POVM, 2020b) gepresenteerde rekenvoorbeeld wordt bijvoorbeeld een totale impliciete modelfactor van 1,78 ten opzichte van de CUR formules gevonden.

Voor de modelfactor $\gamma_{zb} = 1,4$ bij flauwe ankerhoeken is in de archiefdocumenten geen onderbouwing gevonden. Bij flauwere ankerhoeken zal toepassing van vergelijking (2-3) in combinatie met de CUR formules vanzelf al leiden tot toename van de ankerkracht, omdat de belastingcomponent loodrecht op de staaf groter wordt. Uit de archiefdocumenten valt echter niet af te leiden dat een numerieke berekening bij verflauwing van de ankerhoek tot een grotere relatieve toename zou leiden.

3 Voorstel voor aangepast voorschrift

3.1 Inleiding

Hierna volgt een voorstel voor aanpassing van de tekst van § 4.9.13 van deel 2 van het CUR166 handboek en/of van bijlage B1 van de PPL. In afwachting van deze eventuele aanpassing blijft het aan de lezer zelf om intussen eigen keuzes te maken. Bij beschouwing geldt op voorhand het voorbehoud dat nog enkele wezenlijke kennislacunes resteren. Zie voor deze kennislacunes de voetnoten bij de tekst en de aanbevelingen in hoofdstuk 5. Zie ten slotte bijlage A van dit kennisdocument voor een informele samenvatting, in presentatievorm, van zowel het in dit hoofdstuk gegeven voorstel als van de in hoofdstuk 5 gegeven aanbevelingen.

3.2 Bepaling ankerkrachttoename ΔF

De lezer die alleen op zoek is naar de uiteindelijk voorgestelde formules voor het geval van schuine ankers in dijken kan zich beperken tot kennisname van de formules (3-3), (3-10) en (3-11).

CUR 166: Geval 1

Gebruik voor 'geval 1' de volgende uitdrukkingen, om verwarring tussen q_0 , q_{uniform} en q_v te voorkomen en om niet langer impliciet gebruik te maken van vergelijking (2-5) voor k' .

$$\alpha_F \cdot (1 + \alpha_F)^2 = \left(\frac{q_v \cdot \cos \beta \cdot L}{F} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{24 \cdot F \cdot \left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{L \cdot k'} \right)} \right) \quad (3-1)$$

$$q_{v,\text{lokaal}} = \sigma'_v \cdot D \cdot \left[1 + \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \tan \delta' \right] \text{ voor zand} \quad (3-2)$$

$$q_{v,\text{lokaal}} = s_u \cdot D \cdot (1 + \alpha_{s_u}) \text{ voor klei en veen}^1 \quad (3-3)$$

$$\Delta F = \alpha_F \cdot F \quad (3-4)$$

met:

q_v	[N/m]	Het gemiddelde van de (situatieafhankelijk te wegen) verticale verdeelde belasting $q_{v,\text{lokaal}}$ langs de staaf ²
L	[m]	De lengte van de ankerstaaf
F	[N]	De initiële voorspankracht
ΔF	[N]	De rekenwaarde voor de ankerkrachttoename door zakkende grond
k'	[N/m]	De gecombineerde veerstijfheid van damwand en grond in de richting van de ankerstaaf. Zie § 3.3.
α_F	[-]	De verhouding tussen de toename van de ankerkracht door zakkende grond (ΔF) en de initiële voorspankracht F
EA	[N]	De normaalstijfheid van de ankerstaaf
β	[rad]	De hoek van de ankerstaaf met de horizontaal
σ'_v	[N/m ²]	verticale effectieve spanning

¹ Voor langzame vervormingsprocessen als bij zakkende grond is het eigenlijk onzuiver om de grondbelasting op de ongedraineerde sterkte te blijven baseren. Zie ook § C.4.4. Het voorlopig toch handhaven van deze keuze komt voort uit de wens om geen trendbreuk te introduceren voordat een voldoende onderbouwd alternatief voorhanden is.

² Voor wat betreft de weging van de lokale s_u waarde die in geval van schuine ankers moet worden toegepast ontbreken aanwijzingen in zowel de CUR166 als in de PPL. De gewogen gemiddelde s_u waarde moet representatief zijn voor het gebied waarin de ankerstaaf de grondverplaatsing niet kan volgen. Het lijkt aannemelijk dat, ingeval van schuine ankers in dijken, dit gebied zich vooral aan de bovenzijde van de staaf zal bevinden. Zie 'Geval 2 voor verlopende zetting'.

D	[m]	de staafdiameter
K_0	[-]	de verhouding tussen horizontale en verticale effectieve spanning
δ'	[rad]	de wrijvingshoek op het contactvlak tussen grond en ankerstaaf
s_u	[N/m ²]	de hoge karakteristieke waarde voor de ongedraineerde sterkte
α_{s_u}	[-]	een invloedsfactor, die minimaal gelijk is aan 9.

Vergelijking (3-1) is in § C.3.2 van dit kennisdocument direct afgeleid voor een uniforme belasting en louter kabelwerking. Het toepassen van de huidige CUR166 formule (2-11) leidt tot (vrijwel) hetzelfde resultaat, indien daarin voor de amplitude van de equivalente fictieve sinusvormige belasting wordt ingevuld: $q_0 = \frac{4}{\pi} \cdot q_v \cdot \cos \beta$.

Voor de ongehinderde verplaatsing ter plaatse van het staafmidden ($y_0 = u_y(x = L/2)$) geldt daarbij volgens § C.3.2:

$$y_0 = u_y(x = L/2) = \frac{1}{(1 + \alpha_F)} \cdot \frac{q_v \cdot \cos \beta \cdot L^2}{8 \cdot F} \quad (3-5)$$

Vergelijking (3-5) volgt direct uit de kabelvergelijking bij een uniforme belasting. Het toepassen van de CUR166 formule (2-12) voor de verplaatsing ter plaatse van het midden leidt tot een 3 % kleinere waarde, indien in (2-12) voor de amplitude van de equivalente fictieve sinusvormige belasting wordt ingevuld: $q_0 = \frac{4}{\pi} \cdot q_v \cdot \cos \beta$.

CUR 166: Geval 2 voor uniforme zetting

Wanneer de uniform aangenomen grondverplaatsing loodrecht op de staaf kleiner is dan y_0 , dan moet volgens de CUR166 rekening worden gehouden met deels gehinderde uitbuiging ('geval 2'). Voor dit geval geldt onveranderd:

$$n = y_0 / (\cos \beta \cdot u_{v,\text{uniform}}) \quad (3-6)$$

$$\alpha_{F,n}^2 \cdot (1 + \alpha_{F,n}) = \alpha_F^2 \cdot (1 + \alpha_F) \cdot \frac{1}{n^3} \quad (3-7)$$

$$\Delta F_n = \alpha_{F,n} \cdot F \quad (3-8)$$

met

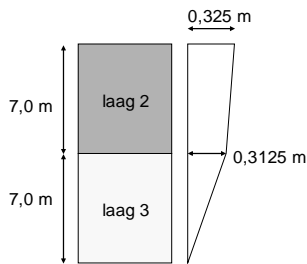
$u_{v,\text{uniform}}$	De uniform aangenomen verticale grondverplaatsing (zetting)
n	De verhouding tussen de maximale verplaatsing y_0 bij ongehinderde vervorming ('geval 1') en de uniform aangenomen grondverplaatsing loodrecht op de staaf ter plaatse van het staaf-midden
$\alpha_{F,n}$	De verhouding tussen de toename van de ankerkracht door zakkende grond (ΔF_n) en de initiële voorspankracht F bij deels gehinderde uitbuiging ('geval 2')

Als gelijkwaardig alternatief voor de gecombineerde toepassing van de vergelijkingen (3-1) (3-5) (3-6) en (3-7) mag volgens § C.3.2 voor de bepaling van $\alpha_{F,n}$ ook direct gebruik worden gemaakt van vergelijking (3-9). Het getalsmatige resultaat is identiek. Daarom wordt hier zonder verder uitschrijven gesteld dat het invullen van de vergelijkingen (3-1), (3-5) en (3-6) in (3-7) uiteindelijk ook precies tot vergelijking (3-9) zal leiden.

$$\alpha_{F.n} \cdot (1 + \alpha_{F.n})^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{3} \cdot q_{v,\text{uniform}}^{\frac{1}{2}} \cdot (\cos \beta)^2 \cdot F^{-\frac{3}{2}} \cdot \frac{u_{v,\text{uniform}}^{\frac{3}{2}}}{\left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'}\right)} \quad (3-9)$$

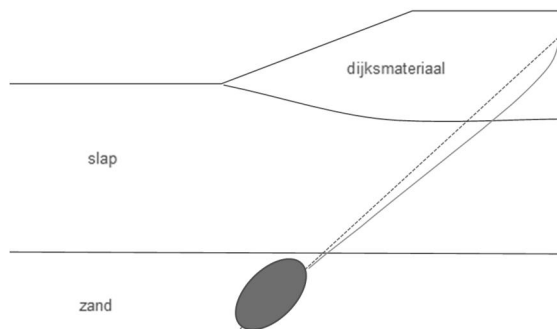
PPL: Aangepast geval 2, voor verlopende zetting

Vergelijking (3-9) is afgeleid voor een grondzetting $u_{v,\text{uniform}}$ die langs de staaf constant is. Zie ook Figuur 2-3. Bij schuine ankers in dijken is echter sprake van een verlopende zetting, waarbij de samendrukking zich bovendien concentreert in het slappe pakket onder de dijk. Zie Figuur 3-1.



Figuur 3-1 Typisch zettingsprofiel bij dijken

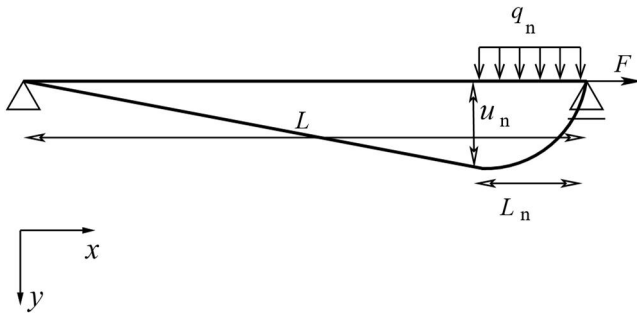
De zetting in de bovenste regio zal dan nog ongeveer gelijk zijn aan de grondverplaatsing bij de ankerkop.



Figuur 3-2 Aannemelijke doorhangvorm, met een gekromd deel aan bovenzijde

In het geval van het typische zettingsprofiel zoals in Figuur 3-1 lijkt een doorhangvorm aannemelijk zoals in Figuur 3-2. Het mechanisch model voor CUR166 'geval 2', zoals aangenomen bij de afleiding van vergelijking (3-9), is voor die situatie niet bedoeld. In dat model wordt namelijk een doorhang aangenomen die aan beide zijden gelijk is, zie Figuur 2-3.

In het geval van een verlopende zetting wordt in dit kennisdocument daarom een aanpast eenvoudig alternatief mechanisch model voorgesteld. Dit model is weergegeven in Figuur 3-3. Ook dit alternatieve model is gebaseerd op de kabelvergelijking. In vergelijking tot het mechanisch model voor CUR166 'geval 2' wordt in het aangepaste model slechts één gekromd deel aangenomen (in plaats van twee) en leidt de scheefstand van het rechte deel bovendien tot enige aanvullende kabelverlenging.



Figuur 3-3 Aangenomen mechanicamodel voor verlopende zetting, waarin de kabelvervorming op het rechte deel wordt gelimiteerd door de grondverplaatsing u_n loodrecht op de kabel, met $u_n \leq \cos(\beta) \cdot u_{v.kop}$

Langs het gekromde deel wordt in het voorgestelde model loodrecht op de staaf een uniforme grondverplaatsing aangenomen, gelijk aan u_n . Bij het voor dijken typische zettingsprofiel is een redelijke keuze: $u_n = \cos(\beta) \cdot u_{v.kop}$, met $u_{v.kop}$ de verticale grondverplaatsing ter plaatse van de ankerkop.

Vergelijking (3-10) geeft de uitdrukking die bij deze aannames kan worden toegepast voor de $\alpha_{F,n}$ bepaling.

$$\Delta L_{\text{gekromd}} + \Delta L_{\text{recht}} = \alpha_{F,n} \cdot F \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'} \right) \quad (3-10)$$

$$\Delta L_{\text{gekromd}} = \frac{(\cos(\beta) \cdot q_v)^2 \cdot L_n^3}{6 \cdot F^2 \cdot (1 + \alpha_{F,n})^2}$$

$$\Delta L_{\text{recht}} = \sqrt{(L - L_n)^2 + (\cos(\beta) \cdot u_{v.boven})^2} - L + L_n$$

$$L_n^2 = (1 + \alpha_{F,n}) \cdot \frac{2 \cdot F \cdot u_{v.kop}}{q_v}$$

met:

q_v	[N/m]	De over de lengte L_n gemiddelde waarde van de verticale verdeelde belasting $q_{v.lokaal}$. Voor $q_{v.lokaal}$ geldt vergelijking (3-3), zolang sprake is van cohesieve grond.
L_n	[m]	De geprojecteerde lengte van het gekromde deel
$u_{v.kop}$	[m]	De verticale grondverplaatsing ter plaatse van de kop van het anker.
L	[m]	De lengte van de ankerstaaf
$\Delta L_{\text{gekromd}}$	[m]	De verlenging van het gekromde deel
ΔL_{recht}	[m]	De verlenging van het rechte deel
F	[N]	De initiële voorspankracht
k'	[N/m]	De gecombineerde veerstijfheid van damwand en grond in de richting van de ankerstaaf. Zie § 3.3.
$\alpha_{F,n}$	[-]	De verhouding tussen de toename van de ankerkracht door zakkende grond en de initiële voorspankracht F
EA	[N]	De normaalstijfheid van de ankerstaaf
β	[rad]	De hoek van de ankerstaaf met de horizontaal

Om gevoel te krijgen voor het verschil met vergelijking (3-9): als ΔL_{recht} wordt verwaarloosd, dan is het resultaat na het oplossen van vergelijking (3-10) precies gelijk aan het resultaat na het oplossen van vergelijking (3-9), wanneer in (3-9) wordt ingevuld: $u_{v,\text{uniform}} = (0,5)^{\frac{2}{3}} \cdot u_{v,\text{kop}}$.

Langs het rechte deel wordt impliciet verondersteld dat de kabel de grondverplaatsing kan volgen zonder enige grondreactie en bijbehorende kromming. Ten opzichte van de werkelijkheid is dit optimistisch. De werkelijke kabelverlenging zal op dit deel dus worden onderschat. Daarom is een aanvullende modelfactor γ_{zb} nodig. Een pragmatisch voorstel daarvoor is een modelfactor $\gamma_{zb} = 1,25$.

$$\Delta F_n = \gamma_{zb} \cdot \alpha_{F,n} \cdot F; \quad \gamma_{zb} = 1,25 \quad (3-11)$$

met

- ΔF_n [N] De rekenwaarde voor de ankerkrachttoename door zakkende grond
- γ_{zb} [-] De modelfactor voor schuine ankers³, bij toepassing van vergelijking (3-10)

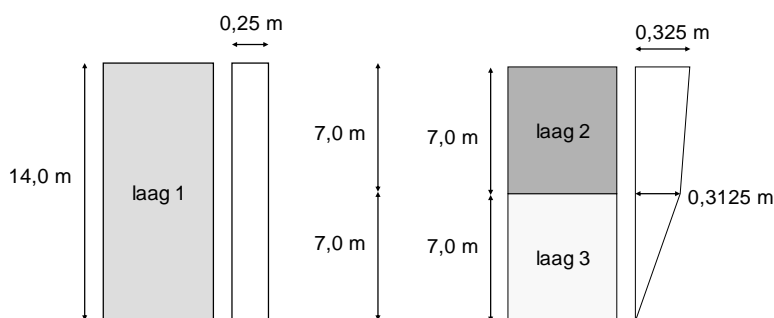
De beperkte onderbouwung voor dit voorstel is ontleend aan de resultaten van een anno 2007 uitgevoerde numerieke studie. Zie § C.4.3.4. Deze numerieke studie kende echter beperkingen⁴. In de nabije toekomst is daarom een betere onderbouwung nodig.

Een toelichting op de aan de numerieke studie ontleende modelfactor volgt hierna.

Figuur 3-4 toont twee gevallen, die tijdens de numerieke studie met elkaar zijn vergeleken. Het geval aan linkerkant (referentiegeval) komt overeen met de voor CUR166 'geval 2' ook aangenomen situatie. Dat wil zeggen: een uniforme zetting.

De zettingsprofielen zijn zó gekozen dat de langs de staaf gemiddelde waarde bij benadering overeenkomt: voor een exacte overeenkomst zou de uniforme zetting loodrecht op de staaf in het referentiegeval gelijk aan 0,2375 m moeten zijn. Er is dus gebruikt:

$$\cos \beta \cdot u_{v,\text{referentie}} = 0,25 \text{ m} \approx \cos \beta \cdot \frac{\int^L u_{v,\text{realistisch}} dL}{L} = 0,2375 \text{ m} \quad (3-12)$$



Figuur 3-4 Links het referentiegeval en rechts het realistische geval, zoals anno 2007 vergeleken tijdens een numerieke studie. De in de figuur getoonde grondverplaatsingen staan loodrecht op de staaf-as. De langs de staaf gemiddelde zetting en schuifsterkte komen in beide gevallen (ongeveer) overeen.

³ Bij de toe te passen modelfactor wordt geen onderscheid meer gemaakt naar hellingshoek, zoals nog wel in de PPL.

⁴ Zie de kanttekeningen die in § 2.2 en § C.4.3 al zijn geplaatst bij het in 2007 toegepaste numerieke model. Gezien de manco's van dit numerieke model, is het onzeker in hoeverre mag worden vertrouwd op de uitkomsten daarvan.

Tabel 3.1. Parameters zoals binnen de numerieke studie gebruikt

s_u – laag 1	50	kPa
s_u – laag 2	75	kPa
s_u – laag 3	25	kPa
D_{staaf}	0,08	m
L_{staaf}	19,8	m
β_{anker}	45	grad
EA_{staaf}	$1,01 \cdot 10^6$	kN
EI_{damwand}	10^5	kNm^2/m
c_{hed}	4000	kN/m^2
F_a	250	kN/m

Vergelijking van de analytische en numerieke uitkomsten voor deze twee gevallen leert het volgende.

- 1) Bij toepassing van de vergelijking (3-9) voor uniforme zetting volgt voor het referentiegeval (met invoer van $u_{v,\text{uniform}} = \frac{\int^L u_v dL}{L} \approx 0,25 / \cos(\beta)$ en $s_{u,\text{uniform}} = \frac{\int^L s_u dL}{L} = 50$) een $\alpha_{F,n}$ die gelijk is aan 1,37.
- 2) Bij toepassing van vergelijking (3-10) voor verlopende zetting volgt voor het realistische geval (met invoer van $u_{v,\text{kop}} = \frac{0,325}{\cos(\beta)}$ en $s_u = 75$) een $\alpha_{F,n}$ die gelijk is aan 1,4.⁵
- 3) Uit de numerieke studie volgde anno 2007 een ankerkrachttoename die in het realistische geval ongeveer 25 % hoger uitviel dan de ankerkrachttoename in het referentiegeval, zie Figuur C-9. Op die basis is de PPL modelfactor $\gamma_{zb} = 1,25$ bepaald.

De ankerkrachttoename volgens aanpak 1) en 2) blijkt in dit geval vrijwel gelijk. Dit zal overigens niet in alle situaties zo zijn. Maar vanwege de hier gevonden overeenkomst, is het verdedigbaar om bij toepassing van vergelijking (3-10) vooralsnog ook $\gamma_{zb} = 1,25$ te gebruiken, in afwachting van beter en completer vergelijkingsmateriaal.

⁵ Om gevoel te krijgen: bij het invullen van $(0,5)^{\frac{2}{3}} \cdot u_{v,\text{kop}}$ en $s_u = 75 \text{ kPa}$ resulteert een $\alpha_{F,n}$ die gelijk is aan 1,23. Het verschil tussen 1,23 en 1,4 wordt veroorzaakt door ΔL_{recht} .

3.3 Bepaling buigend moment onder dagelijkse omstandigheden

Met de kromming κ , die volgt uit de in § C.3.2 gebruikte kabelvergelijking, wordt in 'geval 1' de volgende uitdrukking gevonden voor het buigend moment⁶ onder dagelijkse omstandigheden.

$$M = EI \cdot \kappa \approx \left(\frac{1}{1 + \alpha_F} \right) \cdot \frac{q_v \cdot \cos(\beta) \cdot EI}{F} \quad (3-13)$$

In analogie volgt voor 'geval 2':

$$M = EI \cdot \kappa \approx \left(\frac{1}{1 + \alpha_{F,n}} \right) \cdot \frac{q_v \cdot \cos(\beta) \cdot EI}{F} \quad (3-14)$$

3.4 Bepaling veerstijfheid k' ter plaatse van de ankerstoel

Voor de bepaling van k' bestaan twee opties:

Optie 1: Bepaling op basis van de volgende standaard tussenwaarde voor twee verschillende analytische oplossingen in het geval van een verend ondersteunde ligger. De ondergrens wordt gevonden bij de oplossing voor een puntlast op het uiteinde. De bovengrens wordt gevonden bij de oplossing voor een puntlast in het midden.

$$\frac{a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damwand}/c_{bed}}}{2 \cdot \cos(\beta)} < k' < \frac{2 \cdot a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damwand}/c_{bed}}}{\cos(\beta)} \quad (3-15)$$

Standaard tussenwaarde:

$$k' = \frac{a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damwand}/c_{bed}}}{\cos(\beta)} \quad (3-16)$$

met:

k'	[N/m]	De gecombineerde veerstijfheid van damwand en grond in de richting van de ankerstaaf
a	[m]	de ankerafstand
c_{bed}	[N/m ³]	de horizontale beddingsconstante van de grond per strekkende meter ⁷ .
$EI_{damwand}$	[N/m ⁷]	de buigstijfheid van de damwand per strekkende meter
β	[rad]	De hoek van de ankerstaaf met de horizontaal

⁶ De CUR166 geeft een uitdrukking voor het buigend moment. Deze is daarom ook in dit kennisdocument opgenomen. Volgens de PPL mogen buigspanningen verwaarloosd worden. Uit de kabelvergelijking berekende krommingen blijken echter toch tot significante buigspanningen te kunnen leiden. Om te bepalen in hoeverre verwaarlozing van buigspanningen verdedigbaar is, is nader onderzoek nodig, met hulp van numerieke modellen. Zie de aanbevelingen in hoofdstuk 5.

⁷ Voor het bepalen van een hoge karakteristieke lange-duur c_{bed} waarde in gelaagde grond ontbreken expliciete aanwijzingen in zowel de CUR166 als in de PPL. De CUR166 tabel 3.10 geeft echter wel hoge karakteristieke waarden die bruikbaar lijken voor een enkele grondsoort. Nader onderzoek is echter nodig om eenduidige aanwijzingen te kunnen geven.

Optie 2: Indien de gronddekking minder dan 1,5 keer de golflengte ($\sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}}$) bedraagt⁸ mag op basis van een eindige-elementenberekening⁹ een waarde worden gezocht die ligt tussen de standaard tussenwaarde en de analytische ondergrens volgens optie 1.

$$k' = \frac{\Delta F_{\text{anker}}}{\cos(\beta) \cdot \Delta u_h} = \frac{a \cdot \Delta F_{\text{EEM}}}{\cos(\beta) \cdot \Delta u_h} \quad (3-17)$$

met:

a	[m]	de ankerafstand
ΔF_{anker}	[N]	de ankerkrachttoename door zakkende grond
ΔF_{EEM}	[N/m]	de ankerkrachttoename door zakkende grond per strekkende meter damwand, zoals in de eindige-elementenberekening gebruikt ¹⁰
Δu_h	[m]	de horizontale damwandverplaatsing bij vergroting van de ankerkracht (ΔF)
β	[rad]	de hoek van de ankerstaaf met de horizontaal

De volgens optie 2 bepaalde waarde voor k' mag alleen dán lager zijn dan de analytische ondergrens $\frac{a \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}}}{2 \cdot \cos(\beta)}$, wanneer daarbij afzonderlijk wordt aangetoond dat er wél een waarde boven deze ondergrens wordt gevonden bij een horizontaal maaiveld. De gronddekking, grondeigenschappen, gelaagdheid en initiële voorspankracht moeten daarbij gelijk blijven.

Daarnaast gelden ook nog de volgende eisen.

- In het geval van stabiliteitsverhogende wanden moet het eindige-elementenmodel gebaseerd zijn op de aanwijzingen in de PPE (POVM, 2020b).
- De bepaling van Δu_h ter plaatse van de gording moet binnen de rekenfasering worden uitgevoerd in een extra rekenfase, ná het eerst aanbrengen van de initiële voorspankracht F . Zowel de initiële voorspankracht als de extra voorspankracht in de eindige-elementenberekening werken volgens de PPE en PPL per strekkende meter damwand: $\Delta F_{\text{EEM}} = \frac{\Delta F_{\text{anker}}}{a}$.
- Binnen de extra rekenfase waarin ΔF_{EEM} wordt aangebracht moet gebruik worden gemaakt van karakteristieke bovengrenswaarden voor de sterkte en stijfheid van de grond die de damwand ondersteunt. Dit is nodig om een karakteristieke bovengrenswaarde voor k' te vinden. De schuifsterkte van de grond moet dermate groot worden gekozen dat er in de bepalende rekenfase geen wezenlijke Mohr-Coulomb plasticiteit ontstaat. Er mag alleen rekening worden gehouden met de vervorming die optreedt binnen één dag na het aanbrengen van ΔF_{EEM} . De normaalstijfheid van de interface-elementen moet daarbij zodanig groot worden gekozen dat de niet-fysische horizontale verschilverplaatsing tussen grond en damwand verwaarloosbaar klein is ten opzichte van de horizontale damwandverplaatsing zelf.

⁸ Dit is de bestaande CUR166 voorwaarde, die is gehandhaafd omwille van continuïteit.

⁹ Deze optie geldt bij toepassing van de PPL voor stabiliteitsverhogende wanden. Gebruik van een eindige-elementenmodel is dan standaard. In analogie kan voor andere gevallen uiteraard worden overwogen om de bepaling van k' te gaan baseren op resultaten van een damwandprogramma als D-Sheetpiling. In de aanstaande update van de CUR166 zal deze optie vermoedelijk ook worden benoemd.

¹⁰ PLAXIS rekent de F_{EEM} uit op basis van invoer van F_{anker} en ankerafstand a .

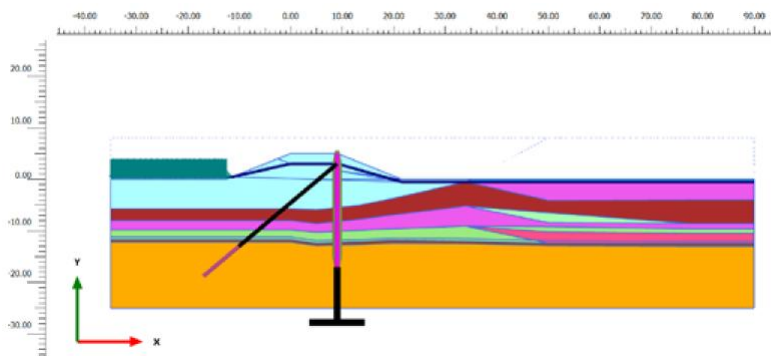
- De grootte van de uiteindelijk aan te brengen ΔF_{EEM} kan als volgt worden bepaald:
 - o Bepaal in de extra rekenfase de k' als functie van $a \cdot \Delta F_{EEM}$, door ΔF_{EEM} in stappen te vergroten;
 - o Indien de k' varieert als functie van $a \cdot \Delta F_{EEM}$:
 - Bepaal met vergelijking (3-1) tot en met (3-4) de ΔF_{anker} ook als functie van k' ;
 - Zoek de k' waarde op waarbij geldt: $a \cdot \Delta F_{EEM} = \Delta F_{anker}$.

4 Rekenvoorbeeld

4.1 Inleiding

De in hoofdstuk 3 van dit kennisdocument voorgestelde rekenmethodiek wordt hierna geïllustreerd aan de hand van het rekenvoorbeeld van een verankerde damwand uit hoofdstuk 6 van de PPE.

De geometrie voor deze casus is herhaald in Figuur 4.1.



Figuur 4.1. Gehanteerde geometrie voor rekenvoorbeeld verankerde damwand in H6 van PPE

In Tabel 4.1 zijn de in de PPE gerapporteerde rekenresultaten voor de ankerkrachten uit het rekenvoorbeeld overgenomen (tabel 6.8 in PPE). Bijlage G van de PPE geeft de invoer en uitvoer van de spreadsheet die aan de berekende ankerkrachttoename ten grondslag heeft gelegen.

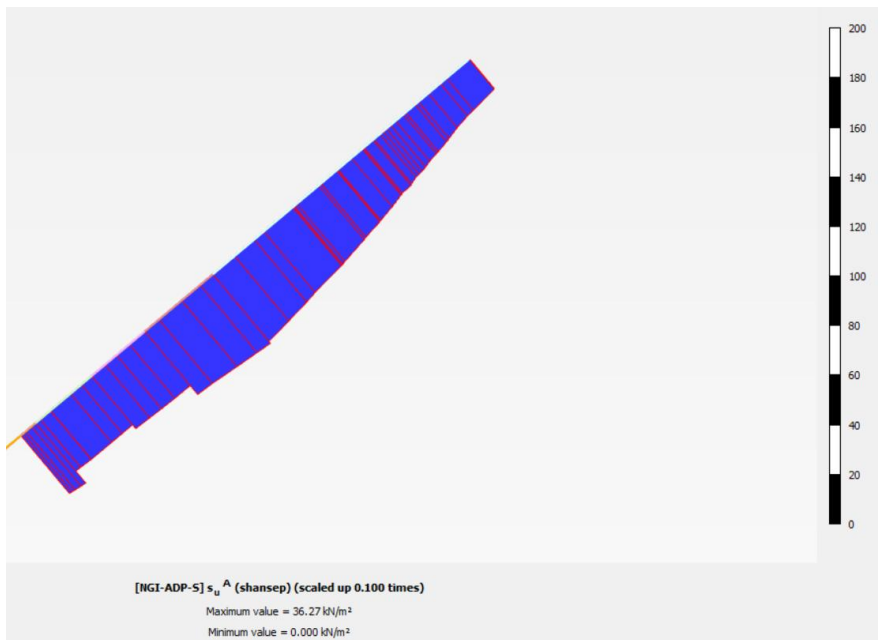
Tabel 4.1. Rekenresultaten voor ankerkrachten voor rekenvoorbeeld verankerde damwand in H6 uit PPE

Ankerkrachten			
Ankerkracht na bodemdaling (PLAXIS Fase 3a)	$F_{fase\ 3a}$	kN/anker	134
Gemiddelde zakking langs ankerstang	$u_{y;ank;3a}$	m	0,2
Gemiddelde schuifsterkte langs ankerstang	$S_{u;ank;3a}$	kPa	25
Toename ankerkracht (zie voor berekening Bijlage E3)	ΔF	kN/anker	520 (416*1,25)
Totale ankerkracht in te voeren als prestress (PLAXIS Fase 3b)	$F_{fase\ 3b}$	kN/anker	550

Bij beschouwing van de in het rekenvoorbeeld gebruikte invoer voor PLAXIS en voor het CUR166 model komen de volgende onvolkomenheden en inconsistenties naar voren:

- Fase 4b is in de PLAXIS invoer nog niet parallel gezet naast fase 5, zoals in de PPE wel is voorgeschreven.
- In de PLAXIS invoer is het tijdsinterval gelijk aan nul gekozen in alle rekenfasen behalve de kruipfase. Zoals inmiddels bekend, is voor het *Soft Soil Creep* model echter een tijdsinterval nodig van minimaal 1 dag om cap-hardening mogelijk te maken is. Zie de Vragen & Antwoorden op het POVVM gebruikersplatform.
- Voor de ankerkrachttoename door zakkende grond is bij toepassing van de CUR166 formule gebruik gemaakt van $\beta_F = 4\Pi^2$ en niet van de in de PPL voorgeschreven $\beta_F = 24$.

- Voor de ankerkrachttoename door zakkende grond die in PLAXIS in rekening is gebracht, is geen gebruik gemaakt van de in de PPL voorgeschreven $\gamma_{zb} = 1,25$, hoewel de in dit kennisdocument overgenomen Tabel 4.1 dit wel suggereert.
- In de PLAXIS invoer wordt een initiële voorspanning van 250 kN/anker gebruikt, terwijl in de PPE 100 kN/anker is gerapporteerd. Bij aanpassing van de invoer naar 100 kN/anker wordt wel weer ongeveer de gerapporteerde ankerkracht na bodemdaling in fase 3a van 134 kN/anker gevonden, die in bijlage G van de PPE ook als de initiële ankerkracht voor de CUR166 formule is gebruikt.
- In bijlage G.2 van de PPE is gerekend met de normaalstijfheid EA behorend bij een massieve staaf met diameter $D_0 = 101,6$ mm. Dat wil zeggen: $EA = 1,7E6$ kN. De aanname van een massieve staaf is echter niet consistent met het in het PPE rekenvoorbeeld gekozen ankertype, namelijk een (hol) Leeuwanker 101,6x22,2 mm. Deze doorsnede heeft in werkelijkheid een normaalstijfheid $EA = 1,16E6$ kN. Ten behoeve van de vergelijking met het PPE voorbeeld is in dit kennisdocument ook $EA = 1,7E6$ kN gebruikt. Bij toepassing van de formules voor ankerkrachttoename zal met $EA = 1,16E6$ kN echter een lagere ankerkrachttoename worden gevonden.
- Volgens bijlage G van de PPE is in het rekenvoorbeeld een waarde van 29 kN/m² gebruikt voor de ongedraineerde sterkte s_u die in de CUR formule is ingevuld. Volgens tabel 6.8 van de PPE is die waarde echter 25 kN/m². Figuur 4.2 toont de ongedraineerde sterkte die in PLAXIS langs de ankerstaaf wordt gevonden in fase 4b (switch naar SHANSEP). Het gemiddelde zou qua orde-grootte ongeveer 29 kN/m² kunnen zijn. De gepresenteerde PLAXIS waarden zijn echter laag-karakteristieke waarden, terwijl in de CUR formule een hoog-karakteristieke waarde zou moeten worden ingevoerd, die representatief is voor het bovenste deel.



Figuur 4.2. Laag-karakteristieke waarde voor de ongedraineerde sterkte langs de ankerstaaf volgens PLAXIS

- Volgens bijlage G van de PPE is in het rekenvoorbeeld aan de verdeelde belasting loodrecht op de staaf ($\cos(\beta) \cdot q_{v,uniform}$) ook een bijdrage toegevoegd van het gewicht van de ankerstaaf. In die bijdrage is geen rekening met de ankerhoek gehouden. In de PPE is dus gebruikt:

$$\cos(\beta) \cdot q_{v,uniform} = \cos(\beta) \cdot D \cdot (1 + \alpha_{s_u}) \cdot s_u + q_{gewicht} = 22,6 + 0,6 = 23,2 \text{ kN/m.}$$

In het rekenvoorbeeld is in het CUR model tenslotte een waarde van 0,2m ingevuld voor de gemiddelde grondverplaatsing loodrecht op de ankerstaaf. In H4 van de PPE staat verder als uitgangspunt dat de aan te nemen kruindaling gelijk aan 0,50 m is. Bij een ankerhoek van 40 graden is dan blijkbaar gebruik gemaakt van een (bij benadering) gemiddelde waarde over de hoogte.

$$u_{v,\text{uniform,gemiddeld}} = 0,2 / \cos(\text{rad}(40)) \approx 0,26 \text{ m}$$

Onder aanname dat beoogd werd: $u_{v,\text{uniform}} = 0,5 \cdot u_{v,\text{kop}}$, is daarmee impliciet gerekend met een zetting ter plaatse van de ankerkop van 0,52m.

4.2 Bepaling veerstijfheid k' - Optie 1 (analytisch)

Uit het rekenvoorbeeld volgt dat de ankerstoel op NAP +3 m is geplaatst en dat de kruin van de dijk op NAP +5 m ligt. Uit het rekenvoorbeeld in bijlage G2 van de PPE volgt een golflengte λ van 3,33 m. Conform het PPE voorbeeld wordt gehanteerd $c_{\text{bed}} = 4500 \text{ kN/m}^3$, $a = 2,8 \text{ m}$ en ankerhoek is 40 graden. De gebruikte c_{bed} waarde lijkt te zijn afgeleid uit tabel 3.10 van de CUR166, als de hoge karakteristieke waarde voor de secant stijfheid van de 2^e tak van de vervormingsafhankelijke beddingsconstante (de $k_{h,2}$) voor matig geconsolideerde klei.¹¹ Tabel 4.2 geeft de diverse (analytische) waarden voor k' die daaruit volgen.

Tabel 4.2. Waarden voor de k' volgens optie 1 (analytisch)

Waarde	Formule	k' [kN/m]
Ondergrens	$\frac{a \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{\frac{4EI_{\text{damwand}}}{c_{\text{bed}}}}}{2 \cdot \cos(\beta)}$	27400
Standaard tussenwaarde	$\frac{a \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{\frac{4EI_{\text{damwand}}}{c_{\text{bed}}}}}{\cos(\beta)}$	54800
Bovengrens	$\frac{2 \cdot a \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{\frac{4EI_{\text{damwand}}}{c_{\text{bed}}}}}{\cos(\beta)}$	109600

Volgens de CUR166 moet de standaard tussenwaarde worden gehanteerd bij een gronddekking van minimaal $1,5 \cdot \text{golflengte} = 5 \text{ m}$. In dit geval is gronddekking minder groot. In dit geval kan met hulp van optie 2 een waarde voor de k' worden gevonden die tussen de ondergrens en de standaard tussenwaarde in ligt.

4.3 Bepaling veerstijfheid k' - Optie 2 (numeriek)

In het PLAXIS model wordt een aparte fase ingevoerd direct na fase 2 'aanbrengen damwand en verankering met initiële voorspanning'. Deze fase is geen onderdeel van de normale rekengang maar staat hier 'parallel' aan. In deze aparte fase moeten hoog-karakteristieke waarden voor de sterkte en stijfheid worden gebruikt voor alle (relevante) grondlagen, om tot een bovengrens voor de veerstijfheid k' ter plaatse van de ankerstoel te komen. Effectief is in dit rekenvoorbeeld alleen de sterkte en stijfheid verhoogd voor de bovenste laag 'Dijkmateriaal'. Gezien de dikte van deze laag zal deze vrijwel geheel de bijkomende vervorming ter plaatse van de ankerstoel bepalen.

¹¹ In voetnoot 7 (§ 3.4) is al aangegeven dat er in dit kennisdocument nog geen voorstel wordt gedaan voor een eenduidige bepaling van c_{bed} . Daarvoor is eerst nader onderzoek nodig. In hoeverre de hoge karakteristieke waarde voor de secant stijfheid van de 2^e tak van de vervormingsafhankelijke beddingsconstante uit CUR166 tabel 3.10 de lange-duur grondreactie beschrijft is daarom vooralsnog een kennislacune.

Voor de hoog-karakteristieke waarden voor de sterkte van de laag 'Dijksmateriaal' is gekozen voor:

- Cohesie $c' = 8$ kPa (gekozen)
- Effectieve wrijvingshoek $\phi' = 42$ graden (geschat)

Voor de wrijvingshoek kan op basis van het beschikbare grondonderzoek nog wel de werkelijke karakteristieke hoge waarde worden gevonden. De in het PPE rekenvoorbeeld gebruikte cohesiewaarde van 5 kPa is echter niet gebaseerd op grondonderzoek, maar heeft louter tot doel om ondiepe glijvlakken te voorkomen.

Bij ondiepe ankers kan de cohesie echter wel een relatief grote invloed hebben op de k' bepaling, indien plasticiteit ontstaat. In dit rekenvoorbeeld is daarom gekeken of zich achter de damwand bij het aanbrengen van de voorspankracht geen grote mate van (Mohr-Coulomb) plasticiteit ontwikkelt. Zolang er bij de gekozen belastingen vrijwel geen plasticiteit optreedt zullen de (Mohr-Coulomb) sterkteparameters in praktijk immers ook vrijwel geen invloed hebben op de damwandvervormingen.

De volgende lage karakteristieke waarden van de stijfheidsparameters van de grondlaag 'Dijksmateriaal' (welke leiden tot de hoogste stijfheden) zijn overgenomen uit tabel D.8. van het rekenvoorbeeld in de PPE:

- $\lambda^* = 0,0363$
- $\kappa^* = 0,0028$
- $\mu^* = 0,0014$

In de aangemaakte additionele rekenfase is verder het volgende aangehouden:

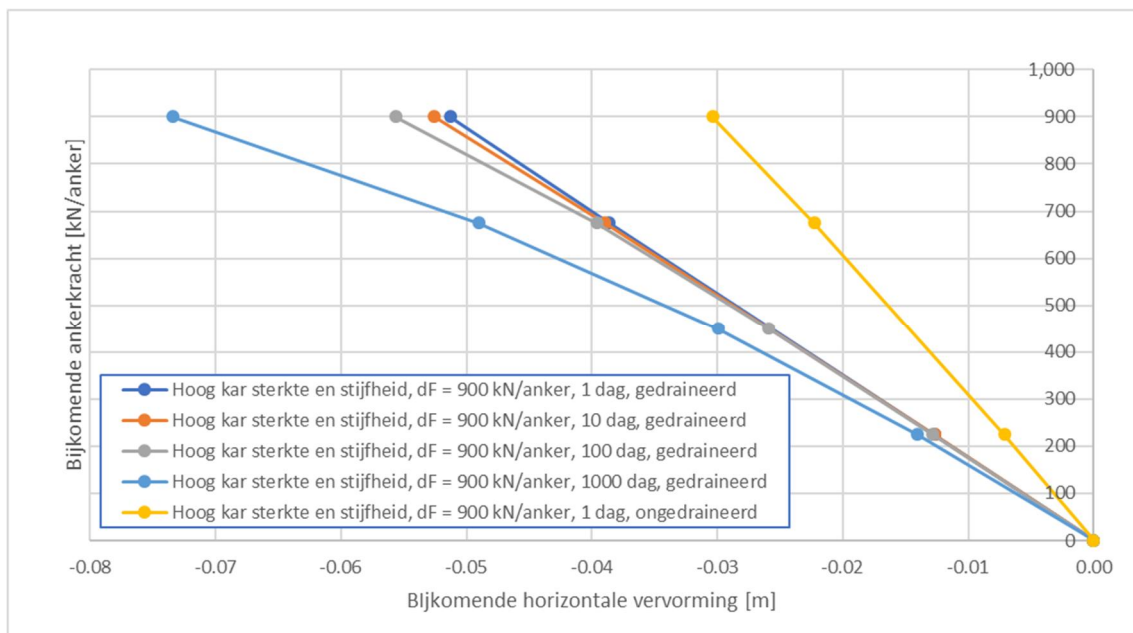
- Aan het begin van deze fase is *reset displacements* geactiveerd;
- De ingevoerde *pre-stress* is 1000 kN/anker (de toename in ankerkracht tov vorige fase is daarmee effectief 900 kN/anker);
- De bovenbelasting is niet actief.

Er is verder gevarieerd met de volgende rekeninstellingen in de additionele rekenfase:

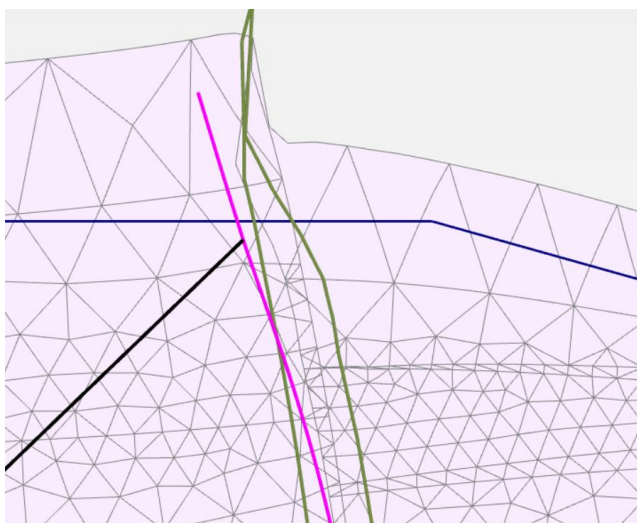
- Tijdsinterval: 1, 10, 100 en 1000 dagen i.c.m. gedraineerd gedrag (*ignore undrained behaviour* aangevinkt);
- En ook 1 dag tijdsinterval met ongedraineerd gedrag (*ignore undrained behaviour* niet aangevinkt).

Figuur 4.3 toont de rekenresultaten. De PLAXIS resultaten zijn uitgelezen als u_x (de horizontale verplaatsing op de damwand ter plaatse van de ankerbevestiging) versus $SUMMStage$ (belastingsfactor) en in de grafiek omgezet naar kracht-verplaatsingsdiagrammen. Hierbij geldt dat $SUMMStage$ (lopend van nul naar één) een lineaire maat is voor de (gedefinieerde) ankerkrachtoename in de additionele fase. Uit de resultaten kan het volgende worden geconcludeerd:

- zowel het toegepaste tijdsinterval als het gedraineerd/ongedraineerd rekenen heeft invloed op de resulterende vervorming en daarmee dus op de resulterende veerstijfheid k' .
- Uit inspectie van de *deformed mesh* plot in Figuur 4.4 blijkt dat er een invloed is van de interface-stijfheid op de vervormingen. Bij beschouwing van de numerieke resultaten voor de run met 1 dag tijdsinterval, gedraineerd, lopen de verschillen tussen de horizontale vervormingen van wand en aanliggende grond in dit geval op tot meer dan 1 cm, t.o.v. een absolute vervorming van ca. 5 cm van de wand. Dit suggereert dat de stijfheid van de interface bij de standaard instellingen een significante (en fysisch niet realistische) invloed heeft op de veerstijfheid k' .
- Bij beschouwing van de situatie met 1 dag tijdsinterval en ongedraineerd is blijft de vervorming van de interface beperkt tot enkele mm's op een totaal vervorming van ca. 3 cm. De invloed van de interface op de veerstijfheid k' is nog steeds aanwezig maar een stuk kleiner.



Figuur 4.3. Rekenresultaten uit de additionele fase, gepresenteerd als bijkomende ankerkracht versus bijkomende horizontale vervorming



Figuur 4.4. Detail van de wand en interface-vervormingen voor de berekening met 1 dag, gedraineerd. De vervormingen zijn met een factor 50 opgeschaald.

Voor de k' volgens 'Optie 2' worden hierna twee mogelijkheden beschouwd:

- Berekening 1 dag, gedraineerd, gecorrigeerd voor de geconstateerde niet-fysische interface samendrukking van 0,01m: $k' = 900 / (\cos(40) * 0.04) \approx 28500 \text{ kN/m}$
- Berekening 1 dag, ongedraineerd: $k' = 900 / (\cos(40) * 0.03) \approx 39000 \text{ kN/m}$

Beide k' veerstijfheden liggen tussen de standaard tussenwaarde (54740 kN/m) en de ondergrens (27400 kN/m) op basis van de analytische bepaling. Mogelijkheid 2a (gedraineerde respons) ligt in dit geval opmerkelijk dicht bij de analytische ondergrens. De ongedraineerde kort-duur respons (mogelijkheid 2b) geeft een aannemelijke bovengrens voor de (lange-duur) veerstijfheid k' en maakt tevens een vergelijking mogelijk met praktijkmetingen.

Merk op dat uit Figuur 4.3 volgt dat de veerstijfheid k' vrijwel constant is binnen de gekozen ankerkrachttoename van 900 kN. Dit betekent dat met deze k' waarde direct de toename in ankerkracht kan worden bepaald. Zolang de berekende ankerkrachttoename kleiner is dan 900 kN is er in dit geval dus geen noodzaak voor iteratie of bepaling van de relatie van ΔF_{anker} als functie van k' met vergelijking (3-1) tot en met (3-4).

4.4 Vergelijking van verschillende aanpakken

In deze paragraaf worden de resultaten van de ankerkrachttoename door zakkende grond gepresenteerd.

De volgende hoofdvarianten zijn beschouwd:

1. CUR166;
2. PPL;
3. Dit kennisdocument, Optie 1 en Optie 2.

Tabel 4.3 toont de resultaten. De resultaten van hoofdvarianten 1 en 2 (de anno 2020 nog gangbare aanpakken) zijn daarin uitsluitend opgenomen om te illustreren hoe ze zich verhouden tot het resultaat van de in dit kennisdocument voorgesteld aanpak (hoofdvariant 3). Binnen hoofdvariant 3 is vervolgens weer gevarieerd met de k' , op basis van de opties en kaders die daarvoor in § 3.4 worden gegeven.

- Ter verificatie zijn eerst de resultaten nagerekend die eerder zijn gevonden in het rekenvoorbeeld zoals gepresenteerd in H6 van de PPE (zie ook Tabel 4.1). Dit is variant 1a. Variant 1a komt overeen met de voor schuine ankers meest optimistische interpretatie van de CUR166, zoals in het PPE rekenvoorbeeld is gehanteerd. Hierbij is gebruik gemaakt van de formules (2-2), (2-5), (2-11), (2-12), (2-13) en (2-14). De in vergelijking (2-13) ingevulde zetting is gelijk gekozen aan de helft van de ter plaatse van de ankerkop aangenomen zetting. Bij de analytische k' bepaling is nog geen rekening gehouden met de ankerhoek. De gevonden toename ΔF voor variant 1 is gelijk aan 419 kN, hetgeen goed overeenkomt met de in het PPE rekenvoorbeeld gepresenteerde waarde van 416 kN.
- Ten opzichte van variant 1a wordt in variant 1b en 1d wél rekening gehouden met de invloed van de ankerhoek op de analytisch bepaalde k' . Hierbij is dus gebruik gemaakt van de formules (2-2), (3-16), (2-11), (2-12), (2-13) en (2-14).
- Ten opzichte van variant 1a is bij de varianten 1c en 1d in vergelijking (2-13) een zetting ingevuld die gelijk is aan een (schatting van) de gemiddelde zetting langs de ankerstang. Dat wil zeggen: in plaats van $0,5 \cdot u_{v.kop}$ is ingevuld $0,65 \cdot u_{v.kop}$.
- Varianten 2a tot en met 2d komen overeen met toepassing van het huidige PPL voorschrift. Ten opzichte van hoofdvariant 1 zijn hierin voor schuine ankers dus twee extra modelfactoren opgenomen:

$$\beta_F = 24, \gamma_{zb} = 1,25.$$

In variant 2a en 2c is de ankerhoek niet meegenomen bij de k' bepaling. In variant 2b en 2d wel. In variant 2b is gebruik gemaakt van de helft van de ter plaatse van de ankerkop aangenomen zetting. In variant 2d is gebruik gemaakt van een schatting voor de langs de staaf gemiddelde waarde $\frac{\int^L u_v dL}{L}$, net zoals ook is aangenomen bij de afleiding van de PPL factor $\gamma_{zb} = 1,25$.

- Varianten 3a, 3b en 3c komen overeen met het voorstel voor schuine ankers in hoofdstuk 3. Hierbij is gebruik gemaakt van de formules (3-3), (3-10) en (3-11). In variant

3a is voor de k' bepaling gebruik gemaakt van 'Optie 1' (analytisch), volgens vergelijking (3-16). In de varianten 3b (ongedraineerd) en 3c (gedraineerd) is gebruik gemaakt van 'Optie 2' (numeriek), volgens vergelijking (3-17).

In alle varianten is de zakkings van het anker in CUR166 'geval 1' (vrije uitbuiging) groter dan de aangenomen zetting van de grond. CUR166 'geval 2' is dus altijd maatgevend.

Tabel 4.3. Ankerkrachttoename ΔF berekend volgens de verschillende aanpakken. Conform het PPE rekenvoorbeeld geldt in alle gevallen: $\cos(\beta) \cdot q_{v,uniform} = 23,2 \text{ kN/m}$

Anno 2020 gangbare varianten, op basis van de standaard CUR166 formules voor een uniforme zetting langs een staaf (vergelijkingen (2-11) tot en met (2-14))									
Variant	$q_0 / \cos \beta$	β_F	k'		$u_{v,uniform}$		γ_{zb}	ΔF	
	[kN/m]	[-]		[kN/m]		[m]	[-]	[kN]	
1a	$4/\pi \cdot q_{v,uniform}$	$4\pi^2$	$a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damw}/c_{bed}}$	42000	$0,5 \cdot u_{v,kop}$	0,26	1	419	
1b	$4/\pi \cdot q_{v,uniform}$	$4\pi^2$	$\frac{a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damw}/c_{bed}}}{\cos(\beta)}$	54740	$0,5 \cdot u_{v,kop}$	0,26	1	468	
1c	$4/\pi \cdot q_{v,uniform}$	$4\pi^2$	$a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damw}/c_{bed}}$	42000	$\frac{\int^L u_v dL}{L}$	0,35*	1	575	
1d	$4/\pi \cdot q_{v,uniform}$	$4\pi^2$	$\frac{a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damw}/c_{bed}}}{\cos(\beta)}$	54740	$\frac{\int^L u_v dL}{L}$	0,35*	1	641	
2a	$4/\pi \cdot q_{v,uniform}$	24	$a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damw}/c_{bed}}$	42000	$0,5 \cdot u_{v,kop}$	0,26	1,25	748	
2b	$4/\pi \cdot q_{v,uniform}$	24	$\frac{a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damw}/c_{bed}}}{\cos(\beta)}$	54740	$0,5 \cdot u_{v,kop}$	0,26	1,25	835	
2c	$4/\pi \cdot q_{v,uniform}$	24	$a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damw}/c_{bed}}$	42000	$\frac{\int^L u_v dL}{L}$	0,35*	1,25	1020	
2d	$4/\pi \cdot q_{v,uniform}$	24	$\frac{a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damw}/c_{bed}}}{\cos(\beta)}$	54740	$\frac{\int^L u_v dL}{L}$	0,35*	1,25	1137	
In dit kennisdocument voorgestelde aanpak voor een verlopende zetting langs een schuine staaf, gebaseerd op vergelijking (3-10), met verschillende opties voor k' bepaling									
	$q_{v,boven}$	β_F	k'		$u_{v,boven}$		γ_{zb}	ΔF	
3a	$q_{v,uniform}$	nvt	$\frac{a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damw}/c_{bed}}}{\cos(\beta)}$	54740	$u_{v,kop}$	0,52	1,25	889	
3b	$q_{v,uniform}$	nvt	$\frac{\Delta F_{anker}}{\cos(\beta) \cdot \Delta u_h}$; ongedraineerd	39000	$u_{v,kop}$	0,52	1,25	765	
3c	$q_{v,uniform}$	nvt	$\frac{\Delta F_{anker}}{\cos(\beta) \cdot \Delta u_h}$; gedraineerd	28500	$u_{v,kop}$	0,52	1,25	653	

* Deze schatting voor de langs de staaf gemiddelde waarde is gebaseerd op: $0,65 \cdot u_{v,kop}$

Conclusies:

- Bij formele toepassing van het huidige PPL voorschrift, in combinatie met (een schatting voor) de over de hoogte gemiddelde waarde voor de zetting en in combinatie met de daarbij nádenkend ook in rekening te brengen invloed van de ankerhoek op de k' , komt de ankerkrachttoename door zakkende grond niet uit op 419 kN (zoals in het PPE rekenvoorbeeld gevonden), maar op 1137 kN (variant 2d). Bij een onnadenkende bepaling van k' volgens de CUR166 wordt geen rekening met de ankerhoek gehouden en resulteert een ankerkrachttoename van 1020 kN (variant 2c).
- In variant 3a (conform het voorstel in dit kennisdocument, maar met de k' bepaling nog gebaseerd op optie 1) reduceert deze ankerkrachttoename tot 889 kN.

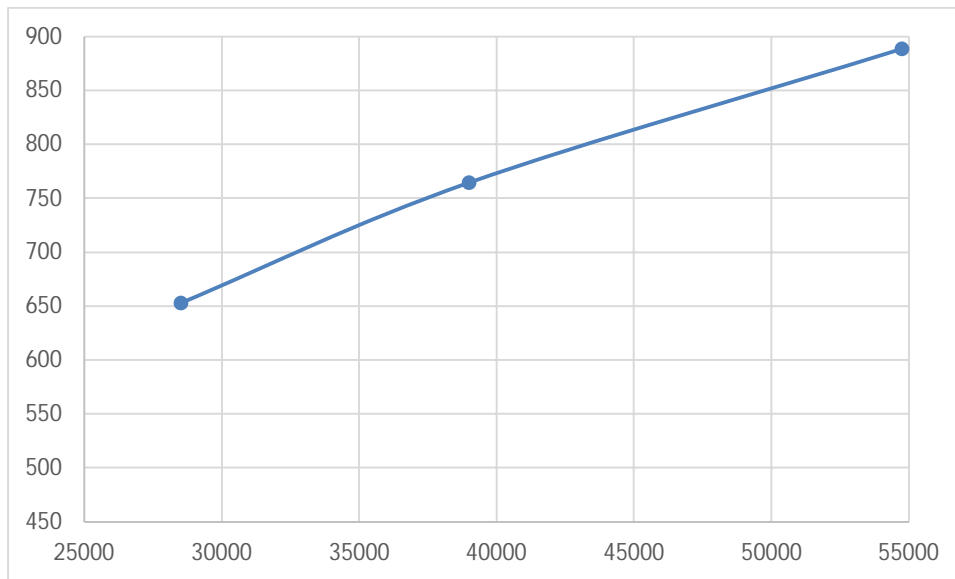
- De uit de PLAXIS berekening afgeleide k' waarde (optie 2) valt zowel voor variant 3b (ongedraineerd) als variant 3c (gedraineerd) hoger uit dan de analytische ondergrenswaarde. Beide keuzes zijn volgens § 3.4 dus verdedigbaar.

De k' waarde in variant 3b (ongedraineerd, tijdsinterval 1 dag) is zonder twijfel een veilige bovengrens. Maar ook in het geval van de k' in variant 3c (gedraineerd, tijdsinterval 1 dag, inclusief correctie voor de niet-fysische samendrukking van de interface) kan worden beargumenteerd dat de gevonden waarde een veilige bovengrens vormt. Bij de k' bepaling is immers bewust geen rekening gehouden met de verzachtende invloed van horizontale kruip¹², terwijl horizontale kruip in werkelijkheid wel zal optreden tijdens het langzame proces van ankerkrachttoename door zakkende grond.

- In variant 3b (ongedraineerd) reduceert de ankerkrachttoename in dit voorbeeldgeval tot 764 kN.
- In variant 3c (gedraineerd, inclusief correctie voor de niet-fysische interface samendrukking) reduceert de ankerkrachttoename in dit voorbeeldgeval tot 647 kN.

4.5 Gevoeligheidsanalyse

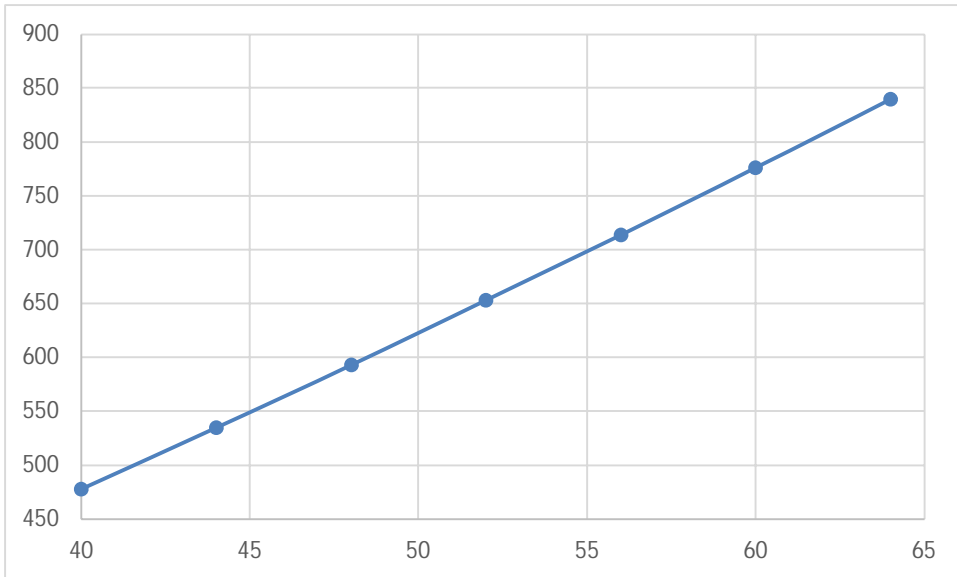
Figuur 4.5 toont de berekende ankerkrachttoename voor de varianten 3a tot en met 3c als functie van k' .



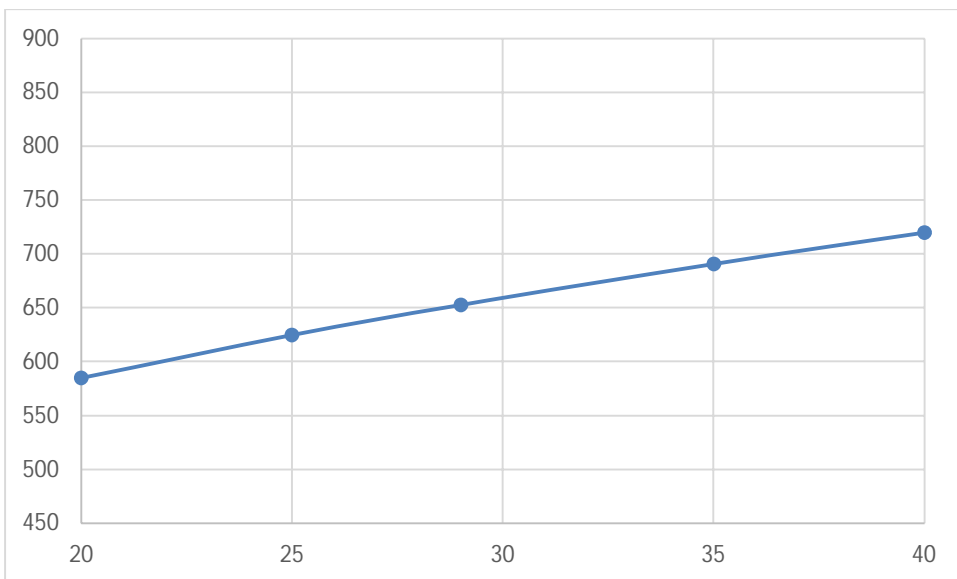
Figuur 4.5. Invloed van de k' (horizontale as) op de ankerkrachttoename ΔF (verticale as), volgens varianten 3a tot en met 3c. Eenheden: kN en m.

Figuur 4.6 toont voor variant 3c de invloed van variatie van $u_{v,kop}$ op de ankerkrachttoename. Figuur 4.7 toont de invloed van variatie van de ongedraineerde sterkte.

¹² Het Soft Soil Creep model is onvoldoende geschikt om horizontale kruip betrouwbaar te kunnen voorspellen



Figuur 4.6. Invloed van $u_{v,kop}$ (horizontale as) op de ankerkrachttoename ΔF (verticale as), voor variant 3c (gedraineerd). Eenheden: kN en m.



Figuur 4.7. Invloed van de ongedraineerde sterkte s_u (horizontale as) op de ankerkrachttoename ΔF (verticale as), voor variant 3c (gedraineerd). Eenheden: kN en m.

De figuren illustreren dat een realistische variatie van de onzekere (en aan grondeigenschappen gerelateerde) modelparameters een significante invloed heeft op de ankerkrachttoename. Vooral een beperkte variatie van $u_{v,kop}$ heeft al een grote invloed. Om in praktijksituaties tot een afgewogen keuze voor de parameter-set te komen is een gevoeligheidsanalyse daarom noodzakelijk.

5 Aanbevelingen

Op korte termijn is de aanbeveling aan de opstellers van de CUR166 en PPL om:

- het voorstel in hoofdstuk 3 te gebruiken bij een aanpassing of erratum, om er voor te zorgen dat:
 - in de CUR166 voor ‘geval 1’ en ‘geval 2’ wordt overgestapt op de in hoofdstuk 3 gegeven formules voor ankerkrachttoename, die in dit kennisdocument consistent zijn afgeleid op basis van de kabelvergelijking.
 - de ankerkrachttoename bij schuine ankers in dijken wordt berekend met de vergelijkingen (3-10) en (3-11), in plaats van met de standaard CUR166 formules voor ‘geval 2’.
 - een eenduidige α_{su} waarde wordt voorgeschreven, die minstens gelijk is aan 9.
 - de bepaling van de k' bij geringe gronddekking mag plaatsvinden volgens de in § 3.3 onderscheiden optie 2 (numeriek), zolang de resulterende waarde niet lager wordt dan de analytische ondergrenswaarde in het geval van een vergelijkende analyse bij een horizontaal maaiveld.
- bovendien aanvullende en eenduidige aanwijzingen te geven voor:
 - de bepaling van de uniforme lange-duur beddingsconstante c_{bed} , die weer bepalend is voor de analytische tussenwaarde of ondergrens voor de k' .
 - het in de maatgevende ontwerpsituatie(s) al dan niet rekening moeten houden met de daarbij eenduidig te bepalen waarde voor het buigend moment in de ankerstaaf.

De aanbevolen uitbreidingen en verbeteringen geven niet alleen de benodigde duidelijkheid, maar ze leiden voor stabiliteitswanden in dijken naar verwachting ook tot een aanzienlijk minder conservatieve bepaling van de ankerkrachttoename door zakkende grond dan volgens het huidige PPL voorschrift.

Voorafgaand aan het opnemen van de voorgestelde optimalisaties in de PPL is het wel noodzakelijk om de effecten eerst nog voldoende zorgvuldig vast te stellen (en het voorstel op basis daarvan mogelijk nog bij te stellen) voor een aantal representatieve praktijkgevallen. Dit betreft zowel de effecten op het ankerontwerp als de mogelijke effecten op de dimensionering van de damwand en op de stabiliteit. Hierbij moet zowel worden gekeken naar het effect van een hoge ankerkrachttoename als van een lage ankerkrachttoename.

Zie in relatie met deze benodigde effectenanalyse ook de aanbevelingen die hierna volgen voor het beter onderbouwen van de modelfactor γ_{zb} voor schuine ankers in gelaagde grond.

De analytische CUR-formules vereenvoudigen de complexe werkelijkheid aanzienlijk. Voor schuine ankers die meerdere grondlagen snijden zijn ze eigenlijk niet geschikt. Medio 2007 werd op grond van numerieke resultaten al geconcludeerd dat toepassing van de eenvoudige formules voor schuine ankers voor ‘geval 2’ niet voldoende conservatief is, indien in de ‘geval 2’ formules gebruik wordt gemaakt van een over de hoogte gemiddelde zetting. Daarom is in de PPL een modelfactor op de ankerkrachttoename geïntroduceerd. In dit kennisdocument wordt op basis van de kabelvergelijking een specifieke analytische formule voor schuine ankers in dijken voorgesteld, met handhaving van deze modelfactor. Het is vooralsnog echter onbekend hoe de diverse analytische formules zich in verschillende situaties verhouden tot resultaten van meer geavanceerde numerieke modellen en tot de werkelijkheid.

Voor de korte termijn worden daarom allereerst de volgende aanvullende aanbevelingen gegeven.

- Zet een nieuw en voldoende gevalideerd numeriek 2D model op waarin - in het geval van schuine ankers in gelaagde grond - de aangenomen zettingen en eigenschappen van de grondveren langs de als kabel of balk gemodelleerde staaf kunnen worden ingevoerd en waarin de ankerrespons en de grondreactie vervolgens door het model zelf worden berekend. Dit inclusief de verplaatsing van de in horizontale richting meegevend ankerstoel. Bij een modellering als balk volgen uit zo'n model zowel de normaalkracht als het buigend moment in de ankerstaaf. Bij een modellering als balk kan bovendien (bij geschikte numerieke integratie van de doorsnedeform) ook het effect van mogelijke plasticiteit worden meegenomen. Het numerieke model kan niet alleen worden gebruikt om de respons onder dagelijkse omstandigheden te voorspellen, maar ook de respons tijdens maatgevende hoogwateromstandigheden. Naast toepassing voor validatie en verbetering van eenvoudige ontwerpformules en afleiding van de in eenvoudige formules toe te passen modelfactor, kan een dergelijk model op termijn wellicht ook een meer nauwkeurig alternatief voor analytische formules bieden.
- Onderzoek hoe de curves en vloeigrenzen voor de grondveren in het numerieke model moeten worden bepaald, afhankelijk van de diameter, de grondeigenschappen, de gronddruk en de vervormingssnelheid. Daarvoor kan ook worden gekeken naar wat er gangbaar is bij de analyse van pijpleidingen onder invloed van langzaam zakkende grond.
- Vergelijk de uitkomst van het nieuwe numerieke model met de uitkomst van het analytische model voor een aantal representatieve praktijkgevallen. Daarbij moet ook worden onderzocht wat het effect is van parametervariaties. Op basis van de vergelijking kan een beter onderbouwde modelfactor γ_{zb} voor het analytische model worden afgeleid.
- Span een drietal naast elkaar liggende ankers tijdens installatie tijdelijk extra voor, tot de ontwerpwaarde na de ankerkrachttoename door zakkende grond. Met de door deze extra voorspanning veroorzaakte horizontale verplaatsing van het middelste anker kan worden gecontroleerd hoe de in het ontwerp aangenomen k' zich verhoudt tot de werkelijkheid¹³.

Voor de wat langere termijn worden bovendien de volgende aanvullende aanbevelingen gedaan.

- Voer laboratoriumonderzoek uit, om het effect van de langzaam zakkende grond op de ankerkracht en -uitbuiging te kunnen bepalen onder gecontroleerde omstandigheden. Deze experimenten zullen de mogelijkheid gaan bieden om zowel eenvoudige als (toekomstige) meer geavanceerde modellen te valideren en van beter onderbouwde factoren te voorzien.
- Meet de vervormingen en krachten in ankerstaven meerjarig voor verschillende praktijksituaties. Die metingen zullen over enkele jaren de mogelijkheid gaan bieden om te controleren in hoeverre schaaffecten in de experimenten een rol spelen en hoe de resultaten uit verschillende modellen zich tot de werkelijkheid verhouden.

¹³ Kanttekening hierbij is dat cohesieve grond bij het extra voorspannen grotendeels ongedraineerd zal reageren, terwijl de grond bij de langzame toename van de ankerkracht door zakkende grond meer gedraineerd zal reageren.

Referenties

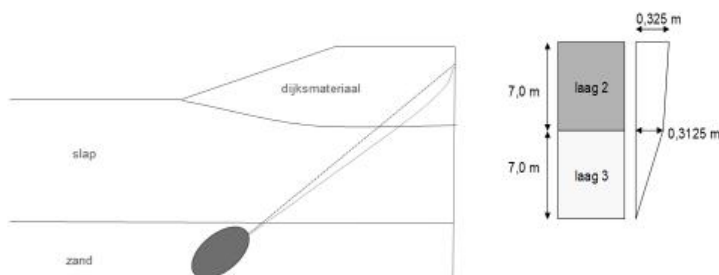
- API. (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design*.
- Bouma, A. (1993). *Mechanica van constructies: Elasto-statica van slanke structuren*. Retrieved from <http://resolver.tudelft.nl/uuid:4f20cd75-24ff-4b08-a7e7-e9363e3a4071>
- Brinch Hansen, J. (1962). The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. *Geotechnisch Institute Bulletin No.12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark*, pp. 5–9.
- CUR. (2012). *Publicatie 166 - Damwandconstructies, 6e druk, ISBN nr 9037600638 + 9037600735*.
- Deltares. (2008). *Zetting op ankerstangen, Onzekerheid in ontwerp dijkversterking Nederlek. Deltares rapport 398207-0037, versie 02*.
- Deltares. (2010). *Modelonderzoek belasting door zakkende grond op ankerstangen. Deltares rapport 426270.0010, versie 1*.
- Dijkstra, S. (2015). *Zakkende grond op ankers. Afstudeerrapport TU Delft*. Retrieved from <http://resolver.tudelft.nl/uuid:787fc710-52d0-4de6-9669-c2de10ba8018>
- Grontmij. (2007). *CUR C126 - Update handboek Damwanden, Achtergrondrapport 7.2.G: Invloed zakkende grond op ankerstangen + toevoeging uit CUR 166 errata dd 12 maart 2207. Grontmij referentienummer 99350969*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2019). *Schematiseringshandleiding Macrostabieliteit, WBI 2017, versie 3.0*. Retrieved from https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/157033/sh_macrostabieliteit_3_0_1.pdf
- POVM. (2020a). *POVM Publicatie Langsconstructies*. Retrieved from <https://publicwiki.deltares.nl/display/POVM/Publicaties>
- POVM. (2020b). *POVM Publicatie Eindige Elementen Methode*. Retrieved from <https://publicwiki.deltares.nl/display/POVM/Publicaties>
- Teunissen, H. (2005). *Technische notitie omtrent de factor beta in de CUR formule voor ankerkrachttoename*.
- Welleman, H. (2019). *Notities over kabels en bogen*. Retrieved from http://icozct.tudelft.nl/TUD_CT/BendAndBreak/



Bijlagen

A Samenvatting, in presentatievorm

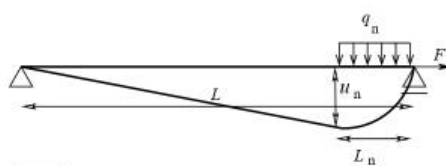
Schuine Ankers in Dijken



Doorhangen wordt onderin altijd deels gelimiteerd door zetting, CUR166 'geval 1' is nooit van toepassing

Deltares

Formule voor 'geval 2' bij verlopende zetting



$$u_n = \cos(\beta) \cdot u_v$$

Redelijke aanname bij dijken:

$$u_v \approx u_{v,kop}$$



$$\Delta L_{gekromd} + \Delta L_{recht} = \alpha_{Fn} \cdot F \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'} \right)$$

$$\Delta L_{gekromd} = \frac{(\cos(\beta) \cdot q_v)^2 \cdot L_n^3}{6 \cdot F^2 \cdot (1 + \alpha_{Fn})^2}$$

$$\Delta L_{recht} = \sqrt{(L - L_n)^2 + (\cos(\beta) \cdot u_{v,kop})^2} - L + L_n$$

$$L_n^2 = (1 + \alpha_{Fn}) \cdot \frac{2 \cdot F \cdot u_{v,kop}}{q_v}$$

Deltares

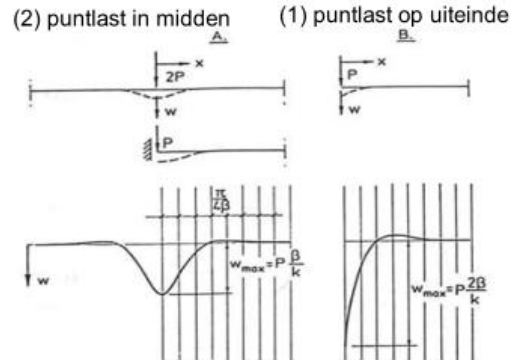
Bepaling k' bij grote gronddekking

(meer dan 1,5 keer de golflengte):

$$k' = \frac{\alpha \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}}}{\cos(\beta)}$$

Tussenwaarde voor theoretische oplossingen bij verende ondersteuning en:
 (1) puntlast op uiteinde;
 (2) puntlast in midden.

Dit is de huidige CUR formule, waarin nu ook de ankerhoek is opgenomen



Deltares

Bepaling k' bij geringe gronddekking

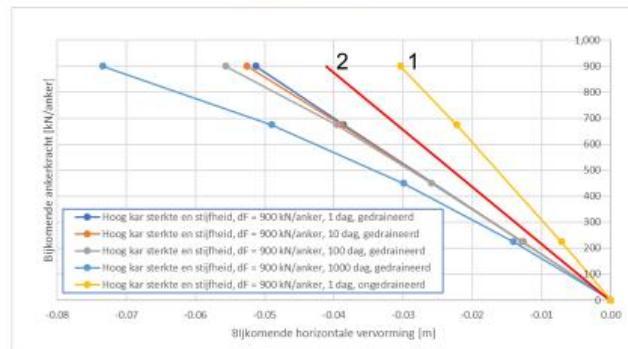
(minder dan 1,5 keer de golflengte):

$$k' = \frac{\Delta F_{\text{anker}}}{\cos(\beta) \cdot \Delta u_h} = \frac{\alpha \cdot \Delta F_{\text{EEM}}}{\cos(\beta) \cdot \Delta u_h} > \frac{\alpha \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}}}{2 \cdot \cos(\beta)}$$

Theoretische oplossing voor verend ondersteunde ligger met puntlast op uiteinde

Bepaling $\frac{\Delta F_{\text{anker}}}{\Delta u_h}$ uit PLAXIS:

1. Ongedraineerd (veilig)
2. Gedraineerd na 1 dag kruip, met correctie voor niet-fysische samendrukking interface



Deltares

Buigrek onder dagelijkse omstandigheden

Onder dagelijkse omstandigheden geldt bij elastisch gedrag voor de rek in de uiterste vezel :

$$\varepsilon = \frac{F + \Delta F}{EA} + \kappa \cdot 0,5 D = \frac{F + \Delta F}{EA} + \frac{q_v \cdot \cos(\beta)}{F + \Delta F} \cdot 0,5 D$$

- Het krommingsaandeel kan in de uiterste vezel mogelijk leiden tot overschrijden van vloeispanningen
- Eventuele plasticiteit in de buitenste buigzone verlaagt ook de normaalstijfheid
- Tijdens hoogwateromstandigheden neemt de kracht toe en de kromming κ af

De PPL houdt hier geen rekening mee. Het is onduidelijk of/hoe dit zou moeten veranderen.

Deltares

Nog te doen

Korte termijn

- Toevoegen van eenduidige aanwijzingen voor bepaling lange-duur waarde c_{bed}
- Effectenstudie: hoe pakt de voorgestelde aanpak uit in verschillende praktijkgevallen, zowel mbt ankerkracht als mbt damwanddimensionering
- Vergelijken met resultaten numeriek model (staaf met grondveren)
 - Geeft de mogelijkheid om beter rekening te houden met langs de staaf verlopende zettingen en langs de staaf verlopende grondeigenschappen
 - Kan ook de invloed van buigstijfheid meenemen en daarbij ook rekening houden met de invloed die plasticiteit in de doorsnede (door kromming) heeft op uitbuiging en ankerkracht
 - Geeft de mogelijkheid om na te gaan wat er gebeurt met buigspanningen bij de overgang van dagelijkse omstandigheden naar extreme omstandigheden
- Vergelijken met de werkelijkheid
 - Metingen van de (ongedraineerde) k' , door bij installatie tijdelijk extra voor te spannen
 - Experimenten
 - Meerjarige praktijkmetingen van staafvervorming en damwandvervorming

Deltares

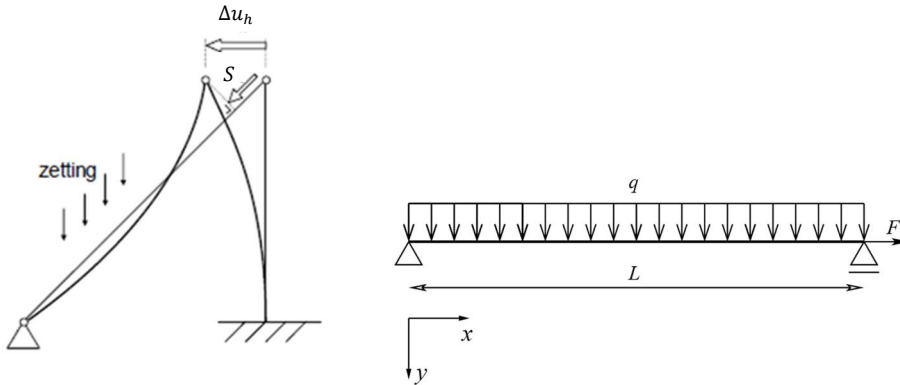
B Afleiding CUR166 formules voor ankerkrachttoename

B.1 Gebruikte bronnen

- § 4.9.13 van CUR166 - Damwanden, 5^e druk deel 2 (CUR, 2012)
- Update handboek Damwanden, Achtergrondrapport 7.2.G: Invloed zakkende grond op ankerstangen + toevoeging uit CUR 166 errata dd 12 maart 2007. (Grontmij, 2007)
- TUD Dictaat *Mechanica van constructies: Elasto-statica van slanke structuren* (Bouma, 1993)

B.2 Bepaling belasting door zakkende grond

De CUR166 formules zijn gebaseerd op analytische oplossingen voor een initieel horizontale buigende staaf met buigstijfheid EI , lengte L en een horizontale kracht F .



De verdeelde belasting door zakkende grond in verticale richting (q_v) wordt in de CUR166 gelijkgesteld aan:

$$q_v = \sigma'_v \cdot D \cdot \left[1 + \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \tan \delta' \right] \text{ voor zand} \quad (\text{B-1})$$

$$q_v = s_u \cdot D \cdot (1 + \alpha_{s_u}) \text{ voor klei} \quad (\text{B-2})$$

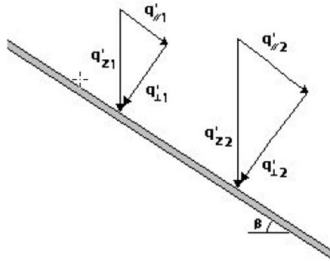
met

- σ'_v de verticale effectieve spanning
- D de staafdiameter
- K_0 de verhouding tussen horizontale en verticale effectieve spanning
- δ' de wrijvingshoek op het contactvlak tussen grond en ankerstaaf
- s_u de ongedraineerde sterkte
- α_{s_u} een invloedsfactor. Genoemd wordt: $\alpha_{s_u} = 5$ voor horizontale ankers in geroerde grond. Voor geboorde ankers (ongeroerde grondslag) beveelt de CUR166 aan: $\alpha_{s_u} = 8$.

In bijlage B1 van het achtergrondrapport worden de formules (B-1) en (B-2) afgeleid door de verticale component van de grondspanning in normaal- en schuifrichting te integreren langs de omtrek van een cirkelvormige doorsnede.

Voor een ankerstaaf die een hoek β maakt met de horizontaal geldt volgens het achtergrondrapport voor de belasting loodrecht op de staaf:

$$q_y = q_v \cdot \cos \beta \quad (\text{B-3})$$



De component van de grondbelasting in de richting van een schuine ankerstaaf (door wrijving langs de staafomtrek) wordt in praktijk dus verwaarloosd.

De kracht F aan rechterzijde representeert de ankerkracht die wordt geleverd door een reactie vanuit de door de grond ondersteunde damwand. Voor de toename van de ankerkracht bij belasting door zakkende grond wordt de toename van de reactiekracht gebaseerd op de volgende eenvoudige vergelijking.

$$\Delta F = k' \cdot S \tag{B-4}$$

met k' de gecombineerde stijfheid van damwand en grond, in de richting van de ankerstaaf (de x richting) en met S de zonder verdere uitbuiging voor toename van ΔF benodigde verkorting van de ankerstaaf, gelijk aan $\Delta F \cdot L/EA$.

B.3 Bepaling k'

De CUR166 geeft voor de k' alleen de volgende uitdrukking, die zou mogen worden toegepast bij een dekking van minstens 1,5 keer de golflengte $\sqrt[4]{4EI/c_{bed}}$:

$$k' = a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damwand}/c_{bed}} \tag{B-5}$$

met

- σ'_v de gecombineerde stijfheid van damwand en grond, in de richting van de nog niet uitgebogen ankerstaaf
- a de ankerafstand
- c_{bed} de horizontale beddingsconstante van de grond per strekkende meter
- $EI_{damwand}$ de buigstijfheid van de damwand per strekkende meter

Bij deze formule zijn de volgende kanttekeningen te plaatsen.

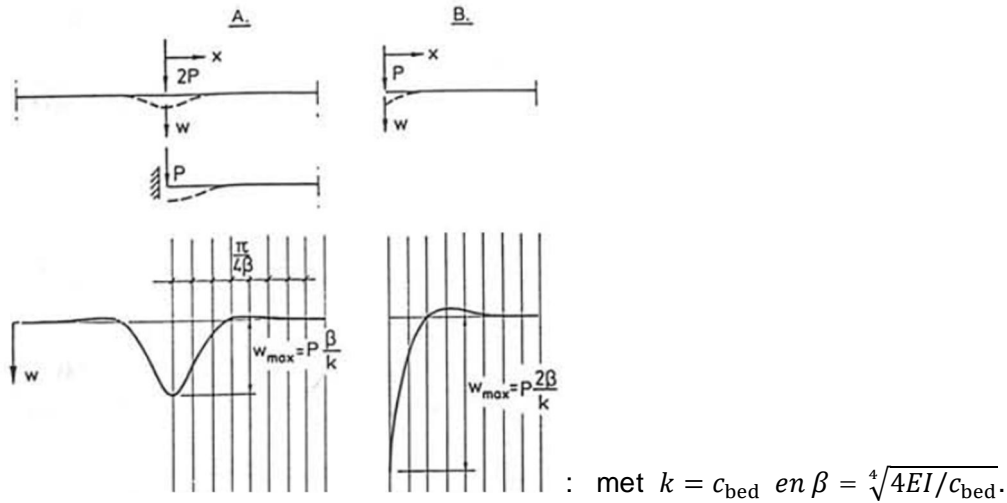
- Impliciet is aangenomen dat de k' geldt voor een ankerstaaf loodrecht op de ankerwand.

Voor een ankerstaaf onder een hoek β met de horizontaal geldt:

$$\frac{a \cdot c_{bed} \cdot \sqrt[4]{4EI_{damwand}/c_{bed}}}{\cos(\beta)} \tag{B-6}$$

- De formule geeft een middenweg voor de analytische oplossing bij zeer ondiepe ligging en bij zeer diepe ligging van de ankerstelling, zoals te vinden in (Bouma, 1993).

Bouma onderscheidt de volgende twee gevallen:



- Geval A betreft een ligger die aan twee zijden van de puntlast elastisch wordt ondersteund. Wanneer we k' definiëren als de puntlast gedeeld door de zakking, dan volgt dat:

$$\frac{k'}{a} = \frac{2P}{w_{\max}} = \frac{2c_{\text{bed}}}{\beta} = \frac{2c_{\text{bed}}}{\sqrt[4]{c_{\text{bed}}/4EI}} = 2 \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}}$$

- Geval B betreft een verend ondersteunde ligger met een puntlast op het uiteinde.

$$\frac{k'}{a} = \frac{P}{w_{\max}} = \frac{c_{\text{bed}}}{2\beta} = \frac{c_{\text{bed}}}{2 \cdot \sqrt[4]{c_{\text{bed}}/4EI}} = 0,5 \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c_{\text{bed}}}$$

In de CUR is bij de definitie van k' gekozen voor een geval dat ligt tussen de ondergrens bij zeer ondiepe ligging van de anker Gording (gebaseerd op geval B) en de bovengrens bij een zeer diep gelegen anker Gording (gebaseerd op geval A).

Bijlage B2.1 van het achtergrondrapport suggereert verder dat k' bij benadering ook kan worden bepaald uit de horizontale verschilverplaatsing Δu_h ter plaatse van de ankerstoel (Gording), die in een damwandprogramma wordt gevonden bij een verandering van ankerkracht ΔF :

$$k' = \Delta F / \left(\frac{1}{2} \sqrt{2} \cdot \Delta u_h \right) \tag{B-7}$$

Wanneer geldt $F = k' \cdot \Delta L$ dan is ΔL volgens formule (B-7) gelijk aan $\frac{1}{2} \sqrt{2} \cdot \Delta u_h$. Blijkbaar is in formule (B-7) aangenomen dat de hoek β tussen de horizontaal en de ankerstaaf 45 graden bedraagt.

De algemeen toepasbare formule is dan:

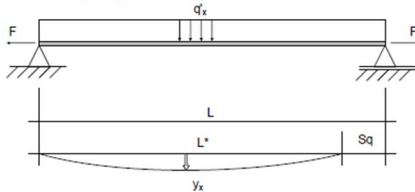
$$k' = \Delta F / (\cos(\beta) \cdot \Delta u_h) \tag{B-8}$$

In het achtergrondrapport wordt niet duidelijk gemaakt op welk moment in de rekenfasering de ΔF en Δu_x moeten worden bepaald, hoe groot de aan te brengen extra ankerkracht ΔF moet zijn en met welke waarden voor de stijfheid en sterkte van de grond daarbij moet worden gerekend.

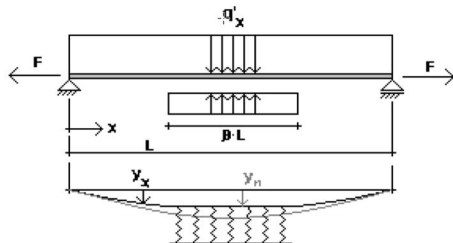
B.4 Beschouwde gevallen

In de CUR166 wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende gevallen:

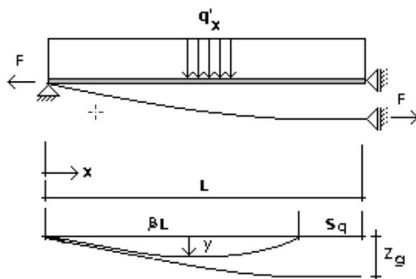
1. Loodrecht belaste ankerstaaf: een ankerstaaf waarvoor aan beide einden een scharnierende oplegging mag worden aangenomen en waarbij de grondverplaatsing groter is dan de doorbuiging van de staaf;



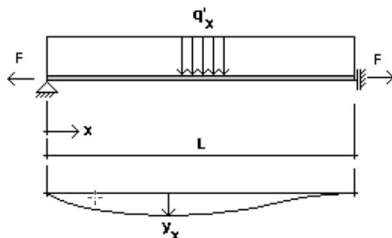
2. Gehinderde loodrecht belaste ankerstaaf: een ankerstaaf waarvoor aan beide einden een scharnierende oplegging mag worden aangenomen en waarbij de grondverplaatsing in het midden van de staaf over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging;



3. Loodrecht belaste ankerstaaf met meebewegend ankerschot: een ankerstaaf waarvan één van de twee scharnierende ondersteuningën meezakt;



4. Loodrecht belaste ankerstaaf met inklemming bij het ankerlichaam: een ankerstaaf waarvan beide opleggingen niet zakken, waarbij één uiteinde is ingeklemd en waarbij de grondverplaatsing groter is dan de doorbuiging van de staaf.



Hierna worden alleen geval 1 en geval 2 behandeld, omdat geval 3 en 4 in praktijk niet worden gebruikt (er wordt in praktijk dus aangenomen dat de aansluitingen aan zowel ankerstoel als ankerlichaam scharnierend zijn en dat het ankerlichaam niet verplaatst).

B.5 Geval 1 (loodrecht belaste ankerstaaf)

De in de CUR166 gebruikte analytische oplossing voor de toename van de ankerkracht is gebaseerd op een sinusvormig verloop van de verdeelde belasting, met amplitude q_0 .

$$q = q_0 \cdot \sin\left(\frac{\Pi \cdot x}{L}\right)$$

Zonder spankracht is de analytische oplossing voor de maximale doorbuiging u_y ter plaatse van het midden ($x = \frac{1}{2}L$) dan:

$$u_y\left(x = \frac{1}{2}L\right) = y_0 = \frac{q_0 \cdot L^4}{\Pi^4 \cdot EI} \tag{B-9}$$

met

- q_0 de amplitude van de verdeelde belasting
- L de initiële lengte van de onbelaste ankerstaaf
- EI de buigstijfheid van de ankerstaaf

De analytische oplossing voor de maximale doorbuiging ter plaatse van het midden ($x = \frac{1}{2}L$) bij een uniforme gelijkmatig verdeelde belasting q is zonder een spankracht:

$$u_y\left(x = \frac{1}{2}L\right) = \frac{5 \cdot q_{\text{uniform}} \cdot L^4}{385 \cdot EI}$$

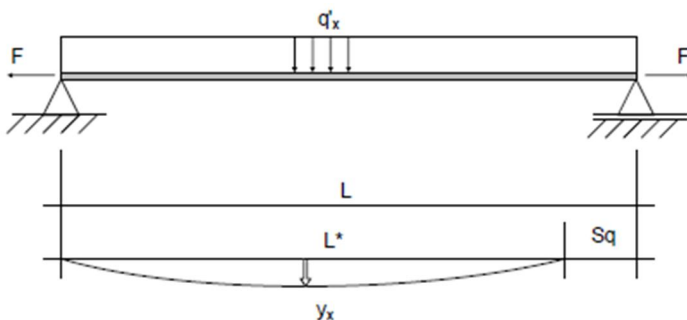
Gelijkstellen van de twee analytische oplossingen voor de maximale doorbuiging ter plaatse van het midden leidt volgens het achtergronddocument tot de volgende equivalente waarde voor de amplitude:

$$q_{0,\text{eq}} \approx \frac{4}{\Pi} \cdot q_{\text{uniform}} = 1,273 \cdot q_{\text{uniform}} \tag{B-10}$$

De meer precieze waarde die volgt uit gelijkstellen is overigens: $q_{0,\text{eq}} = 1,265 \cdot q_{\text{uniform}}$.

In Bijlage B2.1 van het achtergrondrapport wordt de volgende afleiding gegeven voor de extra ankerkracht.

Eerst wordt de verkorting S bij onverhinderde verplaatsing ter plaatse van de glijdende oplegging bepaald, als gevolg van een sinusvormige uitbuiging met amplitude y_0 .



$$u_y(x) = y_0 \sin\frac{\Pi x}{L}, \quad y_0 = \frac{q_0 \cdot L^4}{\Pi^4 \cdot EI}$$

$$L = \int_0^{L^*} \left(\sqrt{\left(\frac{du_y(x)}{dx}\right)^2 + dx^2} \right) = \int_0^{L^*} \left(\sqrt{\left(\frac{du_y(x)}{dx}\right)^2 + 1} \right) dx$$

Deze integraal wordt benaderd door een Taylor-ontwikkeling rond $\frac{du_y(x)}{dx} = 0$, tot en met de tweede afgeleide. Deze benaderende uitdrukking is analytisch oplosbaar.

$$\sqrt{\left(\frac{du_y(x)}{dx}\right)^2 + 1} \approx 1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{du_y(x)}{dx}\right)^2$$

$$\int_0^{L^*} \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{du_y(x)}{dx}\right)^2\right) dx = L^* + \frac{1}{2} \int_0^{L^*} \left(\frac{\partial u_y(x)}{\partial x}\right)^2 dx = L^* + \frac{1}{2} \cdot \int_0^{L^*} \left(\frac{\Pi}{L^*} \cdot y_0 \cdot \cos\left(\frac{x \cdot \Pi}{L^*}\right)\right)^2 dx$$

Zonder spankracht volgt hieruit voor de ongehinderde verplaatsing $S_{\text{vrij}} = L - L^*$ ter plaatse van de glijdende oplegging aan rechterzijde (S gedefinieerd in negatieve x richting):

$$S_{\text{vrij}} = \frac{1}{2} \cdot \int_0^{L^*} \left(\frac{\Pi}{L^*} \cdot y_0 \cdot \cos\left(\frac{x \cdot \Pi}{L^*}\right)\right)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Pi^2}{L^{*2}} \cdot y_0^2 \int_0^{L^*} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot x \cdot \Pi}{L^*}\right)\right) dx$$

$$S_{\text{vrij}} = \frac{\Pi^2}{4 \cdot L^*} \cdot y_0^2 = \frac{\Pi^2}{4 \cdot L^*} \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L^{*4}}{\Pi^4 \cdot EI}\right)^2 = \frac{L^*}{4 \cdot \Pi^2} \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L^*}{F^*}\right)^2$$

met F^* gelijk aan de Eulerse knikkraft $\frac{\Pi^2 \cdot EI}{L^{*2}}$.

Volgens § 13.2 van (Bouma, 1993) geldt bij een sinusvormige verdeelde belasting op een buigligger met spankracht F dat doorbuiging en moment door deze spankracht worden gereduceerd met een factor $f = \frac{1}{1+\gamma}$, met $\gamma = \frac{F}{F^*}$. De waarde γ is de verhouding van het deel van de verdeelde belasting dat door de kabelwerking wordt opgenomen en het deel dat door buigwerking wordt opgenomen.

$$u_y(x) = y_0 \cdot \sin \frac{\Pi x}{L} \cdot \sin \frac{\Pi x}{L}, \quad y_0 = f \cdot \frac{q_0 \cdot L^4}{\Pi^4 \cdot EI} = \left(\frac{1}{1 + F/F^*}\right) \cdot \frac{q_0 \cdot L^4}{\Pi^4 \cdot EI}$$

Voor een onverhinderde verplaatsing S_{vrij} ter plaatse de glijdende oplegging geldt dan in geval van een spankracht F (onder aanname $L^* \approx L$):

$$S_{\text{vrij}} = \frac{\Pi^2}{4 \cdot L} \cdot y_0^2 = \left(\frac{1}{1 + \frac{F}{F^*}}\right)^2 \cdot \frac{L}{4 \cdot \Pi^2} \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L}{F^*}\right)^2 = \left(\frac{\frac{F}{F^*}}{1 + \frac{F}{F^*}}\right)^2 \cdot \frac{L}{4 \cdot \Pi^2} \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L}{F}\right)^2$$

$$S_{\text{vrij}} = \left(\frac{1}{1 + F^*/F}\right)^2 \cdot \frac{L}{4 \cdot \Pi^2} \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L}{F}\right)^2 \quad (\text{B-11})$$

Onder de bijzondere aanname $\frac{F^*}{F} \rightarrow 0$ (kabelwerking dominant ten opzichte van buigwerking) wordt in het achtergrondrapport op basis van (B-11) de volgende benadering voor S_{vrij} gehanteerd bij een verhoogde spankracht $F + \Delta F$:

$$S_{\text{vrij}} \approx \frac{L}{4 \cdot \Pi^2} \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L}{F + \Delta F}\right)^2 = \left(\frac{1}{1 + \frac{\Delta F}{F}}\right)^2 \cdot \frac{L}{4 \cdot \Pi^2} \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L}{F}\right)^2 \quad (\text{B-12})$$

Een deels verhinderde verplaatsing S ter plaatse van de glijdende oplegging door een horizontale veer met stijfheid k' zal leiden tot een toename van de spankracht met ΔF :

$$S = S_{\text{vrij}} - \Delta F \cdot \frac{L}{EA} = \frac{\Delta F}{k'}$$

$$S_{\text{vrij}} = \Delta F \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'} \right) \quad (\text{B-13})$$

met EA gelijk aan de normaalstijfheid van de ankerstaaf.

Na introductie van $\alpha_F = \frac{\Delta F}{F}$ leidt gelijkstellen van (B-12) en (B-13) tot:

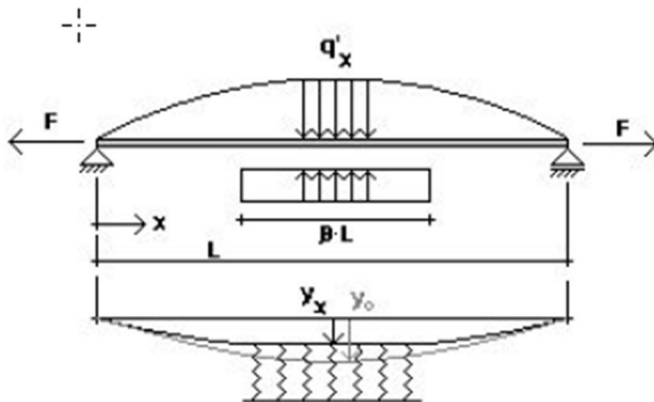
$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{1 + \alpha_F} \right)^2 \cdot \frac{L}{4 \cdot \Pi^2} \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L}{F} \right)^2 &= \alpha_F \cdot F \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'} \right) \\ \alpha_F \cdot (1 + \alpha_F)^2 &= \frac{\frac{L}{4 \cdot \Pi^2} \cdot \left(\frac{q_0 \cdot L}{F} \right)^2}{F \cdot \left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{L \cdot k'} \right)} \\ \alpha_F \cdot (1 + \alpha_F)^2 &= \left(\frac{q_0 \cdot L}{F} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{4 \cdot \Pi^2 \cdot F \cdot \left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{L \cdot k'} \right)} \right) \end{aligned} \quad (\text{B-14})$$

Oplossen van deze vergelijking geeft bij een gegeven voorspankracht F de spankrachttoename ΔF als gevolg van een sinusvormige verdeelde belasting met amplitude q_0 .

Eveneens onder de aanname $\frac{F^*}{F} \rightarrow 0$ krijgen de sinusvormige uitbuiging en het sinusvormige moment onder invloed van de spankracht $F + \Delta F$ de volgende amplitude:

$$\begin{aligned} y_0 &\approx \left(\frac{1}{1 + \alpha_F} \right) \cdot \frac{q_0 \cdot L^2}{\Pi^2 \cdot F} \\ M_0 &\approx \left(\frac{1}{1 + \alpha_F} \right) \cdot \frac{q_0 \cdot EI}{F} \end{aligned} \quad (\text{B-15})$$

B.6 Geval 2 (gehinderde loodrecht belaste ankerstaaf)



De in § B2.2 van het achtergrondrapport gegeven afleiding van de formules voor 'geval 2' begint direct met de hieronder opgenomen startvergelijkingen, waarvan de herkomst echter onduidelijk is.

$$y_n = \frac{1}{\pi^2} \cdot \frac{qL}{F} \cdot \frac{1}{1 + \alpha} \cdot L \cdot (1 - \beta)^2$$

$$\frac{S}{L} = \frac{1}{4\pi^4} \cdot \left(\frac{qL}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{(1+\alpha)^2} \cdot (1-\beta)^3$$

De in het achtergrond gegeven verdere afleiding is bij het opstellen van het voorliggende kennisdocument niet gecontroleerd.

De volgende vergelijkingen resulteren uiteindelijk:

$$n = y_0 / (u_{\text{uniform}}) \quad (\text{B-16})$$

$$\alpha_{F,n}^2 \cdot (1 + \alpha_{F,n}) = \alpha_F^2 \cdot (1 + \alpha_F) \cdot \frac{1}{n^3} \quad (\text{B-17})$$

Hierin is u_{uniform} de aan te nemen uniforme waarde voor de verplaatsing loodrecht op de staaf en $\alpha_{F,n}^2$ de met α_F vergelijkbare verhouding tussen de ankerkrachttoename en de initiële ankerkracht, voor 'geval 2'.

Bijlage C.3.2 geeft een eenvoudiger alternatieve afleiding voor de bepaling van $\alpha_{F,n}$, op basis van louter kabelwerking en uniforme belasting. De gevonden uitdrukking blijkt tot vrijwel identieke resultaten te leiden als wat volgt na invullen van vergelijking (B-10) (B-14) en (B-15) in de vergelijkingen (B-16) en (B-17). Daarmee is de theoretische juistheid van vergelijking (B-16) en (B-17) in dit kennisdocument wel langs alternatieve weg gecontroleerd.

In § 3.4 van een TU Delft afstudeerrapport (Dijkstra, 2015) is de ankerkrachttoename bij toepassing van de resulterende CUR formules bovendien ook vergeleken met de ankerkrachttoename die volgt met een numeriek rekenmodel voor een casus met uniforme zetting. De overeenkomst blijkt goed.

B.7 Conclusies

- De afleiding van de CUR-formule voor ankerkrachttoename in het 'geval 1' (loodrecht belaste ankerstaaf) blijkt – na het ten opzichte van het achtergrondrapport verder uitwerken van tussenstappen - volledig navolgbaar. De afleiding is gebaseerd op een aangenomen sinusvormige belasting met amplitude q_0 . Deze amplitude moet bij cohesieve grond worden bepaald uit de - op de ongedraineerde sterkte S_u gebaseerde - uniforme belasting $q_{\text{uniform}} = S_u \cdot (1 + \alpha_{s_u}) \cdot D$, gebruik makend van $q_{0,\text{eq}} \approx \frac{4}{\pi} \cdot q_{\text{uniform}}$. De laatste uitdrukking is afgeleid door de maximale uitbuiging voor een buiglijger met uniforme en sinusvormige verdeelde belasting aan elkaar gelijk te stellen, voor een situatie zonder invloed van een spankracht.
- Voor 'geval 1' wordt een uitdrukking afgeleid voor de amplitude M_0 van het buigend moment onder invloed van de belasting door zakkende grond. Deze theoretische amplitudewaarde geldt echter alleen bij een sinusvormige belasting. Op basis van de kabelvergelijking bij een uniforme belasting zou de q_0 vervangen moeten worden door q_{uniform} .
- De CUR-formule voor k' (de gecombineerde veerstijfheid van damwand en grond in de richting van de staaf) blijkt een tussenwaarde te geven voor de onder- en bovengrenzen die worden gevonden uit de analytische oplossingen voor een één- en tweezijdig verend ondersteunde ligger. In de formule wordt verder nog geen rekening gehouden met de hoek β die de staaf doorgaans maakt met de horizontaal. De algemene uitdrukking voor de in de CUR166 gekozen tussenwaarde is:

$$k' = \frac{a \cdot c_{\text{bed}} \cdot \sqrt[4]{4EI/c_{\text{bed}}}}{\cos(\beta)}$$

- Analoog is de algemene uitdrukking voor de in het achtergrondrapport gesuggereerde bepaling van k' uit een damwandmodel:

$$k' = \frac{\Delta F}{\cos(\beta) \cdot \Delta u_h}$$

In het achtergrondrapport wordt echter niet expliciet gemaakt op welk moment binnen de rekenfasering de Δu_h moet worden bepaald, hoe groot de aan te brengen extra ankerkracht ΔF moet zijn en met welke waarden voor de stijfheid en sterkte van de grond daarbij moet worden gerekend.

- Uit het achtergrondrapport wordt onvoldoende duidelijk wat de herkomst is van de startvergelijkingen die zijn gebruikt voor de afleiding van de CUR-formules voor geval 2 (gehinderde loodrecht belaste ankerstaaf). Vergelijking met een alternatieve afleiding in § C.3.2 en vergelijking met de resultaten van een numeriek model voor een casus met uniforme zetting geeft echter wel vertrouwen in de juistheid van het resultaat van de afleiding.
- De CUR-formules vereenvoudigen de werkelijkheid aanzienlijk. Vooral in het geval van schuine ankers in gelaagde grond. Daarbij valt niet altijd te onderbouwen dat de vereenvoudigingen ook conservatief zijn. Validatie met hulp van numerieke en experimentele simulaties is daarom wenselijk. Een numerieke simulatie kan daarnaast in de toekomst wellicht ook een vervangende mogelijkheid bieden voor bepaling van de ankerkrachttoename.

C Achtergronden bij de PPL-aanwijzingen

C.1 Gebruikte bronnen

- § 4.9.13 van *CUR166 - Damwanden*, 5^e druk deel 2 (CUR, 2012)
- Bijlage B van de *POVM Publicatie Langsconstructies* (POVM, 2020a)
- Deltares notitie omtrent een alternatieve bepaling van de ankerkrachttoename bij uniforme verdeelde belasting, op basis van uitsluitend kabelwerking (Teunissen, 2005)
- Deltares rapport *Zetting op ankerstangen, Onzekerheid in ontwerp dijkversterking Nederlek*. (Deltares, 2008)
- Deltares rapport *Modelonderzoek belasting door zakkende grond op ankerstangen* (Deltares, 2010)
- Verdere interne Deltares notities en presentaties omtrent de opzet en validatie van het ANKERSTAAF-model
- *Notities over kabels en bogen* (Welleman, 2019)

C.2 Overzicht van de PPL-aanwijzingen

In § B1 van de PPL worden de volgende aanwijzingen gegeven.

1. De uniforme verdeelde belasting door zakkende cohesieve grond moet worden bepaald conform vergelijking (B-2), op basis van een langs de staaf gewogen gemiddelde waarde voor de hoog karakteristieke waarde van de ongedraineerde sterkte. Deze ongedraineerde sterkte moet worden bepaald conform de aanwijzingen in de schematiseringshandleiding Macrostabiliteit en de PPE. In tegenstelling tot de CUR166 moet altijd (ook voor horizontale ankers) gebruik worden gemaakt van $\alpha_{su} = 9$
2. Ankers moeten altijd scharnierend worden uitgevoerd ter plaatse van de ankerstoel.
3. Bij de bepaling van de ankerkrachttoename voor "geval 1" (loodrecht belaste ankerstaaf) moet een aangepaste formule (B-14) worden gebruikt. Daarin is de factor $\beta_F = 4 \cdot \Pi^2$ volgens de CUR166 vervangen door $\beta_F = 24$.

$$\alpha_F \cdot (1 + \alpha_F)^2 = \left(\frac{q_0 \cdot L}{F}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{\beta_F \cdot F \cdot \left(\frac{1}{EA} + \frac{L}{k'}\right)}\right), \beta_F = 24$$

4. Voor de ankerkrachttoename ΔF door zakkende grond moet ten opzichte van de CUR166 een extra modelfactor γ_{zb} worden gebruikt.

$$\Delta F = \gamma_{zb} \cdot \alpha_F \cdot F$$

- Voor hellingen flauwer dan 40 graden geldt $\gamma_{zb} = 1,4$.
- Voor hellingen steiler dan 40 graden geldt $\gamma_{zb} = 1,25$.

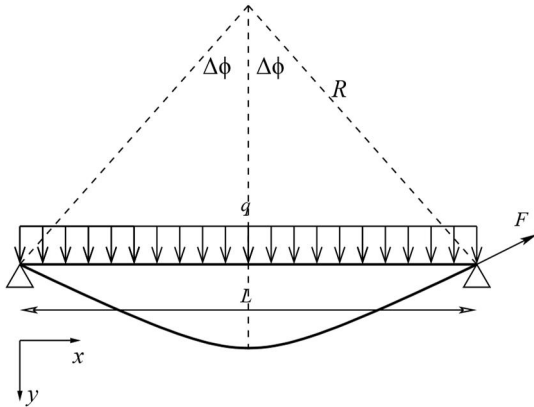
C.3 Achtergrond voor de afwijkende factor β_F in de formule voor de ankerkrachttoename

C.3.1 Kabelvergelijking en sinusvormige uitbuiging (geval 1)

De afleiding van de in de PPL voorgeschreven factor $\beta_F = 24$ volgt uit de volgende aannames (Teunissen, 2005):

- Alleen kabelwerking;
- Cirkelvormige uitbuiging;
- Uniforme verdeelde belasting q_{uniform} loodrecht op de staaf;

- In beide steunpunten is geen verplaatsing in kabelrichting mogelijk.



Voor een cirkelboog met straal R en hoekverandering $2 \cdot \Delta\phi$ is de afstand L tussen de opleggingen gelijk aan $2 \cdot R \cdot \sin(\Delta\phi)$ en is de booglengte L_{boog} gelijk aan $2 \cdot R \cdot \Delta\phi$.

Bij een uniforme gelijkmatig verdeelde belasting q_{uniform} is de oplegreactie F_y gelijk aan $0,5 \cdot L \cdot q_{\text{uniform}}$. Ter plaatse van elke oplegging volgt dan uit ontbinding de gesommeerde waarde van de al aanwezige voorspankracht F en van de extra spankracht ΔF door de verdeelde belasting.

$$F + \Delta F = \frac{F_y}{\sin(\Delta\phi)} = \frac{0,5 \cdot 2 \cdot R \cdot \sin(\Delta\phi) \cdot q_{\text{uniform}}}{\sin(\Delta\phi)} = R \cdot q_{\text{uniform}}$$

Hieruit volgt

$$\Delta\phi = \frac{L_{\text{boog}}}{2R} = \frac{L_{\text{boog}} \cdot q_{\text{uniform}}}{2 \cdot (F + \Delta F)}$$

Bij een niet meegevende oplegging is de kabelkrachttoename ΔF als gevolg van q gelijk aan

$$\Delta F = EA \cdot \frac{(L_{\text{boog}} - L)}{L} = EA \cdot \frac{(\Delta\phi - \sin(\Delta\phi))}{\sin(\Delta\phi)}$$

Een reeksontwikkeling geeft:

$$\Delta F \approx EA \cdot \left(\frac{\Delta\phi^2}{6} + \frac{\Delta\phi^4}{360} + \dots \right)$$

Alleen meenemen van de eerste term geeft:

$$\Delta F \approx EA \cdot \left(\frac{\Delta\phi^2}{6} \right) = \frac{EA}{24} \cdot \left(\frac{q_{\text{uniform}} \cdot L_{\text{boog}}}{F + \Delta F} \right)^2$$

Met $\alpha_F = \frac{\Delta F}{F}$ kan dit worden omgewerkt tot

$$\alpha_F \cdot (1 + \alpha_F)^2 \approx \frac{EA}{24 \cdot F} \cdot \left(\frac{q_{\text{uniform}} \cdot L_{\text{boog}}}{F} \right)^2$$

C.3.2 Kabelvergelijking en parabolische uitbuigingsvorm ('geval 1' en 'geval 2')

De hierna gegeven eenvoudige alternatieve afleiding voor de ankerkrachttoename ΔF in een staaf met initiële lengte L , normaalstijfheid EA en initiële spankracht F is gebaseerd op de volgende aannames:

- Alleen kabelwerking;
- Parabolische uitbuigingsvorm;

- Uniforme verdeelde belasting q_{uniform} loodrecht op de staaf;
- In één steunpunt is in kabelrichting een veer aangebracht met veerstijfheid k' .

Door Welleman (Welleman, 2019, p. 19) is op basis van de eerste drie bovengenoemde aannames op goed navolgbare wijze afgeleid dat voor de kabellengte L_{boog} in uitgebogen toestand bij benadering geldt:

$$L_{\text{boog}} \approx L + \frac{q_{\text{uniform}}^2 \cdot L^3}{24 \cdot H^2} \quad (\text{C-1})$$

Hierin is H de horizontale component van de spankracht $F + \Delta F$ ter plaatse van de oplegging.

Omdat de verticale component van de spankracht evenwicht moet maken met de uniforme verdeelde belasting q geldt:

$$H = \sqrt{(F + \Delta F)^2 - \left(\frac{1}{2} \cdot q_{\text{uniform}} \cdot L\right)^2} \quad (\text{C-2})$$

Onder aanname dat de helling van de kabel ter plaatse van de oplegging relatief klein is, wordt de volgende benadering geïntroduceerd:

$$H \approx F + \Delta F \quad (\text{C-3})$$

Bij een aan één zijde in kabelrichting deels meegevende ondersteuning (veerstijfheid k') geldt voor de kabelverlenging:

$$L_{\text{boog}} - L = \Delta F \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'}\right) \quad (\text{C-4})$$

CUR 166 'Geval 1'

Invullen van (C-1) en (C-3) in (C-4) levert:

$$\frac{q_{\text{uniform}}^2 \cdot L^3}{24 \cdot (F + \Delta F)^2} = \Delta F \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'}\right) \quad (\text{C-5})$$

Met $\alpha_F = \Delta F/F$ volgt dan:

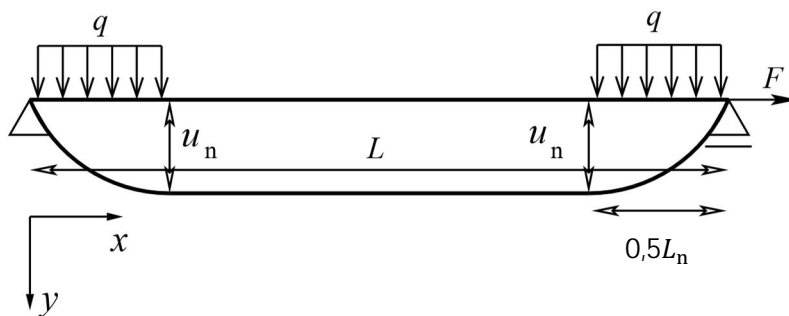
$$\begin{aligned} \frac{q_{\text{uniform}}^2 \cdot L^3}{24 \cdot (F^2 \cdot (1 + \alpha_F)^2)} &= \alpha_F \cdot F \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'}\right) \\ \alpha_F \cdot (1 + \alpha_F)^2 &= \frac{q_{\text{uniform}}^2 \cdot L^3}{24 \cdot F^2} \cdot \left(\frac{1}{F \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'}\right)}\right) \\ \alpha_F \cdot (1 + \alpha_F)^2 &= \left(\frac{q_{\text{uniform}} \cdot L}{F}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{24 \cdot F \cdot \left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{L \cdot k'}\right)}\right) \end{aligned} \quad (\text{C-6})$$

Indien weer wordt aangenomen: $H \approx F + \Delta F$ geldt voor de maximale doorhang (Welleman, 2019, p. 6):

$$u_y(x = L/2) = \frac{1}{(1 + \alpha_F)} \cdot \frac{q_{\text{uniform}} \cdot L^2}{8 \cdot F} \quad (\text{C-7})$$

CUR166 'Geval 2'

In het CUR166 'geval 2' wordt aangenomen dat de uitbuiging deels wordt verhinderd door een uniforme verplaatsing u_n loodrecht op de staaf die kleiner is dan de ongehinderde maximale waarde $u_y(x = L/2)$ die in 'geval 1' wordt gevonden. De totale vervormde kabel bestaat in 'geval 2' dan uit een gebogen deel met lengte L_n (belast door q_{uniform}) en een tussenliggend recht deel dat niet wordt belast. Het tussenliggende rechte deel is het deel waar de verplaatsing loodrecht op de staaf gelijk aan u_n wordt aangenomen. De kabelkracht is langs de hele kabel gelijk.



Door het invullen van de verplaatsing u_n in vergelijking (C-7) volgt een uitdrukking voor de lengte L_n van het gebogen deel, onder aanname dat de aansluiting van het gekromde deel op het rechte deel 1^e orde continu is:

$$u_n = \frac{q_{\text{uniform}} \cdot L_n^2}{8 \cdot (F + \Delta F_n)}$$

$$L_n^2 = \frac{u_n \cdot 8 \cdot (F + \Delta F_n)}{q_{\text{uniform}}} \quad (\text{C-8})$$

Hierin is ΔF_n de ankerkrachttoename in 'geval 2'.

Het gelijkstellen van de twee via (C-1) en (C-4) gevonden uitdrukkingen voor de kabelverlenging $L_{\text{boog}} - L$ levert:

$$\frac{q_{\text{uniform}}^2 \cdot L_n^3}{24 \cdot (F + \Delta F_n)^2} = \Delta F_n \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'} \right) \quad (\text{C-9})$$

Invullen van (C-8) in (C-9) levert de gezochte uitdrukking waarmee de verhouding tussen de ankerkrachttoename ΔF_n en de initiële ankerkracht F kan worden bepaald voor 'geval 2'. Deze verhouding wordt in de volgende formules aangeduid met $\alpha_{F,n}$.

$$\Delta F_n \cdot (F + \Delta F_n)^2 = F^3 \cdot \alpha_{F,n} \cdot (1 + \alpha_{F,n})^2 = \frac{q_{\text{uniform}}^2 \cdot L_n^3}{24 \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'} \right)}$$

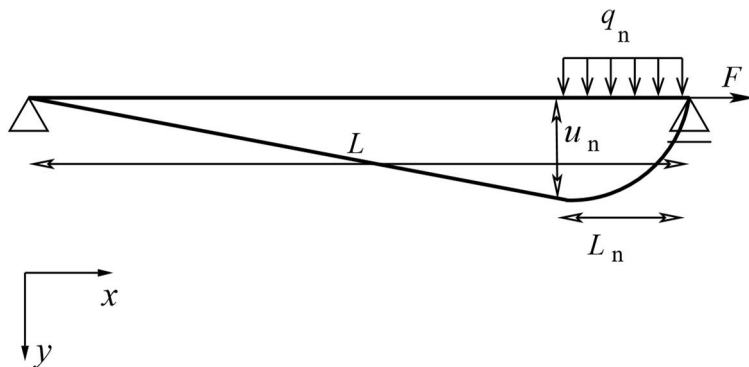
$$\alpha_{F,n} \cdot (1 + \alpha_{F,n})^2 = \frac{q_{\text{uniform}}^2}{F^3} \cdot \frac{\left(\frac{u_n \cdot 8 \cdot F \cdot (1 + \alpha_{F,n})}{q_{\text{uniform}}}\right)^{\frac{3}{2}}}{24 \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'}\right)}$$

$$\alpha_{F,n} \cdot (1 + \alpha_{F,n})^{\frac{1}{2}} = \frac{8^{\frac{3}{2}}}{3} \cdot q_{\text{uniform}}^{\frac{1}{2}} \cdot F^{-\frac{3}{2}} \cdot \frac{u_n^{\frac{3}{2}}}{\left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'}\right)} \quad (\text{C-10})$$

Aanpassing CUR166 'Geval 2' voor verlopende zetting

De hiervoor beschreven oplossing voor 'geval 2' gaat uit van een uniform aangenomen zetting over de hele kabel. Bij schuine ankers is dat niet van toepassing. Bij dijken is bovendien sprake van een zettingsprofiel waarin de samendrukking zich concentreert in het slappe pakket onder de dijk. De gemiddelde zetting ter plaatse van het doorhangende deel aan bovenzijde is dan nog ongeveer gelijk aan de maaiveldddaling. Bij toepassing van de standaard CUR166 'geval 2' formule wordt hier in praktijk benaderend rekening gehouden, door in formule (C-10) een over de hoogte gemiddelde waarde te gebruiken: $u_n = \frac{\int^L u_{n,\text{lokaal}} dL}{L}$. Daarvoor ontbreekt echter een theoretische grondslag.

Hierna volgt een mogelijke aanpassing op 'geval 2', die in vergelijking tot de standaard formule wellicht meer geschikt is voor de typische zettingsprofielen bij dijken. In deze uitbreiding wordt aangenomen dat aan bovenzijde een verplaatsing u_n optreedt over het gekromde deel waar de kabel de grond snijdt en dat de kabel daarna recht blijft over het deel waar de kabel de grondzetting volgt.



Analoog aan de eerdere afleiding voor 'geval 2' geldt dan:

$$L_n^2 = \frac{u_n \cdot 2 \cdot (F + \Delta F_n)}{q_{n1}} \quad (\text{C-11})$$

$$\Delta L_{\text{gekromd}} + \Delta L_{\text{recht}} = \Delta F_n \cdot \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{k'}\right) \quad (\text{C-12})$$

$$\Delta L_{\text{gekromd}} = \frac{q_n^2 \cdot L_{n1}^3}{6 \cdot (F + \Delta F_n)^2}, \quad \Delta L_{\text{recht}} = \sqrt{(L - L_n)^2 + u_{n1}^2} - L + L_n \quad (\text{C-13})$$

C.3.3 Vergelijking met de CUR166 formules voor 'geval 1' en 'geval 2'

Geval 1

De langs twee wegen op basis van louter kabelwerking afgeleide factor $\beta_F = 24$ is gebaseerd op een uniforme verdeelde belasting q_{uniform} , terwijl de factor $\beta_F = 4\Pi^2$ in de CUR166 is gebaseerd op een sinusvormige belasting met amplitude q_0 (zie § B.5 voor de afleiding van $\beta_F = 4\Pi^2$).

Volgens vergelijking (B-10) geldt voor de omrekening van een uniforme belasting naar de equivalente amplitude: $q_{0,\text{eq}}^2 \approx \frac{16}{\Pi^2} \cdot q_{\text{uniform}}^2$. De volgens CUR166 toe te passen factor $\frac{1}{4 \cdot \Pi^2} \cdot \frac{16}{\Pi^2} \cdot q_{\text{uniform}}^2$ is gelijk aan $q_{\text{uniform}}^2 / 24,35$. Dit leidt tot de conclusie dat bij toepassing van de CUR166 formule voor 'geval 1' in combinatie met $q_{0,\text{eq}}^2 \approx \frac{16}{\Pi^2} \cdot q_{\text{uniform}}^2$ uiteindelijk een vrijwel gelijke β_F factor wordt gevonden.

In de PPL is dus onnodig een van de CUR166 afwijkende factor $\beta_F = 24$ geïntroduceerd, omdat deze factor $\beta_F = 24$ geldt onder de aanname dat q_0 gelijk is aan q_{uniform} , terwijl de q_0 volgens de CUR166 gelijk moet worden gesteld aan $(4/\Pi) \cdot q_{\text{uniform}}$.

Voor de maximale uitbuiging volgens de parabolische uitbuigingsvorm geldt vergelijking (C-7):

$$u_y(x = L/2) = \frac{1}{(1 + \alpha_F)} \cdot \frac{q_{\text{uniform}} \cdot L^2}{8 \cdot F} = \frac{0,125}{(1 + \alpha_F)} \cdot \frac{q_{\text{uniform}} \cdot L^2}{F}$$

Voor de maximale uitbuiging volgens de CUR166 geldt met vergelijking (B-15) en (B-10):

$$u_y\left(x = \frac{L}{2}\right) = \left(\frac{1}{1 + \alpha_F}\right) \cdot \frac{q_0 \cdot L^2}{\Pi^2 \cdot F} = \left(\frac{1}{1 + \alpha_F}\right) \cdot \frac{4 \cdot q_{\text{uniform}} \cdot L^2}{\Pi^3 \cdot F} = \frac{0,129}{(1 + \alpha_F)} \cdot \frac{q_{\text{uniform}} \cdot L^2}{F}$$

Ook voor de maximale uitbuiging wordt op basis van een parabolische uitbuigingsvorm dus een vrijwel met de CUR166 overeenkomstige waarde gevonden, wanneer de q_0 in de CUR formule gelijk wordt gesteld aan $(4/\Pi) \cdot q_{\text{uniform}}$.

Geval 2

Proberenderwijs blijkt dat de directe toepassing van vergelijking (C-10) voor 'geval 2' getalsmatig precies hetzelfde resultaat voor $\alpha_{F,n}$ oplevert als wat resulteert na het combineren van de vergelijkingen (C-6), (C-7), (B-16) en (B-17). Daarmee is de uitwisselbaarheid van de langs verschillende wegen afgeleide vergelijkingen impliciet aangetoond. Door middel van uitschrijven zal deze overeenkomst naar verwachting ook expliciet in formulevorm aangetoond worden. Dit uitschrijven is in dit kennisdocument achterwege gelaten.

C.4 Achtergrond voor de afwijkende waarden voor α_{su} en voor de extra modelfactor γ_{zb}

C.4.1 Inleiding

De belasting die cohesieve zakkende grond op een ankerstaaf uitoefent en het effect dat deze belasting op de ankerstaaf heeft is vanaf 2006 tot en met 2010 onderwerp geweest van door Deltares uitgevoerd numeriek en experimenteel onderzoek. Aanleiding voor dit onderzoek waren de verankerde damwanden in het toenmalige versterkingsproject 'Nederlek'. Daar bestond twijfel of de ankerstaven op basis van de CUR166 wel veilig konden worden ontworpen voor wat betreft de invloed van zakkende grond. De PPL-keuzes voor de α_{su} en de extra modelfactor γ_{zb} zijn voornamelijk gebaseerd op de resultaten van dit onderzoek.

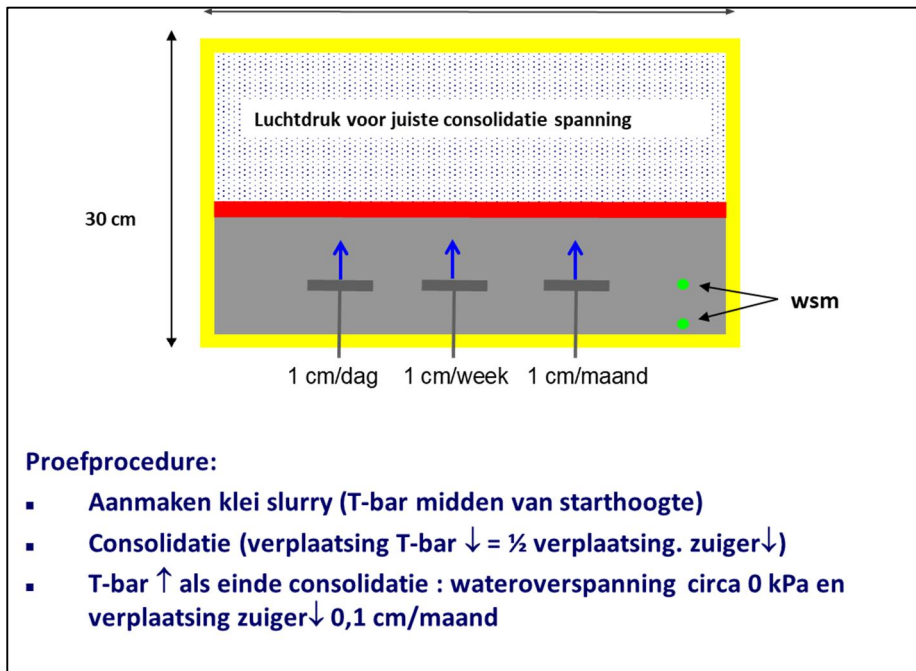
C.4.2 Overzicht van het tot 2010 uitgevoerde onderzoek

- Numeriek onderzoek. Er is gebruik gemaakt van een speciaal (nu niet meer beschikbaar) eindige-elementenmodel (ANKERSTAAF), waarin het geometrisch niet-lineaire effect van voorspanning en zakkende grond op een ankerstaaf kon worden berekend¹⁴

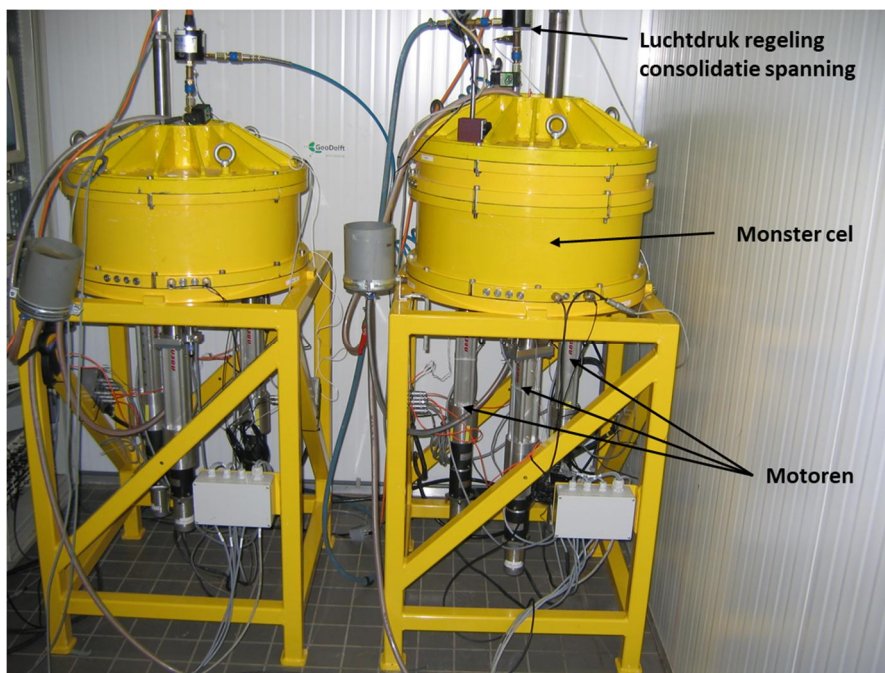
De ankerstaaf werd in ANKERSTAAF gemodelleerd als een ligger waarin de uitbuiging en normaalkracht elkaar geometrisch niet-lineair beïnvloeden (kabelwerking). De grond langs de staaf wordt gemodelleerd door middel van verdeelde veren (lijnvormige interface-elementen) in de richting van de staaf en daar loodrecht op. De verdeelde kracht in de veren loodrecht op de staaf zou begrensd moeten zijn door $\cos(\beta) \cdot D \cdot (1 + \alpha_{s_u}) \cdot s_u$. Archiefdocumenten suggereren echter dat de ankerhoek in de berekeningen niet is gebruikt. De verdeelde kracht in de richting van de staaf wordt begrensd door de cohesie keer de omtrek. Op de grondzijde van de lijnvormige interface-elementen wordt langs de staaf een verlopende grondverplaatsing aangebracht. Deze verplaatsing heeft bij schuine ankers een component loodrecht op de staaf en in de richting van de staaf. De verplaatsing langs de staaf verloopt, afhankelijk van de aangenomen zettingen. De veerstijfheid en de begrensde sterkte kunnen verder ook per grondlaag verschillend worden ingevoerd. Vóór het aanbrengen van de grondverplaatsing wordt de staaf eerst voorgespannen. De invloed van de damwandverplaatsing op de ankerkrachttoename is gemodelleerd door middel van de in de CUR166 onderscheiden veerstijfheid k' , die werkt in staafrichting. De waarde van k' is rechtstreeks gebaseerd op de uitdrukking in de CUR166 (zie bijlage B.3). Zoals het zich anno 2021 laat aanzien is daarbij geen rekening gehouden met de ankerhoek. Er zijn 6 voor de Nederlek situatie representatieve profielen doorgerekend, waarbij de resultaten uit de 'Ankerstaaf' berekening zijn vergeleken met de resultaten bij toepassing van de meer eenvoudige CUR166 formule voor de ankerkrachttoename. Zie § C.4.3 voor de resultaten.

- Experimenteel onderzoek. Het experimentele onderzoek betrof het onder laboratoriumcondities meten van de weerstand tijdens het met verschillende snelheid drukken van een mini T-Bar door cohesieve grond met verschillende ongedraineerde sterktes. Naast synthetische 'speswhite' modelklei is in één van de zeven proeven ook 'Oostvaardersplassen' (OVP) klei gebruikt. De afmeting van de T-bar is in één van de zeven proeven ook gevarieerd. Zie § C.4.4 voor de resultaten.

¹⁴ In 2015 is binnen een TU Delft afstudeeronderzoek naar zakkende grond op ankers (Dijkstra, 2015) een semi-analytisch model opgesteld, waarin de grondbelasting en -reactie ook afhankelijk van de zetting en uitbuiging wordt gesteld, net zoals dat in ANKERSTAAF mogelijk was. In dat model is de veerstijfheid k' echter niet opgenomen.



Figuur C-1 – Experimentele opzet en proefprocedure voor het meten van de weerstand op een mini T-bar tijdens het door de grond drukken met verschillende snelheden en grondsterktes.



Figuur C-2 – Experimentele laboratoriumopstelling.

C.4.3 Resultaten van het medio 2007 uitgevoerde numerieke onderzoek

C.4.3.1 Inleiding

Het medio 2007 voltooide numerieke onderzoek ten behoeve van het Nederlek ontwerp was gericht op twee hoofdvragen:

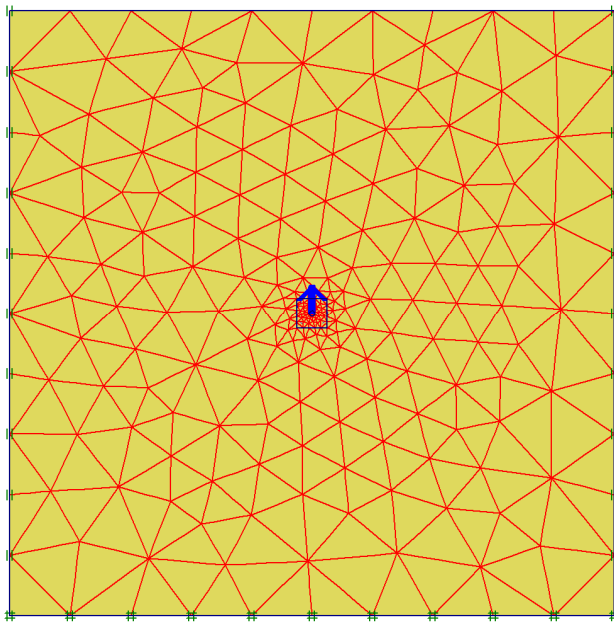
1. Wat is de invloed van de factoren α_{su} en β_F in het CUR-model? Is het Nederlek ontwerp (met $\alpha_{su}=11$ en $\beta_F=32$) veilig?
2. Wat is de relatie tussen de beide modellen (CUR-model en ANKERSTAAF)? Welk model geeft de meest betrouwbare uitkomsten en hoe verhouden zich de resultaten van beide methoden?

Hieronder volgt een toelichting op beide onderzoeksvragen.

Toelichting vraag 1

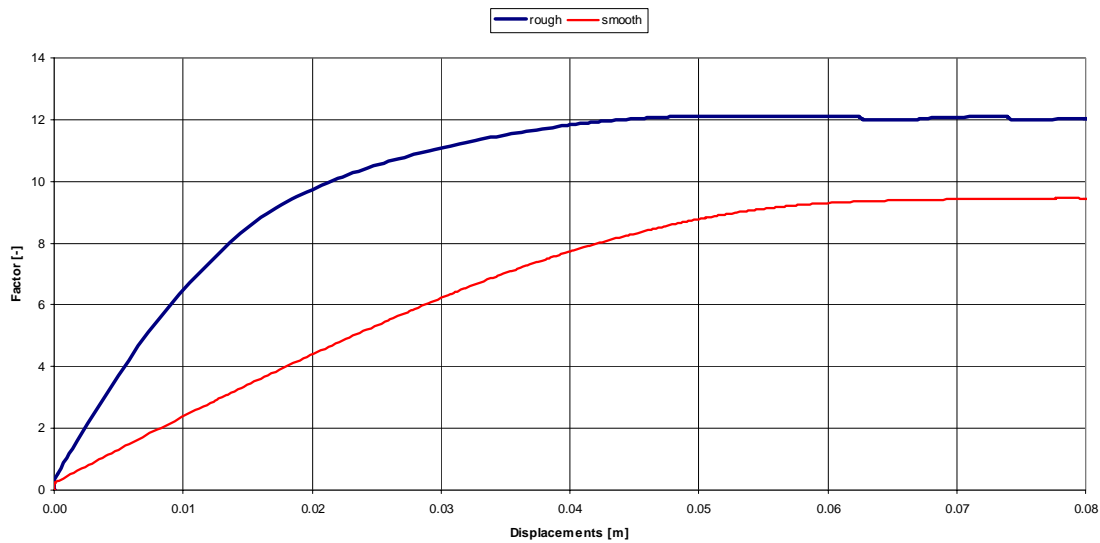
- Belastingsfactor α_{su}

Uit modelberekeningen voor verplaatsing van een doorsnede in een ideaal plastisch materiaal bleek medio 2006¹⁵ dat de in de CUR166 voorgestelde waarde $\alpha_{su} = 5$ te laag is, zeker wanneer een ruwe staaf wordt beschouwd. Het uiteindelijke ontwerp van de dijkversterking Nederlek is gebaseerd op een belastingfactor $\alpha_{su}=11$, zoals ook uit de eerste modelproeven bleek (zie § C.4.4). Dit wordt gezien als een veilige bovengrens in verband met 3D-effecten (schuifspanningen langs het anker) en randeffecten bij de modelproeven. Wanneer deze effecten worden meegenomen kan wellicht worden uitgegaan van $\alpha_{su} = 9$ à 10. Zie verder ook de resultaten van de modelproeven in § C.4.4.



Figuur C-3 – Toegepast eindige-elementenmodel voor simulatie van het indrukken

¹⁵ Zie ook de vergelijkbare eindige-elementensimulaties die in 2015 zijn uitgevoerd door Dijkstra (Dijkstra, 2015).



Figuur C-4 –Ontwikkeling factor α_{s_u} bij verplaatsing van een cirkelvormige doorsnede met een glad en ruw oppervlak

- Modelfactor β_F

De afleiding van de CUR-formule voor bepaling van α_F is gebaseerd op een ligger-model, zie § B.5. De buigstijfheid wordt in de uitwerking echter geschrapt. De modelfactor β_F in het CUR-model is gelijk aan $4\pi^2 \approx 39,5$. (hoe hoger β_F , hoe kleiner de toename van de ankerkracht). Deze factor geldt onder aanname dat in de CUR-formule een amplitude q_0 wordt ingevoerd voor een verdeelde sinusvormige belasting. Deze amplitude moet volgens de CUR166 zó worden bepaald dat voor een buiglijger dezelfde maximale uitbuiging wordt gevonden als voor de bekend veronderstelde uniforme verdeelde belasting ($q_{0,eq} \approx \frac{4}{\pi} \cdot q_{uniform}$). Bij de aanvang van het ontwerp voor Nederlek bestond de vrees dat de CUR-waarde voor β_F te hoog was. Daarom is voor Nederlek gerekend met $\beta_F=32$. Tijdens het medio 2007 uitgevoerde onderzoek werd op grond van de in § C.3 gegeven afleiding gedacht dat de modelfactor nog lager moet zijn, namelijk $\beta_F=24$. In § C.3 is echter vastgesteld dat de factor $\beta_F=24$ indertijd is gebaseerd op de onjuiste aanname dat in de CUR-formule de waarde voor een uniform verdeelde belasting wordt ingevoerd ($q_0 = q_{uniform}$).

Toelichting vraag 2

Een belangrijk verschil tussen het CUR-model en ANKERSTAAF is dat in de laatste de eigenschappen en invloed van de ondergrond beter in rekening gebracht kunnen worden. Dit komt tot uitdrukking in de volgende zaken:

- Er kunnen meerdere grondlagen met elk hun eigen stijfheid en sterkte worden ingevoerd. Dit in tegenstelling tot het CUR-model, waar slechts één gemiddelde schuifsterkte kan worden gedefinieerd.
- Het zettingsprofiel kan worden ingevoerd, verlopend in de diepte. Dit in tegenstelling tot het CUR-model, waar de zetting niet expliciet wordt ingevoerd. Bovenaan het anker zal de zetting altijd het grootst zijn, en onderin nul.
- Via de stijfheid van de grondveren kan de grond afhankelijk van de verschilverplaatsing langs de staaf werken als belasting of als verende ondersteuning.
- de helling van de ankerstaaf wordt ingevoerd. Niet alleen de dwarskracht, maar ook de normaalkracht als gevolg van de wrijving langs de staaf wordt berekend.

De in 2007 uitgevoerde en in dit kennisdocument nogmaals opgenomen vergelijking tussen het CUR-model en ANKERSTAAF (inclusief correctiefactor op de normaalstijfheid van $\frac{1}{0,54}$) had tot doel om antwoord te geven op de volgende deelvragen:

- a) wat is de invloed van afzonderlijke parameters (gevoeligheidsberekening)
- b) welke parameters hebben de grootste invloed (dominante parameters)
- c) vergelijking identieke situaties in CUR-model en ANKERSTAAF
- d) narekenen van representatieve profielen Nederlek

C.4.3.2 Validatie van ANKERSTAAF

Het model ANKERSTAAF is eerst voor een enkel eenvoudig geval (uniforme belasting) gevalideerd met behulp van het eindige-elementenprogramma ESA-PT. Daarbij is een significant verschil geconstateerd. Naar aanleiding van dit verschil is in latere berekeningen met ANKERSTAAF voor Nederlek een correctiefactor geïntroduceerd op de normaalstijfheid van het ankerstaafelement. De reden voor het verschil is echter onduidelijk gebleven. Uit een latere vergelijking met het eindige-elementenprogramma ABAQUS voor andere gevallen (lineair langs de staaf verlopende zetting) bleek echter dat de gekozen correctiefactor niet algemeen geldig is. Zie § C.4.3.4. Anno 2021 is de constatering daarom dat conclusies op basis van de hierna gepresenteerde ANKERSTAAF-resultaten beperkt moeten blijven tot de relatieve invloed die de verschillende grondeigenschappen en verschillend verlopende zettingen langs de staaf hebben op de berekende ankerkracht.

Initiële vergelijking met ESA-PT

Voor een eenvoudig geval is het resultaat van ANKERSTAAF eerst vergeleken met het resultaat van het programma ESA-PT. Via deze vergelijking is nagegaan in hoeverre de geometrisch niet-lineaire uitbuiging en de daardoor veroorzaakte ankerkrachttoename door ANKERSTAAF goed wordt beschreven bij een uniforme verdeelde belasting q loodrecht op de staaf.

Voor de eigenschappen en belasting van de ankerstaaf zijn de volgende waarden gebruikt:

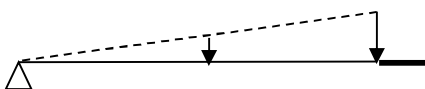
$EA=785400 \text{ kN/m}^2$; $L=20 \text{ m}$; $q=40 \text{ kN/m}^2$; $F=100 \text{ kN}$.

Het blijkt dat ESA-PT een ankerkrachttoename ΔF van 2890 kN vindt, die goed overeenkomt met de toename die wordt gevonden bij toepassing van de CUR-formule (waarbij in de CUR-formule wordt gekozen $\beta_{F,q} = 24$ oftewel $\beta_{F,q_0} \approx 4 \cdot \Pi^2$). Met ANKERSTAAF wordt echter pas eenzelfde ankerkrachttoename als met ESA-PT gevonden wanneer de normaalstijfheid in ANKERSTAAF ongeveer een factor 1,92 keer groter dan de werkelijke waarde wordt gekozen.

Latere vergelijking met ABAQUS

De uitkomsten van het programma ANKERSTAAF (zonder kalibratie van de normaalstijfheid) zijn in later stadium voor een aantal varianten ook vergeleken met resultaten van het eindige-elementenpakket ABAQUS. Het programma ABAQUS maakt gebruik van geometrisch niet-lineaire liggerelementen. In de archiefdocumenten wordt gesuggereerd dat ABAQUS voor het eerder beschouwde probleem (uniforme belasting) dezelfde oplossing gaf als ESA-PT.

Onderstaande schematisering is gehanteerd.



Het anker is horizontaal gekozen. Links is het oplegpunt en rechts de damwandveer. De zetting neemt af met de diepte, en dit is nu horizontaal meegenomen door een lineair zettingsverloop te

hanteren. Een aantal parameters zijn gevarieerd over een drietal waarden, die hieronder in de tabel zijn weergegeven.

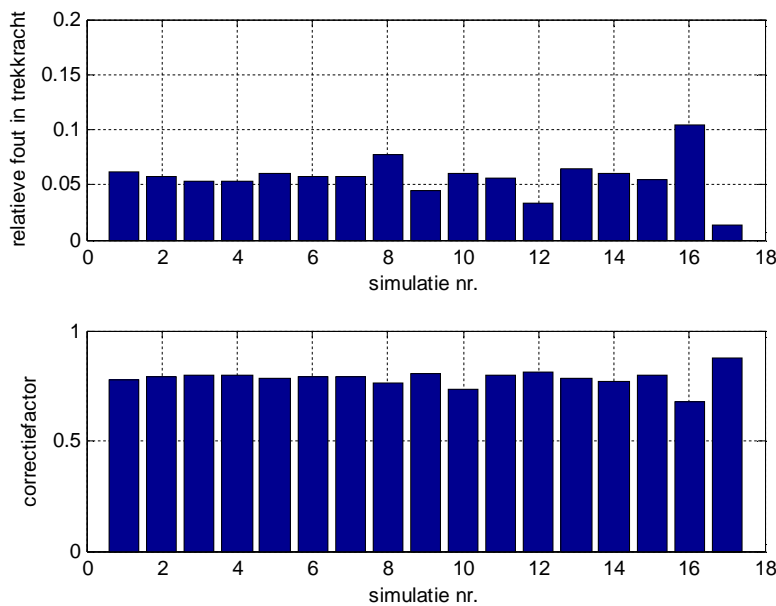
Tabel C-1

invoerparameter	symbool		laag	midden	hoog
lengte ankerstaaf	L	[m]	14	19	23
diameter ankerstaaf	D _{staaf}	[m]	0,060	0,080	0,100
equivalente E-modulus staaf	E _{eq}	[kN/m ²]	1,8.10 ⁸	1,6.10 ⁸	1,4.10 ⁸
voorspanning (initiële kracht) ¹⁾	F _a	[kN]	200	600	1000
veerstijfheid damwand	E _{Aveer}	[kN]	1,0.10 ⁴	5,0.10 ⁴	1,0.10 ⁵
zetting bij ankerstoel***	Z _{max}	[m]	0,1414	0,35355	0,56569
normaalstijfheid	s _y	[kN/m ²]	2000	5000	7500
maximale drukspanning	σ _{max}	[kN/m]	46	68	91

**In de gegeven zettingswaarden is uitgegaan van een ankerstaaf onder 45 graden en maximale verticale zettingen van 0,2 m, 0,5 m en 0,8 m. Dit geeft dan verplaatsingen loodrecht op de staaf waarin de verticale verplaatsing is gedeeld door wortel 2.

De schuifeigenschappen van de grond zijn zodanig slap gekozen dat deze geen rol spelen. Er is uitgegaan van een berekening met de gemiddelde waarde voor alle parameters. Vervolgens is steeds een parameter gevarieerd naar zijn minimum en maximum. Dit levert 1+2*7=15 berekeningen op. Voor iedere berekening zijn de trekkrachten uit ANKERSTAAF en ABAQUS bepaald, evenals de aanvullende correctiefactor op de normaalstijfheid die in ANKERSTAAF nodig is om dezelfde trekkracht te krijgen. Vervolgens werd voor iedere parameter de waarde gekozen die de grootste afwijkingen met ABAQUS gaf en met deze parameters werd een berekening uitgevoerd (berekening nummer 16). Hetzelfde werd gedaan voor de parameters die de kleinste afwijking gaven met ABAQUS (berekening nummer 17).

Hieronder zijn twee verdelingen getekend. De variatie in α en de relatieve afwijking van de trekkracht berekend volgens $T_{rel}=(T_{Abaqus}-T_{Ankerstaaf})/T_{Abaqus}$.



De trekkracht in ANKERSTAAF ligt weer structureel lager dan die in ABAQUS. Voor de gemaakte berekeningen varieert de relatieve fout in de totale kracht tussen 1 en 9%, dus een 1 tot 9 % lagere

trekkracht. De in ANKERSTAAF benodigde correctiefactor op de normaalstijfheid ligt voor de beschouwde berekeningen tussen 1/0,68 en 1/0,88.

C.4.3.3 In ANKERSTAAF gehanteerde correctiefactor op de normaalstijfheid

In de hierna in § C.4.3.4 gepresenteerde ANKERSTAAF-resultaten uit 2007 is naar alle waarschijnlijkheid gebruik gemaakt van 0,54 als correctiefactor voor de normaalstijfheid ($EA_{\text{ANKERSTAAF}} = \frac{EA}{0,54}$). Deze factor is afgeleid uit de eerdere vergelijking met ESA-PT voor het geval van een constante uniforme belasting. Uit de latere vergelijking met ABAQUS voor het geval van een langs de staaf verlopende verplaatsing volgde echter een gemiddelde correctiefactor van 0,78. De invloed op de ankerkrachttoename van een alternatieve keuze voor 0,78 in plaats van 0,54 wordt hierna uitgewerkt.

Er geldt (met $\beta_F = 24$, dus gebaseerd op een uniforme belasting):

$$\alpha(1+\alpha)^2 = \frac{EA(ql)^2}{\beta T_0^3}$$

$$\alpha = \frac{\Delta T}{T_0}$$

$$\frac{\alpha_{\text{nieuw}}(1+\alpha_{\text{nieuw}})^2}{\alpha_{\text{oud}}(1+\alpha_{\text{oud}})^2} = \frac{0,54}{0,78} = 0,69$$

ofwel:

$$\alpha_{\text{nieuw}}(1+\alpha_{\text{nieuw}})^2 = 0,69\alpha_{\text{oud}}(1+\alpha_{\text{oud}})^2$$

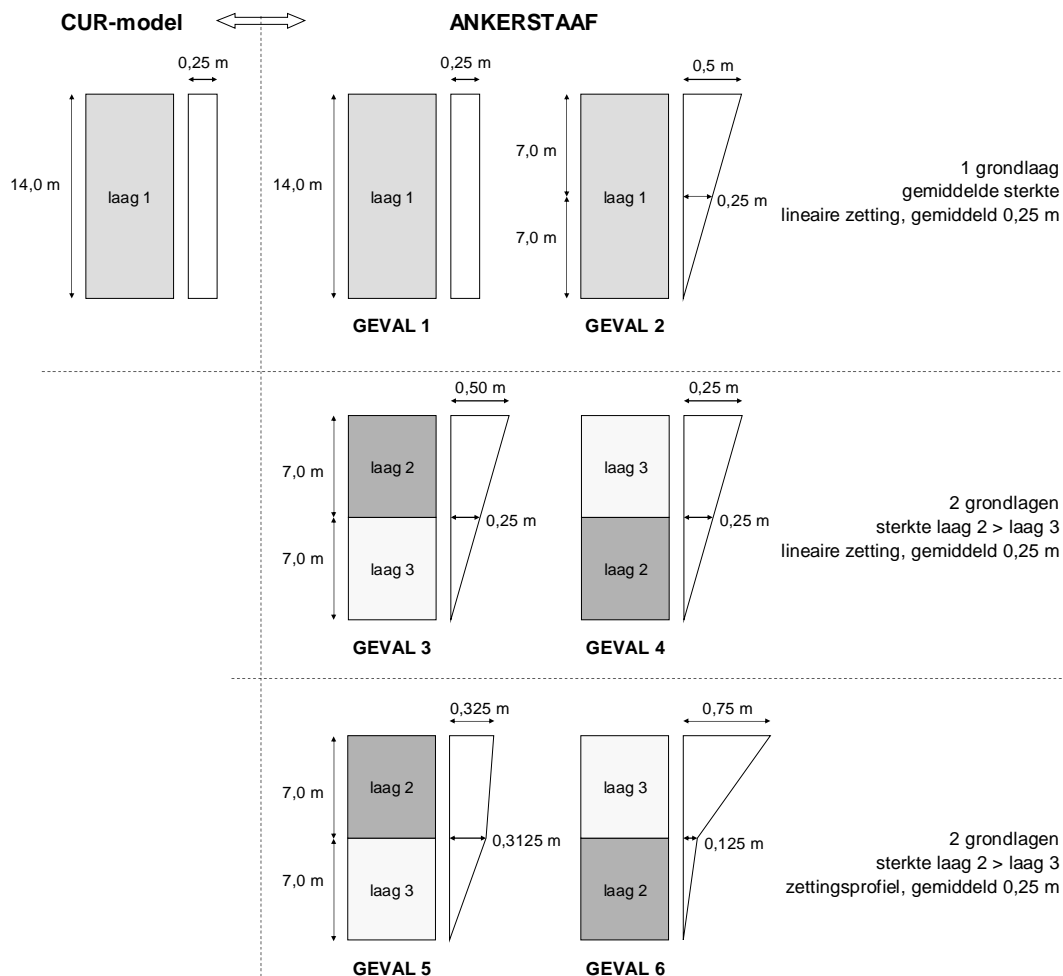
Door nulpuntsbepaling van bovenstaande vergelijking kan $\alpha_{F,\text{nieuw}}$ uitgedrukt worden in $\alpha_{F,\text{oud}}$. Deze relatie blijkt bij benadering lineair:

$$\frac{\Delta T_{\text{nieuw}}}{T_0} = 0,83 \frac{\Delta T_{\text{oud}}}{T_0}$$

Bij toepassing in ANKERSTAAF van een correctiefactor op de normaalstijfheid EA van $\frac{1}{0,78}$ in plaats van $\frac{1}{0,54}$ zal de trekkrachttoename ΔT dus wat lager uitkomen.

C.4.3.4 Vergelijking CUR-model en ANKERSTAAF

Ter vergelijking van de twee modellen is met ANKERSTAAF een eenvoudige situatie doorgerekend met beide methoden. Voor zover zich anno 2021 laat nagaan is daarbij in ANKERSTAAF een correctiefactor op de normaalstijfheid toegepast van $\frac{1}{0,54}$. Omdat met ANKERSTAAF een betere schematisering van de ondergrond kan worden gemaakt, is het effect daarvan in 2007 onderzocht. In Figuur C-5 is aangegeven welke gevallen zijn berekend.



Figuur C-5

Het uitgangspunt is het CUR-model, waarin alleen één grondlaag kan worden ingevoerd met een gemiddelde zetting. Dezelfde situatie in ANKERSTAAF is in casus 1 afgebeeld. Nu kan echter ook de zetting lineair verlopend over de hoogte worden ingevoerd, zoals in casus 2 is afgebeeld.

Stel dat er in werkelijkheid sprake is van een gelaagde bodemopbouw met 2 grondlagen. Dan kan de sterke/stijve laag onder of boven zitten. In casus 3 en 4 is berekend wat het effect daarvan is op de ankerkracht. Daarbij zijn de eigenschappen van laag 2 en 3 zo gekozen, dat de gemiddelde sterkte weer gelijk is aan die van laag 1.

Het is aannemelijk dat ook de samendrukbaarheid van laag 2 en 3 verschillend is. In geval 5 en 6 is een zettingsverloop aangenomen, zodanig dat de gemiddelde zetting weer gelijk is aan 0,25 m. Verder zijn deze gevallen gelijk aan gevallen 3 en 4.

De overige randvoorwaarden zijn Tabel C-2 weergegeven.

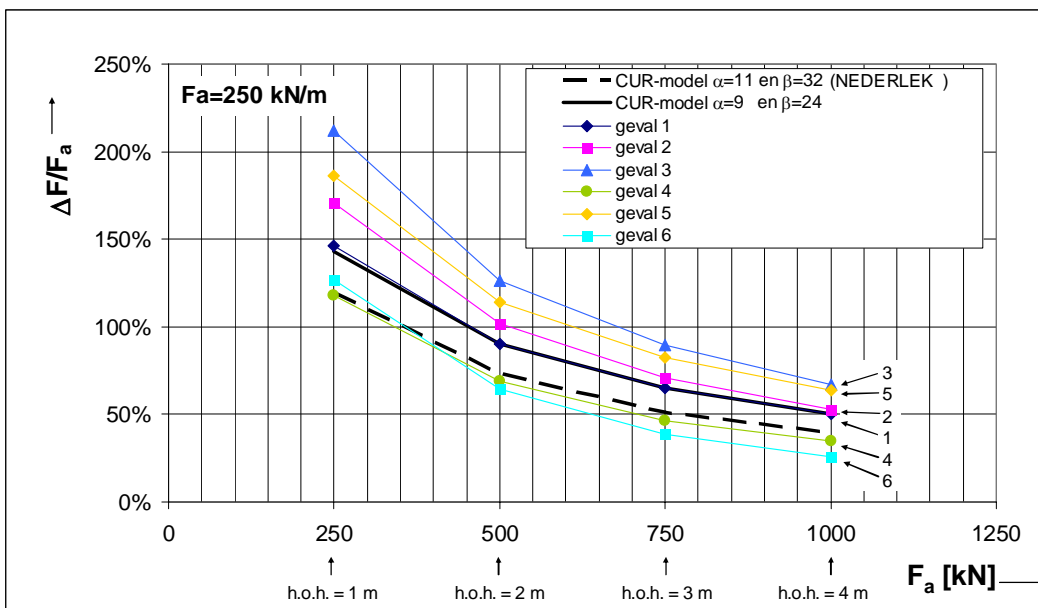
Tabel C-2

laag	RKSS	RKNN	φ	ψ	c	S _{max}	c _u
	kN/m ²	kN/m ²	grad	grad	kN/m ²	kN/m	kN/m ²
1	0,1	4000	0	0	10	47,5	50
2	0,1	6000	0	0	15	71,3	75
3	0,1	2000	0	0	5	23,8	25
<hr/>							
D _{staaf}	0,08	m					
L _{staaf}	19,8	m					
β_{anker}	45	grad					
E _A staaf	1,01 · 10 ⁶	kN					
E _{Idamwand}	10 ⁵	kNm ² /m					
k (beddingsconstante)	4000	kN/m ²					
F _a	250	kN/m					
α	9	-					
β	24	-					

- RKSS is de schuifstijfheid (s_y).
- RKNN is de normaalstijfheid (s_x).
- SMAX is de maximale verticale drukspanning die op de staaf kan werken. Deze is gelijk aan q_z in het CUR-model: $q_z = (1+\alpha) \cdot c_u \cdot D_{\text{staaf}}$.

In Figuur C-6 is voor de casussen 1 t/m 6 de toename van de ankerkracht $\Delta F/F_a$ uitgezet tegen de initiële ankerkracht F_a . Voor deze initiële ankerkracht is 250 kN per strekkende meter dijk aangenomen. Met verschillende hart-op-hart afstanden volgt daaruit een verschillende ankerkracht per anker.

De casussen 1 t/m 6 zijn berekend met ANKERSTAAF. Voor zover zich anno 2021 laat nagaan is daarbij in ANKERSTAAF een correctiefactor op de normaalstijfheid toegepast van $\frac{1}{0,54}$. Deze gevallen zijn vergeleken met het CUR-model met factoren $\alpha_{s_u}=9$ en $\beta_F=24$. Bovendien is ook vergeleken met het CUR-model bij de voor het Nederlek ontwerp gemaakte keuzes ($\alpha_{s_u}=11$ en $\beta_F=32$). Zie Figuur C-6.



Figuur C-6

De volgende zaken vallen op:

- Het CUR-model geeft met de factoren $\alpha_{s_u}=9$ en $\beta_F=24$ een grotere toename dan met de factoren $\alpha_{s_u}=11$ en $\beta_F=32$.
- Casus 1 geeft vrijwel dezelfde waarde van $\Delta F/F_a$ als het CUR-model (met $\alpha_{s_u}=9$ en $\beta_F=24$). De lijnen vallen vrijwel helemaal over elkaar, alleen bij 250 kN is het verschil te zien.

Anno 2021 is ter controle voor het basisgeval ($\cos(\beta) \cdot u_{v,uniform} = 0,25 \text{ m}, s_u = 50 \text{ kPa}$) nogmaals nagegaan welke ankerkrachttoename resulteert bij toepassing van de CUR formules, gebruik makend van de invoer die 2007 vermoedelijk is gebruikt. Bij een hart-op-hart afstand van 1 meter, een $\beta_F = 24, q_0 = q_{uniform} \cdot 4/\Pi$ en $k' = c_{bed} \cdot \sqrt[4]{\frac{4EI_{damwand}}{c_{bed}}}$ wordt dan een ankerkrachttoename van 155 % gevonden. Deze waarde is wat hoger dan de waarde die uit de grafiek valt af te lezen. Ter vergelijking: bij toepassing van $\beta_F = 4\Pi^2, q_0 = q_{uniform} \cdot 4/\Pi$ en $k' = \frac{c_{bed} \cdot \sqrt[4]{\frac{4EI_{damwand}}{c_{bed}}}}{\cos \beta}$ (de theoretisch juiste combinatie) wordt een ankerkrachttoename van 130 % gevonden. En bij toepassing van $\beta_F = 4\Pi^2, q_0 = q_{uniform} \cdot 4/\Pi$ en $k' = c_{bed} \cdot \sqrt[4]{\frac{4EI_{damwand}}{c_{bed}}}$ (verwaarlozen van de invloed van de ankerhoek op de k') wordt een ankerkrachttoename van 105 % gevonden.

- Casussen 2, 3 en 5 geven een grotere toename dan geval 1. Daaruit blijkt duidelijk dat de invoering van het zettingsprofiel in plaats van een gemiddelde zetting een ongunstige invloed heeft (geval 2) en dat een stijve grondlaag op een slappe grondlaag ongunstig is (gevallen 3 en 5).
- Het verschil tussen casus 1 en casus 2 met één grondlaag, waar alleen de zetting anders is weergegeven, is een ankerkrachttoename van 2% à 30%, afhankelijk van de initiële ankerkracht. Dit verschil is enkel het gevolg van het invoeren van een zettingsverloop in plaats van een gemiddelde zetting. De invloed van het zettingsprofiel is dus aanzienlijk, zeker bij lagere initiële ankerkrachten.
- Door casus2 te vergelijken met casussen 3 en 4, wordt de invloed van de opdeling in meerdere grondlagen duidelijk. In casus 3 heeft dit een negatief effect, in casus 4 een positief effect. De invloed is in beide gevallen groot, in beide gevallen zo'n 50%.
- Casussen 3 en 5 vertonen de grootste ankerkrachttoename. Dit heeft te maken met de gekozen samenstelling van de grondlagen, namelijk bovenin stijf/sterk en onderin slap/zwak.
- De invloed van het zettingsverloop blijkt ook uit vergelijking van gevallen 4 en 6. Geval 6 is hetzelfde als geval 4, behalve het zettingsverloop. Het verschil tussen beide is maximaal 10%. Voor casussen 3 en 5 is dit verschil groter (maximaal 25%).

In Nederlek is voornamelijk sprake van casus 5, waar de bovenste laag aanzienlijk stijver is omdat deze uit dijksmateriaal bestaat. De onderste lagen bestaan dan uit oorspronkelijke veen- en kleilagen, die over het algemeen slapper zijn en een hogere samendrukbaarheid hebben. Uit de grafiek blijkt dat voor casus 5 de toename van de ankerkracht aanzienlijk groter is dan bij het CUR-model. In dat opzicht zullen de ankerkrachten dus hoger uitvallen dan in het huidige ontwerp van Nederlek wanneer het nieuwe model ANKERSTAAF wordt gebruikt. Dat zal met name liggen aan het feit dat met ANKERSTAAF de sterkte- en stijfheidsverhouding tussen het dijksmateriaal en de holocene klei- en veenlagen in rekening wordt gebracht. Een iets kleiner, maar nog steeds aanzienlijke invloed heeft de modellering van het zettingsverloop langs de ankerstaaf.

C.4.3.5 Gevoeligheidsanalyse met ANKERSTAAF voor Nederlek situatie

Voor de Nederleksituatie is eerst de range van alle invoerparameters van ANKERSTAAF bepaald, die representatief is voor het beschouwde probleem. Door elke parameter binnen deze representatieve range te variëren, terwijl voor de overige parameters een verwachtingswaarde wordt aangenomen (ongeveer het gemiddelde van de range), is de gevoeligheid van de uitkomst bepaald. De relatieve toename van de ankerkracht ten opzichte van de initiële ankerkracht $\Delta F/F_a$ wordt genomen als vergelijkingsparameter.

- Lengte ankerstaaf

De lengte van de ankerstaaf volgt uit de positie in het dwarsprofiel en de diepte van de vaste zandlaag ter plaatste. Er wordt uitgegaan van drie verschillende posities, zie Figuur C-7. Alle hiernavolgende parameters worden voor elke van deze drie damwandposities gevarieerd (kruin, talud en teen).

- Diameter ankerstaaf

De diameter van de staaf varieert weinig. Het aantal verschillende toepasbare schroefinjectieankers is beperkt in verband met de grote krachten die ze moeten opnemen.

- Stijfheidsmodulus staaf

De invoerparameters in ANKERSTAAF zijn D_{staaf} en E_{staaf} . Voor de stijfheidsmodulus van de ankerstaaf E_{staaf} wordt een equivalente waarde E_{eq} gekozen, zodanig dat de totale stijfheid EA_{staaf} in dezelfde orde van grootte ligt als die van een representatief schroefinjectieanker. Het programma gaat namelijk uit van een massieve ronde staafdoorsnede, terwijl dit in werkelijkheid niet zo is (holle buis of strengen). De waarde van EA varieert voor deze ankers van circa $5 \cdot 10^5$ kN tot $1 \cdot 10^6$ kN. Uitgaande van een diameter van 0,060 m tot 0,100 m is de equivalente E -modulus te bepalen. Overigens wordt in het model ook de buiging van de ankerstaaf meegenomen, dus de staafdoorsnede is ook van belang voor de optredende momenten. De diameter mag daarom niet al te veel afwijken van de werkelijke waarde.

- Voorspanning

De voorspanning is in dit probleem gelijk aan de initiële ankerkracht die volgt uit de Plaxis-berekening van de maatgevende situatie (het optreden van MHW). Deze is per strekkende meter berekend en de kracht per anker is dus sterk afhankelijk van de hart-op-hart afstand van de ankers. Uit het ontwerp blijkt dat de initiële ankerkracht kan variëren van 200 kN tot 1000 kN.

- Veerstijfheid damwand

Met de veerstijfheid van de damwand wordt bedoeld de mate waarin de damwand meegeeft wanneer het anker er een kracht op uitoefent. In het rekenmodel kan de veerstijfheid van de damwand op twee manieren worden ingevoerd:

1. een combinatie van de hart-op-hart afstand (a), de beddingsconstante (k) en de buigstijfheid van de damwand (EI_{damw}) overeenkomstig het CUR-model
2. direct door invoer van de stijfheid EA_{veer} van een koppelingsveer tussen ankerstaaf en oplegging. Deze veer is 1,0 m lang in het model en de normaalstijfheid ervan (EA_{veer} , in de richting van het anker) geeft aan hoeveel het ankeruiteinde kan verplaatsen.

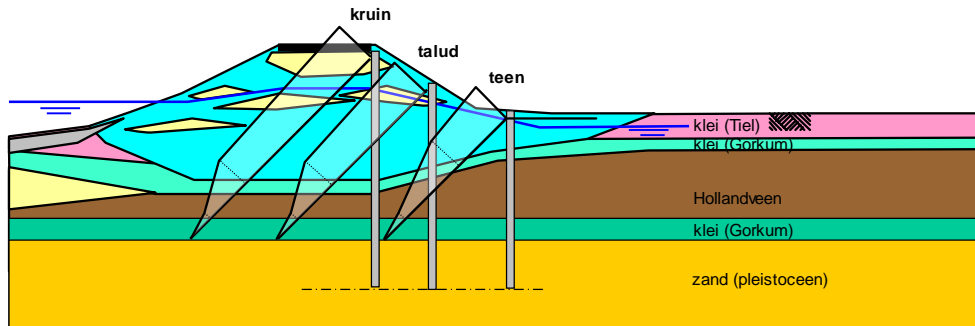
Hier is gekozen voor optie 1, omdat daarmee maar één parameter gevarieerd hoeft te worden, die in principe hetzelfde weergeeft als de drie parameters van optie 2.

Uit de ervaring met de PLAXIS-berekeningen blijkt dat de bovenkant van de damwand in de orde van centimeters verplaatst bij de optredende ankerkrachten. Uitgangspunt is een (horizontale)

verplaatsing van 25 mm bij een totale ankerkracht van 500 kN/m. De stijfheid is dan $500 \cdot 1,0/0,025 = 2 \cdot 10^4$ kN/m¹.

- Zetting bij ankerstoel

De zetting aan de bovenkant van het anker is maximaal gelijk aan de autonome maaiveldvaling van 0,5 m in 100 jaar (dit is een aanname op basis van meetgegevens). Het verloop in de diepte is afhankelijk van de bodemopbouw en de locatie van het anker in het dijklichaam (teen, talud of kruin). Er wordt uitgegaan van een zettingsprofiel zoals aangegeven in Figuur C-7. Om de invloed van de zetting te bepalen is Z_{max} gevarieerd.

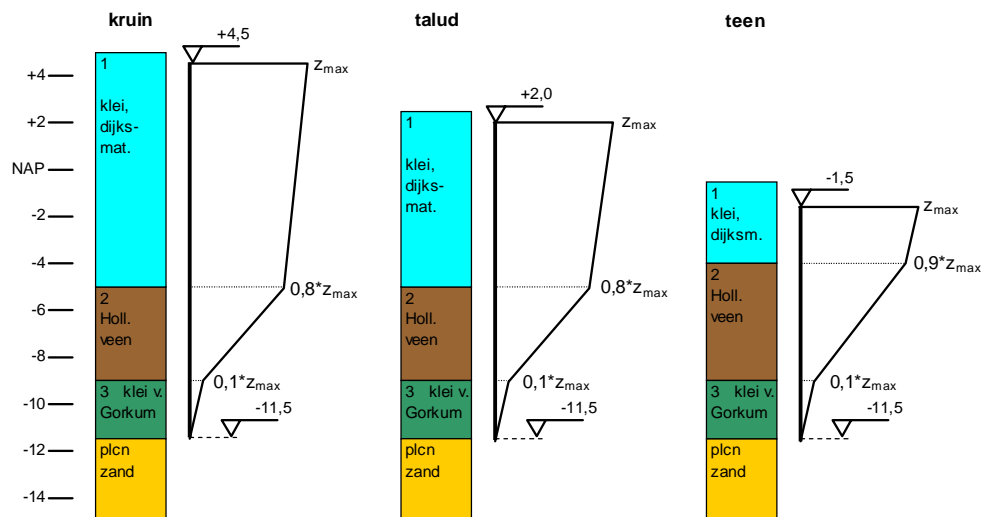


DOORSNEDE DIJK

Figuur C-7

- Bodemopbouw

De bodemopbouw is geschematiseerd tot drie lagen: dijksmateriaal, Hollandveen en klei (Gorkum). Het niveau van de laagovergangen is afhankelijk van de damwandpositie. In Figuur C-8 is aangegeven welke bodemopbouw is gehanteerd als randvoorwaarde. Daarnaast is het aangenomen zettingsverloop langs de ankerstaaf geschetst. Aan de bovenkant van de ankerstaaf is de zetting Z_{max} en het merendeel daarvan vindt plaats in de laag Hollandveen.



Figuur C-8 –

In Tabel C-3 zijn de gemiddelde representatieve waarden van de grondparameters opgenomen.

Tabel C-3

	naam	RKSS	RKNN	ϕ	ψ	c	Cu	SMAX
		[kN/m ²]	[kN/m ²]	[grad]	[grad]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]
1	dijkmateriaal	1,0E-01	5000	0	0	15	60	68
2	Hollandveen	1,0E-01	2000	0	0	20	40	46
3	klei v. Gorkum	1,0E-01	7500	0	0	25	80	91

- RKSS is de schuifstijfheid (s_y), deze is laag omdat de grond slap is voor vervorming langs de staaf.
- RKNN is de normaalstijfheid (s_x). Deze is ongeveer gelijk genomen aan de beddingsconstante.
- Het programma maakt de wrijvingshoek en dilatatiehoek (ϕ resp. ψ) gelijk aan nul omdat de normaalspanning onbekend is.
- Voor de cohesie c is een gemiddelde waarde gekozen, gebaseerd op de proevenverzameling.
- De ongedraineerde sterkte c_u is geschat op basis van conusweerstand en de Bergambachtproef.
- SMAX is de maximale drukspanning die op de staaf kan werken. Deze is gelijk aan $q_z = (1+\alpha) \cdot c_u \cdot D_{\text{staaf}}$. Hierin zitten dus ook de staafdiameter en de belastingfactor α . Voor de staafdiameter D_{staaf} is bij de bepaling van SMAX uitgegaan van 0,1 m en voor α is 11 aangehouden.

De variatie van de grondparameters is als volgt uitgevoerd. Voor alle lagen zijn de waarden van RKSS, RKNN, c en c_u vermenigvuldigd met een bepaalde variatiefactor, zie Tabel C-4. Deze factoren zijn zo gekozen dat er realistische hoge en lage waarden voor de afzonderlijke parameters uit volgen. Het effect van elke variatie op de relatieve toename in ankerkracht $\Delta F_a / F_a$ is bepaald.

Tabel C-4

parameter	variatiefactor		
	laag	midden	hoog
RKSS	0,1	1,0	100,0
RKNN	0,2	1,0	5,0
c	0,5	1,0	2,0
c_u	0,5	1,0	2,0

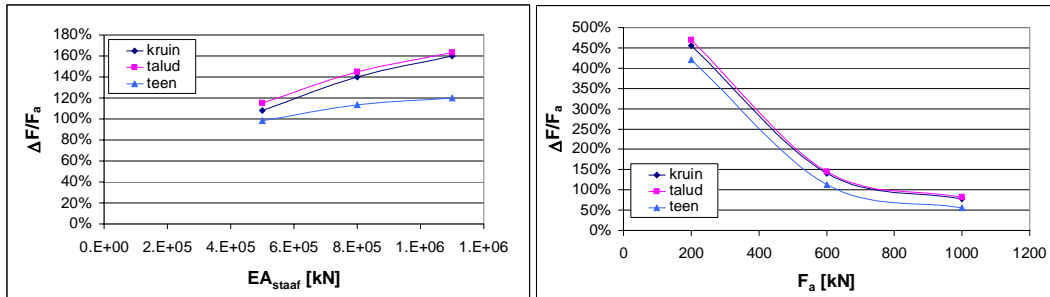
In Tabel C-5 zijn alle invoerparameters opgenomen, met daarbij de lage, gemiddelde en hoge waarde van de representatieve range. Voor de parameters van de bodemopbouw wordt een iets andere methode gevolgd, zie het einde van deze paragraaf.

Tabel C-5

invoerparameter	symbool		laag	midden	hoog
lengte ankerstaaf	L	[m]	14	19	23
stijfheid staaf	EA_{staaf}	[kN]	$5,0 \cdot 10^5$	$8,0 \cdot 10^5$	$1,1 \cdot 10^6$
diameter ankerstaaf	D_{staaf}	[m]	0,060	0,080	0,100
equivalente E-modulus staaf	E_{eq}	[kN/m ²]	$1,8 \cdot 10^8$	$1,6 \cdot 10^8$	$1,4 \cdot 10^8$
voorspanning (initiële kracht) ¹⁾	F_a	[kN]	200	600	1000
veerstijfheid damwand	EA_{veer}	[kN]	$1,0 \cdot 10^4$	$5,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^5$
zetting bij ankerstoel	Z_{max}	[m]	0,20	0,50	0,80
bodemopbouw	schuifstijfheid	S_y	[kN/m ²]	per grondlaag verschillend	
	normaalstijfheid	S_x	[kN/m ²]		
	cohesie	c	[kN/m ²]		
	maximale drukspanning	σ_{max}	[kN/m ²]		

1) ontstaat pas na optreden MHW

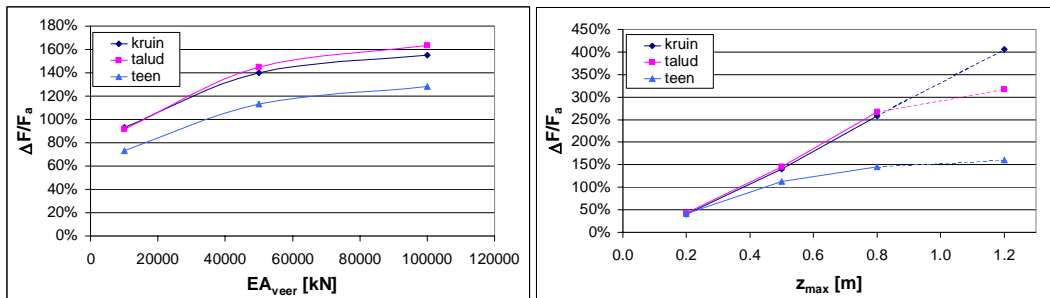
In onderstaande figuren zijn de resultaten van de gevoeligheidsanalyse weergegeven.



Figuur C-9 –

De stijfheid van de ankerstaaf EA_{staf} is van invloed op de toename van de ankerkracht. In de teen blijkt deze invloed kleiner te zijn dan in het talud en in de kruin. De lengte van de ankerstaaf heeft hier dus ook invloed. Dat is logisch, omdat het verschil in verlenging tussen een slappe en stijve staaf groter is bij een langere staaf.

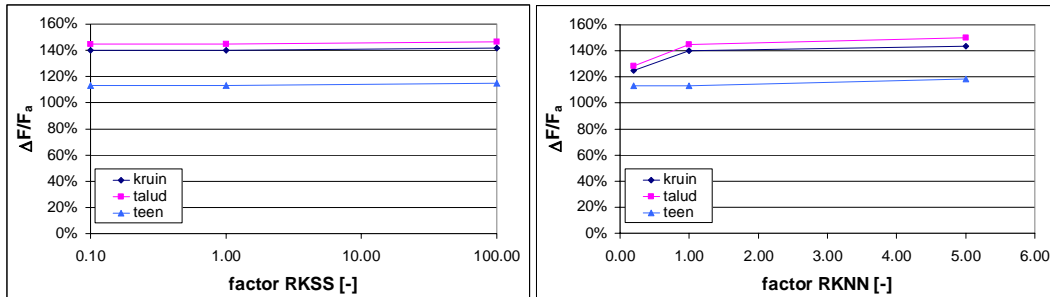
De initiële ankerkracht heeft een zeer grote invloed op de relatieve toename. In dit geval neemt de ankerkracht in de teen bijvoorbeeld toe van 200 kN tot meer dan 1000 kN (relatieve toename $\Delta F/F_a = (1040-200)/200 = 420\%$). Uit de grafiek blijkt ook duidelijk dat een hogere initiële ankerkracht gunstig is omdat de toename sterk afneemt bij hogere waarden van F_a . Dit volgt ook uit het CUR-model en is een reden om de hart-op-hart afstand van de ankers zo groot mogelijk te kiezen.



Figuur C-10 –

De stijfheid van de koppelingsveer in het model staat voor de mate waarin de damwand meegeeft als gevolg van de krachtsverhoging in de ankerstaaf. Deze parameter is zeer lastig in te schatten en hiervoor moet dus een veilige aanname gedaan worden. De gekozen waarde van 50.000 kN blijkt een redelijk veilige aanname, omdat een hogere waarde nauwelijks tot andere waarden van $\Delta F/F_a$ leidt, maar een lagere waarde wel.

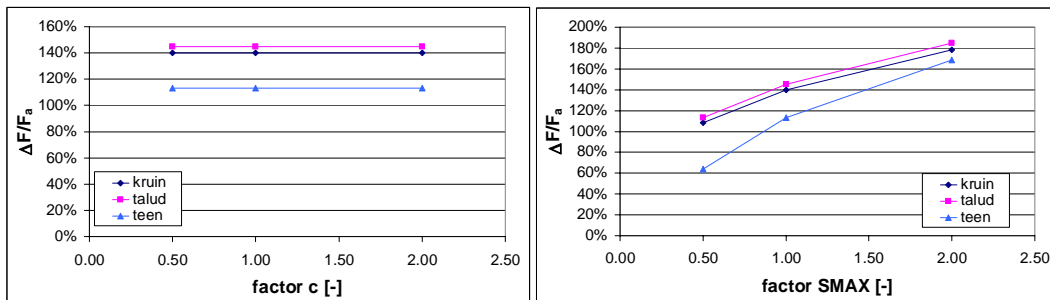
De zetting is logischerwijs ook van grote invloed op de toename van de ankerkracht. Wat opvalt is dat de lange ankers in kruin en talud vrijwel lineair reageren, maar het korte anker in de teen niet. Dit komt doordat het korte anker door de grond gaat snijden, omdat de zetting niet meer gevolgd kan worden. Ter illustratie is een aanvullend punt berekend voor 1,2 m zetting. Dan begint ook het anker in het talud door de grond te snijden, waardoor de lijn afbuigt. Er is dus sprake van asymptotisch gedrag; de toename van de ankerkracht is gelimiteerd. Dit effect is ook met het CUR-model opgemerkt en dit mechanisme komt dus in beide modellen naar voren.



Figuur C-11 –

De schuifstijfheid langs de staaf (RKSS) is gevarieerd met een factor 1000 (logaritmische schaal). Er is nauwelijks verschil in de toename van de ankerkracht te zien. Deze parameter is niet van belang. De cohesie heeft geen enkele invloed op de toename van de ankerkracht. Deze parameter is niet van belang.

De normaalstijfheid loodrecht op de staaf (RKNN) heeft weinig invloed. De gehanteerde waarden zijn veilige aannames.



Figuur C-12 –

De maximale drukspanning op de staaf S_{max} heeft een aanzienlijke invloed. Omdat hierin ook de belastingfactor α_{su} zit verwerkt ($S_{max} = (\alpha + 1) \cdot c_u \cdot D_{staaf}$), is dit een belangrijke parameter.

Uit de gevoeligheidsanalyse blijkt dat niet alle parameters een significante bijdrage leveren aan het eindresultaat. In Tabel C-6 zijn de parameters gerangschikt naar hun invloed op $\Delta F/F_a$.

Tabel C-6

parameter	symbool	invloed	opmerkingen
initiële ankerkracht	F_a	zeer groot	mede afhankelijk van h.o.h. afstand (a)
zetting	Z_{max}	zeer groot	tot bepaalde limiet
drukspanning op staaf	S_{max}	groot	combinatie van α , D en c_u
stijfheid staaf	EA_{staaf}	matig	
stijfheid oplegging	EA_{veer}	matig	combinatie van α , k en $EI_{damwand}$
schuifstijfheid langs staaf	RKNN	klein	
schuifstijfheid loodrecht op staaf	RKSS	vrijwel geen	
cohesie	c	geen	

C.4.4 Resultaten van in het in 2007 en 2010 uitgevoerde experimentele onderzoek

Tabel C-7 en Tabel C-8 tonen de op basis van de gemeten indrukweerstand berekende α_{su} factoren voor de verschillende gevallen. Bij een hoge snelheid van indrukken ligt de gevonden α_{su} waarde voor synthetische modelklei tussen de 9 en 11. Bij een meer realistische lage snelheid ligt de α_{su} waarde tussen 11,5 en 13,5. Een meer gedraineerde respons leidt hier dus tot meer indrukweerstand. In werkelijkheid is een gedraineerd gedrag het meest aannemelijk, omdat de zetting door kruip in de praktijk langzaam tot stand komt.

Tabel C-7 Resultaten voor de modelklei (Speswhite)

Proef	C _u [kPa]	Consolidatie- spanning [kPa]	Diameter T-bar [mm]	Breedte T-bar [mm]	Belastingsnelheid	V [-]	F _{max,T-bar}	α _{S_u}
							[N]	[-]
1	25	114	8	50	1 cm/dag	0.008	122	11.2
					1 cm/week	0.001	141	13.1
					1 cm/maand	0.0003	141	13.1
2	50	228	8	50	1 cm/dag	0.008	220	10.0
					1 cm/week	0.001	220	10.0
					1 cm/maand	0.0003	220	10.0
3	25	114	12	75	1 cm/dag	0.01	264	10.7
					1 cm/week	0.002	276	11.3
					1 cm/maand	0.0004	281	11.5
6	25	114	8	50	1 cm/dag	0.008	119	10.9
					1 cm/week	0.001	135	12.5
					1 cm/maand	0.0003	134	12.4
7	25	114	8	50	1 cm/min	11	100	9.0
					1 cm/uur	0.2	145	13.5
					1 cm/dag	0.008	145	13.5
8	25	114	8	50	1 mm/s	67	100	9.0
			12	75	1 mm/s	100	200	7.9

Tabel C-8 Resultaten voor Oostvaardersplassen klei

Proef	C _u [kPa]	Consolidatie druk [kPa]	Diameter T-bar [mm]	Breedte T-bar [mm]	Belastingsnelheid	V [-]	F _{max,T-bar}	α _{S_u}
							[N]	[-]
5	42	114	8	50	1 cm/uur	4.4	440	25.2
					1 cm/ 4 uur	1.11	450	25.8
					1 cm/dag	0.185	-	-
					1 cm/week	0.026	-	-
					1 cm/maand	0.0062	-	-
9	45.6	114	8	50	1 mm/s	1600	300	15.4
			8	50	1 cm/dag	0.185	-	-
			12	75	1 cm/dag	0.28	-	-

C.5 Conclusies

- Zowel uit de experimentele als uit de numerieke simulatie van het indrukken van een staaf met cirkelvormige doorsnede in de grond volgde in 2007 en 2010 dat de volgens de PPL toe te passen factor $\alpha_{S_u} = 9$ de in werkelijkheid optredende grondbelasting nog lijkt te onderschatten. Zeker ook omdat de indrukweerstand in de experimenten hoger wordt bij een (bij langzame kruipprocessen ook voor cohesieve grond meer realistisch) gedraineerd gedrag van de grond.
- Bij de absolute waarden die medio 2007 met het programma ANKERSTAAF zijn berekend moeten vraagtekens worden geplaatst. Dit omdat tijdens de validatie onvoldoende overeenkomst werd gevonden met vergelijkbare software (ESA-PT en ABAQUS), zonder aanwijsbare oorzaak. Bovendien bleek ook geen algemeen geldige kalibratie mogelijk. Om voor het geval van een uniforme belasting tot overeenkomst te komen lijkt de

normaalstijfheid in ANKERSTAAF voor analyses tbv het Nederlek ontwerp ad-hoc vergroot te zijn met een factor $\frac{1}{0,54}$.

- Uit § C.4.3.4 volgt dat de ankerkrachttoename ΔF door zakkende grond volgens ANKERSTAAF voor het meest realistische geval (met nummer 5) ongeveer een factor 1,25 groter is dan voor het basisgeval (met nummer 1: uniforme grond en belasting). In geval 5 treedt de samendrukking vooral op in de slappe lagen onder de dijk. De gevonden factor 1,25 correspondeert volledig met de waarde $\gamma_{zb} = 1,25$, zoals in PPL voorgeschreven voor ankerhellingen groter dan 40 graden.
- Voor zover zich laat nagaan is indertijd ook bij het berekenen van casus 1 en casus 5 in ANKERSTAAF gebruik gemaakt van een correctiefactor op de normaalstijfheid van $\frac{1}{0,54}$. Uit vergelijking van de ANKERSTAAF resultaten met ABAQUS voor het geval van een langs de staaf lineair verlopende zetting volgden later echter lagere correctiefactoren voor de normaalstijfheid in ANKERSTAAF. De gemiddelde waarde voor de toen gevonden correctiefactoren op de normaalstijfheid in ANKERSTAAF was $1/0,78$, zie § C.4.3.2. Volgens § C.4.3.3 zal de ankerkrachttoename bij toepassing van $\frac{1}{0,78}$ ongeveer een factor 0,83 lager uitvallen dan bij toepassing van $\frac{1}{0,54}$. Een lineair verlopende zetting is vergelijkbaar met casus nummer 2 in § C.4.3.4. Bij casus 2 vindt ANKERSTAAF ongeveer 10 % meer ankerkrachttoename dan bij casus 1 (uniforme belasting). Combineren van deze informatie roept de vraag op of met ABAQUS voor casus 1 wel een perfecte overeenkomst met het CUR166 resultaat zou zijn gevonden. Al met al is uit de beschikbare informatie zelf niet eenduidig vast te stellen welke verhouding tussen casus 5 en casus 1 met ABAQUS zou zijn gevonden en ook of het ABAQUS resultaat voor casus 1 overeen zou zijn gekomen met het resultaat bij toepassing van de CUR formules.
- Onderbouwing voor de in de PPL gegeven $\gamma_{zb} = 1,4$ voor hellingen kleiner dan 40 graden kan ten slotte niet rechtstreeks worden ontleend aan de resultaten van het medio 2007 uitgevoerde onderzoek.
- Het in § C.4.3.4 gepresenteerde ANKERSTAAF-resultaat voor het basisgeval (casus 1, uniforme grond en belasting) komt qua ankerkrachttoename het best overeen met het de CUR-formules indien in de CUR formules gebruik wordt gemaakt van $\beta_F = 24$ en $q_0 = q_{\text{uniform}}$. Aan deze overeenkomst moet echter niet te veel waarde worden gehecht, gezien de eerdergenoemde vraagtekens bij de ANKERSTAAF resultaten en gezien de in ANKERSTAAF waarschijnlijk ook toegepaste correctie van de normaalstijfheid.
- In 'geval 1' van het CUR-model (loodrecht belaste ankerstaaf) wordt een - op de ongedraineerde sterkte gebaseerde - uniforme belasting q_{uniform} aangenomen, die volgens de CUR-formule moet worden vertaald naar een equivalente amplitude voor een sinusvormige belasting $q_{0,\text{eq}}$. Deze vertaling vindt plaats met: $q_{0,\text{eq}} \approx \frac{4}{\pi} \cdot q_{\text{uniform}}$. Langs andere weg is in 2006 een met het CUR-model vergelijkbaar verband afgeleid, zie § C.3 . Dit verband leidt - in combinatie met $q_{0,\text{eq}}$ - ook tot $\beta_F \approx 4 \cdot \pi^2$, net zoals in het CUR-model. Doordat bij de vergelijking van de alternatieve afleiding met de CUR-formule abusievelijk is gebruikt $q_0 = q_{\text{uniform}}$, is in 2006 ten onrechte geconcludeerd dat $\beta_F = 4 \cdot \pi^2$ in het CUR-model zou moeten worden vervangen door $\beta_F = 24$.

In § C.3.2 van dit kennisdocument is anno 2021 een eenvoudige alternatieve afleiding opgenomen voor zowel het CUR166 'geval 1' als voor het CUR166 'geval 2'. Deze alternatieve afleiding is gebaseerd op een uniforme belasting en louter kabelwerking en leidt tot een met de CUR formules vergelijkbaar numeriek resultaat.