

Een effectieve dijkversterking bij Fort Vuren

Suggestie dijkverbetering op basis van hoogte en standzekerheid

Door

Jan Dirk van Straten



Een effectieve dijkversterking bij Fort Vuren

Suggestie dijkverbetering op basis van hoogte en standzekerheid

In opdracht van Programmabureau Dijkverbetering
Waterschap Rivierenland

*Jan Dirk van Straten
Afstudeeronderzoek Land & Watermanagement
Hogeschool van Hall Larenstein*

Versie 02:

Status: Definitief

Tiel: Februari tot Juni 2015

Voorwoord

Voor u ligt het onderzoeksrapport “Een effectieve dijkversterking bij Fort Vuren”. Het is een document wat tot stand is gekomen door een samenwerking tussen Waterschap Rivierenland te Tiel en Hogeschool van Hall Larenstein te Velp. Het is geschreven als adviesdocument richting het Programmabureau Dijkverbetering en de Afdeling Weg- en Waterbouw van Waterschap Rivierenland, voor lezers met een beroepsmatig gemiddelde kennis op het gebied van de waterbouwkunde en andere geïnteresseerden.

Het Waterschap beheert onder andere dijken in het rivierengebied, dat zich uitstrekt van Kinderdijk tot Groesbeek. Er is wettelijk vastgelegd dat deze dijken aan de huidige normen moeten voldoen. In dit rapport wordt een onderzoek gedaan naar dijkversterkingsmogelijkheden van een klein onderdeel van het dijkenareaal, dat gelegen is bij het historisch fort Vuren.

Als deeltijdstudent Land&Watermanagement wilde ik mijn scriptie, vanwege de uitdaging, actualiteit en toekomstige stappen, richten op het voorstellen van een dijkversterking. Het project was hoe dan ook complex en de tijd was beperkt. Ook namen diverse zaken meer tijd in beslag dan van tevoren ingeschat, maar ik heb hier ontzettend veel van geleerd.

Hierbij wil ik iedereen die mij hierin heeft geholpen hartelijk danken. Niet in de laatste plaats mijn begeleiders Frans v/d Berg en Hans v/d Velde, voor de geboden ruimte en de procesmatige sturing, Harrie van Rosmalen, als algeheel begeleidend docent en adviseur, en Cor Bisschop voor de softwarematige processen.

Jan Dirk van Straten
Juni 2015, Nieuwpoort (ZH)

Samenvatting

De dijk bij fort Vuren, tussen Gorinchem en Waardenburg, is tijdens de 3^e toetsing volgens het VTV afgekeurd op de faalmechanismen macrostabiliteit binnenwaarts en hoogte. Dit kan verschillende oorzaken hebben. Allereerst is gedetailleerd naar de bodem en de opbouw van de dijk in het onderzoeksgebied gekeken. Ook zijn hierin de geohydrologische kenmerken meegenomen. De dijk ligt op een klei op veenpakket, rondom een historisch fort, met aan beide zijden water. De fortgracht heeft een waterstand van NAP + 1,50.

De dijk in het onderzoeksgebied is vervolgens verdeeld in een 4-tal verschillende doorsnedes, die uitgebreid zijn beschreven. Hierin zijn de aanwezigheid van een zogenaamde u-bak in de kruin en een damwandconstructie belangrijke aspecten gebleken. Ook is uit de profielbeschrijvingen de bestaande hoogte afgeleid. Op basis van de gegevens van onderzoeksbureau HKV is een ontwerpwaterstand, met een niveau van NAP + 7,10 vastgesteld. Deze waterstand vloeit voor uit de klimaatgegevens van HKV voor 2050, en diverse toeslagen. In een variatie met deze toeslagen volgt de conclusie dat de huidige dijk inderdaad 0,20m te laag is, en hiervoor een oplossing moet worden gevonden.

Vervolgens werd de ontwerpwaterstand van NAP +6,70, vastgesteld voor de berekening voor de macrostabiliteit binnenwaarts. De veiligheid hiervan is ontworpen op een combinatie van diverse veiligheidsfactoren, welke samen de veiligheidsfactor 1,32 vormt. Ook zijn de eigenschappen van de grondsoorten in de dijk vastgesteld en werd de invloed van grondwater uit (dieper gelegen) watervoerende pakketten vastgesteld. Hieruit volgt de tussenconclusie dat er geen sprake is van opbarsten aan de binnentoe. De 4 doorsnedes zijn met de bovenstaande gegevens in het software-programma *D-Geostability* ingevoerd, waar deze alle 4 berekend zijn op basis van de methode van Bishop. Deze methode gaat ervan uit dat een dijk cirkelvormig afschuift als gevolg van een aandrijfmoment, dat wordt gevormd door het gewicht van de grond. Schuifspanning en het passief tegengewicht zorgen voor het weerstandsmoment. Hieruit werd de kritieke glijcirkel vastgesteld.

De oorzaak van de macroinstabiliteit binnenwaarts wordt in hoofdzaak veroorzaakt door hoge waterspanningen uit onderliggende pakketten en lage schuifspanningen in de verschillende profielen. Dit resulteert in veiligheidsfactoren die niet aan de vereiste veiligheid voldoen. (berekende veiligheidsfactoren variëren tussen 0,6 en 1,26) Het aanbrengen van een damwand bij profiel 1, en het verlagen van de grondwaterstanden bij profiel 3 en 4, zijn effectieve dijkversterkingsmaatregelen. De grondwaterstand kan worden verlaagd, door het aanbrengen van drainagebuizen aan de binnentoe. Deze maatregelen zorgen ervoor dat dit deel van de dijk aan de normen voldoet. Een oplossing voor de hoogte kan worden gevonden door het verflauwen van het binnentalud en dus het rivierwaarts aanbrengen van een ophoging.

De dijkversterkingsmaatregel voor profiel 4, de doorsnede zonder civiele constructies, valt uiteen in een aantal mogelijkheden. Hierin is het aanbrengen van een ophoging als basis genomen. Via een nieuwe berekening is hier het aanbrengen van een steunberm met een hoogte van NAP 4,50+ en een bovenbreedte van 7m effectief. De ophoging en steunberm kan het beste worden aangebracht met behulp van een inkassing in het binnentalud en het opnieuw aanbrengen van de wegverharding. Er is kort stil gestaan bij extra grond met behulp van zettingsberekeningen. Het geheel werd in een uitvoeringstekening verwerkt en met een raming bij dit rapport gevoegd. Uiteindelijk is hierin variatie 7 met kosten van circa €62.000,- het beste alternatief.

Inhoudsopgave

Voorwoord.....	3
Samenvatting	4
1. Inleiding.....	7
1.1. Context.....	7
1.2. Onderzoek	7
1.3. Leeswijzer	8
1.4. Situatietekening en overzicht doorsnedes	9
2. Gebiedsbeschrijving	10
2.1. Bodemvorming rivierengebied	10
2.2. Reliëf.....	10
2.3. Water	10
2.4. Cultuurhistorie	11
2.5. Huidig gebruik	11
3. Profielbeschrijvingen	12
3.1. Indeling en Achtergrond	12
3.2. Doorsnede 1, u-bak constructie.....	12
3.3. Doorsnede 2, damwand in teen (schaardijk)	13
3.4. Doorsnede 3, damwand in binnenteen (flauw buitentalud)	13
3.5. Doorsnede 4, zonder constructies	14
4. Kruinhoogte.....	15
4.1. Hydraulische Randvoorwaarden.....	15
4.2. Hoogtecontrole	16
5. Binnenwaartse Standzekerheid	17
5.1. Definitie	17
5.2. Hydraulische Randvoorwaarden (MHW)	17
5.3. Grondmechanische Randvoorwaarden	18
5.4. Ontwerp benadering.....	19
5.5. Veiligheidsbenadering	19
5.6. Resultaten berekening	20
6. Analyse verbetervarianten.....	22
6.1. Algemeen.....	22
6.2. Mogelijke maatregelen	23
7. Dijkversterkingsmaatregel profiel 4.....	24
7.1. Kader	24
7.2. Controleberekeningen	24
7.3. Alternatieven	25

7.4. Uitvoeringstekening.....	25
7.5. Financiële uitwerking.....	26
8. Resultaten en Aanbevelingen.....	27
8.1. Huidige situatie.....	27
8.2. Macrostabieliteit binnenwaarts en Hoogte	27
8.3. Kostenindicatie.....	28
9. Definitief voorstel dijkversterking	29
9.1. Algemeen.....	29
9.2. Voorstel.....	29
9.3. Vervolgprocedure.....	29
Begrippenlijst.....	30
Bronvermelding	32
Bijlagen:	33
1. Kaart Peilgebieden Fort Vuren	
2. Kaart Grondwaterstanden Fort Vuren	
3. Historische kaarten Fort Vuren	
4. Tabel Parameters	
5. Fragment Rapport HKV	
6. Stijghoogtes per profiel (01 t/m 04)	
7. Autocad-tekening basisprofielen.	
8. Onderzoeksresultaten & variatie	
9. Uitvoeringstekening steunberm	
10. Raming variatie 1.	
11. Raming variatie 2	
12. Plan van Aanpak Februari 2015	

1. Inleiding

1.1. Context

1.1.1. Waterschap Rivierenland

Waterschap Rivierenland is een overheidsorganisatie die zorgt voor schoon water en voldoende water, en veilige dijken in het rivierengebied. Om de dijken ook in de toekomst veilig te houden, worden de dijken intensief geïnspecteerd en worden versterkingsmaatregelen aanbesteed en uitgevoerd. Daarnaast wordt er bij bijvoorbeeld hoog water opgeschaald en kan er een beroep worden gedaan op een geoefende calamiteitenorganisatie. Meer informatie over het Waterschap kan worden gevonden op de website: www.waterschaprivierenland.nl

1.1.2. Dijkkring 43 Betuwe- Tieler & Culemborgerwaarden

Voor waterveiligheid op de langere termijn werken rijksoverheid, provincie en waterschap intensief samen. Hiertoe is Nederland ingedeeld in 63 dijkkringen. Dit zijn gebieden die geheel door dijken zijn omgeven of grenzen aan hogere gronden, zoals de Utrechtse Heuvelrug of de Veluwe. Dit onderzoek richt zich op een dijk uit Dijkkring 43. Binnen deze ring liggen de Betuwe- Tieler- en Culemborgerwaarden. De totale lengte van deze dijkkring is ongeveer 193 kilometer.

1.1.3. Dijkversterking bij fort Vuren

Aan de hand van de wettelijk vastgestelde normen die voortkomen uit een overschrijdingskans van $1/1250^e$ jaar heeft het Waterschap, in samenwerking met andere partijen, een toetsingsronde volgens het VTV uitgevoerd. Uit de 3e toetsing bleken diverse onderdelen van dijkkring 43 niet te voldoen. Bij de toetsing kwamen onder andere een tekort aan hoogte en standzekerheid binnenwaarts naar voren als reden waarom de dijk *bij fort Vuren* is afgekeurd. Waterschap Rivierenland heeft als taak hier dijkversterkingsmaatregelen toe te passen.



Figuur 1 Foto Hoogwater 1995 bij Hellouw (GLD)

1.2. Onderzoek

1.2.1. Hoofdvraag

Hoe kan de dijk ter plaatse van Fort Vuren op de meest effectieve wijze worden versterkt en welke financiële gevolgen heeft dit?

1.2.2. Deelvragen

De hoofdvraag valt uiteen in de onderstaande deelvragen:

1. Hoe is de ondergrond geologisch en geomorfologisch opgebouwd?
2. Hoe is de bodem grondmechanisch en geohydrologisch opgebouwd en welke randvoorwaarden worden gehanteerd bij het ontwerp?
3. Welk profiel heeft de Waaldijk ter plaatse van, de op kaart aangegeven, doorsnede 1,2,3 en 4?
4. Welke invloed heeft macro-stabiliteit binnenwaarts op de dijkprofielen?
5. Welke mogelijke principe-oplossing kan er voor de instabiliteit worden gevonden wanneer deze ontoereikend blijkt te zijn?
6. Welke mogelijke principe-oplossing kan er voor de hoogte worden gevonden wanneer de dijk inderdaad te laag blijkt te zijn?
7. Wat is een kostenindicatie voor deelvraag 5 en 6 met betrekking tot doorsnede 4?

1.2.3. Afbakening

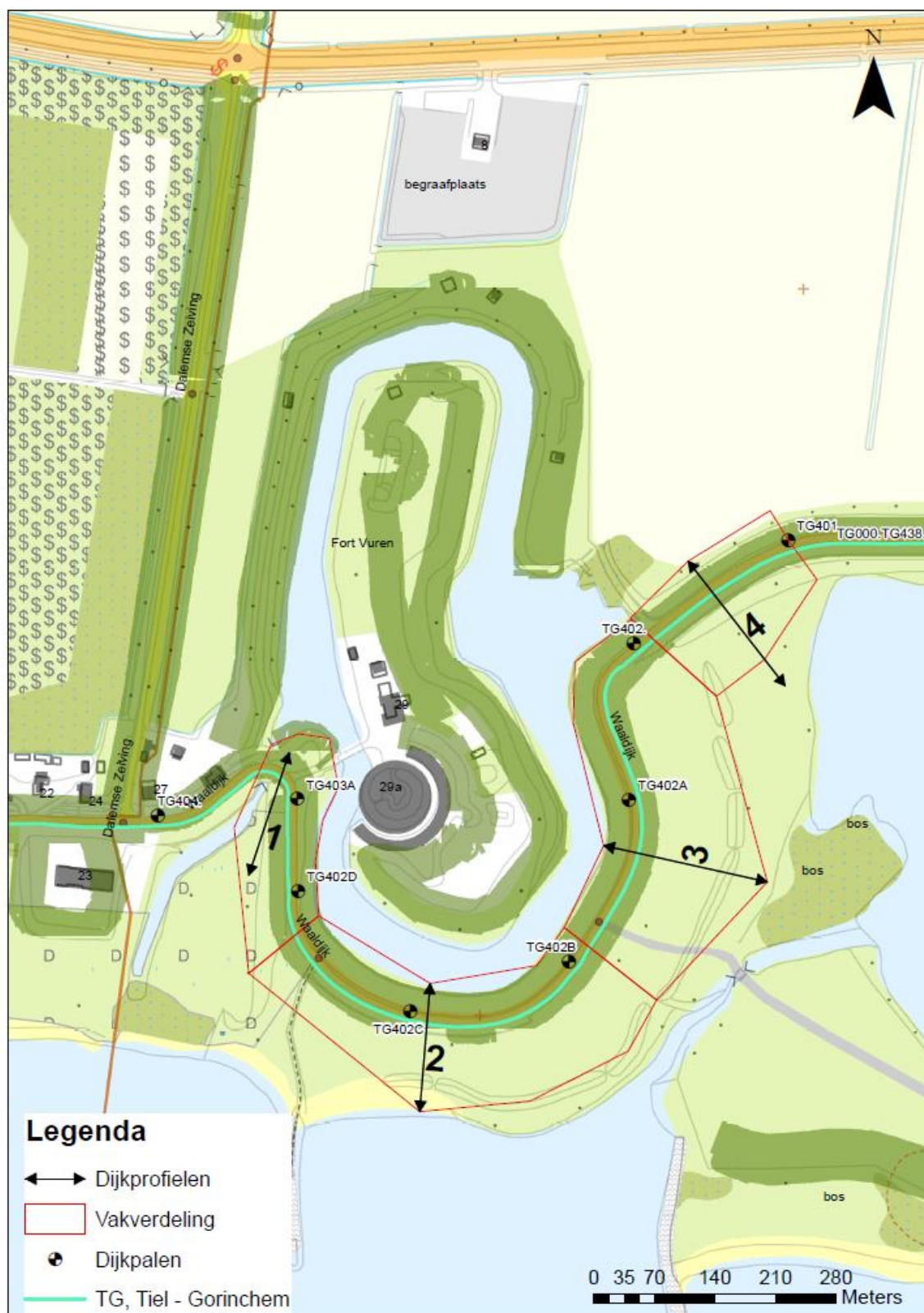
Omdat dit rapport wordt gebruikt als afstudeerrapport is bij het onderzoeksdoel de volgende afbakening gesteld:

- Het beschouwde gebied van de dijk bij fort Vuren ligt tussen de Dalemse Zeiving en dijkpaal 403. Uit de toetsing blijkt dat hier de dijk ook kan bezwijken als gevolg van piping. Dit is in het onderzoek niet meegenomen.
- In de laatste dijkversterking van 1995 zijn diverse constructies in de dijk aangebracht. Deze zijn in dit rapport wel beschreven maar zijn niet meegenomen in de hoogte en standzekerheidsberekening.
- De dijk maakt onderdeel uit van dijkversterking Gorinchem-Waardenburg. Dit project is tijdens het schrijven van dit rapport in voorbereiding en hierdoor komt er ook steeds meer informatie beschikbaar. Dit onderzoek is gebaseerd op de informatie, zoals deze beschikbaar was in februari 2015. Dit houdt in dat er geen beschikbare gegevens waren met betrekking tot de huidige waterspanningen in en onder de dijk. Daarom is hiervoor een hydrologisch model gebruikt.
- De maatregelen dienen praktische en financieel uitvoerbaar te zijn. Uitgangspunten zijn hierbij dat de cultuurhistorische waarde van het fort behouden blijft en het doorstroomprofiel van de Waal minimaal beïnvloedt wordt.

1.3. Leeswijzer

Hoofdstuk 2 geeft een algemene gebiedsbeschrijving rond fort Vuren, terwijl hoofdstuk 3 de vier beschouwde dijkdoorsneden beschrijft. De ontwerpbeurt voor de kruin van de dijk wordt uitgewerkt in hoofdstuk 4. Hoofdstuk 5 geeft de onderbouw van de stabiliteits- en zettings berekeningen bij het ontwerppeil. Daarna wordt in hoofdstuk 6 een gevoeligheidsanalyse uitgewerkt. In hoofdstuk 7 wordt de dijkversterkingsoplossing berekend en onderbouwd en wordt de raming toegelicht. Vervolgens volgen in hoofdstuk 8 de resultaten en aanbevelingen van dit rapport, en wordt in hoofdstuk 9 het definitief dijkverbeteringsvoorstel beschreven. Ter verduidelijking zijn een begrippenlijst en verschillende bijlagen toegevoegd.

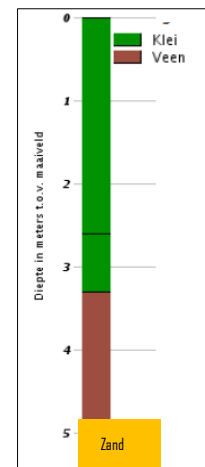
1.4. Situatietekening en overzicht doorsnedes



2. Gebiedsbeschrijving

2.1. Bodemvorming rivierengebied

De Waaldijk bij fort Vuren ligt in het zogenaamde rivierengebied. Het is een relatief vlak gebied met weinig reliëf, gevormd door de voorlopers van de grote rivieren Rijn en Maas, die toen vlechtend door het landschap stroomden. Pas vanaf ongeveer 10.000 jaar geleden, in het Holoceen, is het huidige landschap ontstaan. In deze periode kwamen de rivieren meer tot rust en sletten zij grote bochten in het landschap uit. Ook werd meer zwaar sediment afgezet, zoals klei, grind en zand. Hierdoor ontstonden grote riviervlaktes met zogenaamde komgronden, waarop veen begon te groeien; de formatie van Nieuwkoop ontstond. Later werd over de veenlaag klei en zand afgezet en werd de formatie van Echteld gevormd. De bodem bestaat op dit moment uit klei op een veenpakket met lichte inmenging van zand.¹



Figuur 2
Bodemopbouw
rivierengebied

Ongeveer 2000 jaar geleden begonnen de Romeinen met de eerste dijkenbouw in Nederland. Pas rond het jaar 1000 werden de eerste rivierdijken gebouwd. Dit waren eerst nog lage zomerdijken, later volgden de grotere winterdijken. Als gevolg van doorbraken van deze dijken, zijn op diverse plaatsen diepe kolkgraten ontstaan, de zogenaamde wielen of waaier. Hierdoor treffen we in het rivierengebied ook zand- en grindafzettingen aan de oppervlakte aan.

2.2. Reliëf

De hoogte van de dijk in het onderzoeksgebied is NAP+ 7,00m. De dijk loopt met een grote bocht om het fort heen. Waar de bocht aansluit op de huidige dijk, is het buitentalud relatief steil en is bekleed met begroeid basalt. Meer richting de rivier wordt het talud flauwer en wordt gesproken van een schaaldijk, omdat het water daar tegen de teen van de dijk staat. Het fort bestaat uit een, met bomen begroeide, aarden wal, waarvan de teen op NAP +1,20 geleidelijk oploopt tot ongeveer NAP +10,00. Rondom het fort en achter de dijk ligt open, vlak weidegebied en akkerland op NAP +1,00.²

2.3. Water

2.3.1. Oppervlaktewater³

Op de onderzoekslocatie zijn diverse watersystemen te onderscheiden. Allereerst de rivier de Waal, aan de buitenzijde van de dijk, die voorbij Gorinchem overgaat in de Beneden-Merwede. Deze rivier heeft ter plaatse van het fort een gemiddeld peil⁴ van NAP +1,00 bij normale omstandigheden en is een druk bevaren route. Daarnaast bevindt zich aan de landzijde de gracht van fort Vuren, die vooral een cultuurhistorische functie heeft. Dit peil heeft een winterpeil van NAP +1,50 en een zomerpeil van NAP +1,25. In dit onderzoek is het winterpeil aangehouden. Rondom het fort is het niveau van het oppervlaktewater NAP -0,50 tot NAP -1,20.

2.3.2. Grondwater⁵

Het niveau van het grondwater is in het voorland vrijwel overal rond de NAP +0,25. Ter plaatse van doorsnede 1 is het niveau aan de buitenzijde echter NAP+ 0,10 tot NAP+ 0,50. De grondwaterstanden in het achterland zijn overal vrijwel gelijk en staan op een niveau tussen de NAP + 0,00 en NAP +0,20.

¹ Landschappelijk Nederland Berendsen

² AHN Hoogtekaart & Ontwerptekeningen dijkversterking 1995

³ Bijlage 01 Kaart Peilgebieden Fort Vuren

⁴ Meting Rijkswaterstaat bij Dalem (apr. 2015)

⁵ Bijlage 02 Kaart Grondwaterstanden Fort Vuren

2.4. Cultuurhistorie⁶

Fort Vuren maakt onderdeel uit van de Nieuwe Hollandse Waterlinie en is in 1844 aangelegd. Voor 1844 stonden hier de Herwijnse Voormolens. De wateraanvoer hiervan, verliep via twee, later gedempte, weteringen die voor het droogleggen van de achterliggende polders zorgden. Later namen een stoomgemaal, en nu het huidige poldergemaal deze rol over.

Rond 1850 zijn de Herwijnse Afwateringssluits en diverse steenfabrieken aangelegd. De sluis werd tot 1945 door het fort tegen vijandelijke aanvallen beschermd. Eerst bestond het fort alleen uit een aarden wal op de waaldijk met een natte gracht, later werden andere militaire voorzieningen toegevoegd en werd het stoomgemaal gesloopt. De bouw van het fort had ook grote invloed op het landschap. Zo lagen er rondom het fort, zogenaamde visuele verboden kringen. Bij oorlogsdreiging werden alle huizen binnen deze kringen verbrand en bomen werden gekapt. Vervolgens werd de afwateringssluits geopend en werd het gebied onder water gezet.⁷

2.5. Huidig gebruik

In fort Vuren zijn een restaurant en Bed- en Breakfast gevestigd. Er worden rondleidingen gegeven en de veerboot over de Waal biedt gebruikers de mogelijkheid het slot Loevestein en de steden Woudrichem en Gorinchem te bezoeken. Hiervoor is aan de teen van de dijk, op een bestaande krib, een aanlegsteiger aangelegd. De weg over de dijk biedt een verbinding tussen de stad Gorinchem en Vuren, hoewel het meeste verkeer over de provinciale weg wordt afgewikkeld.



Figuur 3 Luchtfoto Vuren en omgeving anno 2014

⁶ Bijlage 03, verzameling historische kaarten

⁷ Nationaal Landschap Hollandse Waterlinie

3. Profielbeschrijvingen

3.1. Indeling en Achtergrond

De waterkering in het onderzoeksgebied is constructief gezien in 4 verschillende vakken verdeeld. Vak 1 met een u-bak constructie in de dijk. Vak 2 en 3, met een damwand in de binnenteen, met zowel een lang als een kort buitentalud. En vak 4 een doorsnede zonder constructies. Omdat deze onderdelen verschillend kunnen reageren op de ontwerpwaterstand is ervoor gekozen hiervan gedetailleerde beschrijvingen en tekeningen te maken.

De doorsnedes zijn gebaseerd op de bestekstekeningen uit de laatste dijkversterking, die plaats vond in 1995, en een zogenaamd geotechnisch lengteprofiel. Een dergelijk profiel is een vertaalslag van plaatselijke boringen en sonderingen, waarbij een zogenaamde conus de grond in wordt gebracht en van de bodem de mechanische weerstand wordt gemeten. Omdat bodemmateriaal verschillende weerstanden geeft, zand geeft bijvoorbeeld meer weerstand dan veen, kan in kaart worden gebracht waar de verschillende bodemlagen zich bevinden. De beschrijvingen zijn verwerkt in een overzichtstekening, opgenomen als *bijlage 7* en worden, met uitzondering van de civiele constructies, gebruikt bij de hoogte- en standzekerheidsberekeningen.

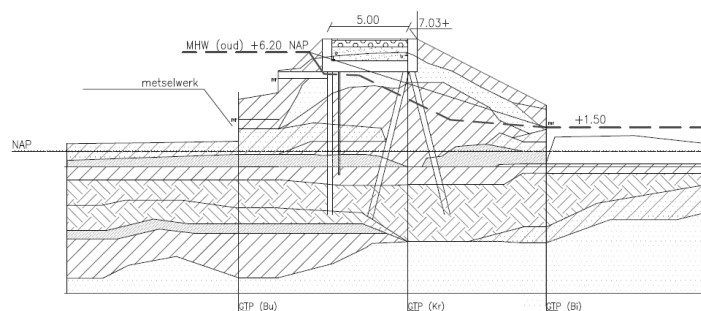
3.2. Doorsnede 1, u-bak constructie

3.2.1. Bodem

De bodem van de waterkering ter plaatse van doorsnede 1 (zie figuur 4) bestaat in de ondergrond uit een zandlaag (NAP – 7,60) . Daarbovenop ligt een veenlaag met een dikte variërend van ongeveer 3,00m tot 3,50m. Aan de oppervlakte bevinden zich diverse kleilaagjes van in totaal 2,50m dik met inmenging van zand.

3.2.2. Civiele constructie

De waterkering zelf bestond oorspronkelijk uit zand met daarop een kleilaag en is hier ongeveer 20 meter breed. In de dijkversterking 1995 is de dijk opgehoogd en voorzien van een kwelscherm. Om de breedte van het wegprofiel te houden is ervoor gekozen een zogenaamde u-bak constructie in de kruin aan te brengen. Deze bestaat uit een betonnen bak met een u-profiel, (6x2 meter en een totale lengte van 30 meter⁸) die rust op betonnen palen. Ook zijn hier aan de buitenzijde, over de hele lengte van de bak, damwandplanken (AZ 13) aangebracht om waterstromen tegen te gaan, het eerder genoemde kwelscherm. Het geheel is aangevuld met klei en zand.



Figuur 4 Tekening Doorsnede 1 (u-bak constructie)

3.2.3. Kademuur.

Ter plaatse van de doorsnede bevond zich in het verleden een sluis, die is dichtgemetseld vanaf de onderkant van de sluisbak, hierdoor is er aan de buitenzijde een kademuur ontstaan. Daarna is de sluisbak opgevuld met zand.

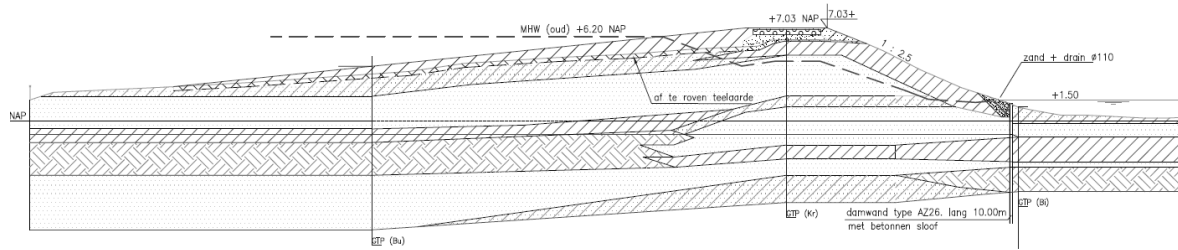
⁸ Bestekstekening Verbetering Waal en Lekbandijk 1995 (teknr 95.158/73-85)

3.3. Doorsnede 2, damwand in teen (schaardijk)

3.3.1. Bodem

Ter plaatse van doorsnede 2 (zie figuur 5) is de bodem onder de kering zeer gevarieerd van samenstelling. In het voorland bevindt zich een veenlaag met een afdeklaag van zand en diverse kleilaagjes, met inmenging van zand. Ter hoogte van de kruin en het achterland is geen veen aanwezig, maar bestaat de bodem uit verschillende zand -en kleilaagjes.

De zandlaag bevindt zich op NAP – 7,50.



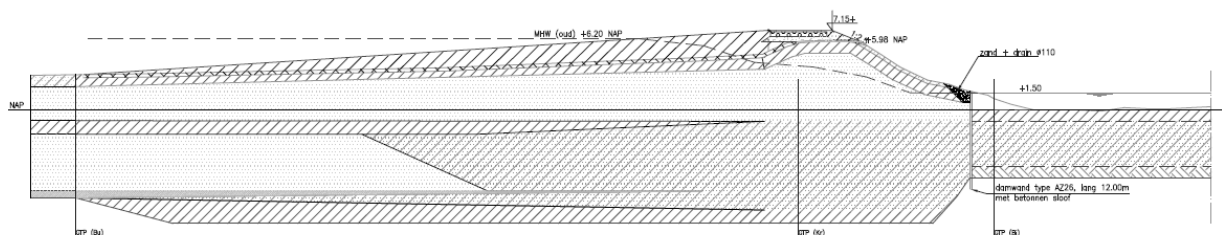
Figuur 5 Tekening Doorsnede 2 (schaardijk)

3.3.2. Dijkopbouw, damwand en drainage

De dijk bestaat uit een zandkern met afdekklei en heeft aan de buitenzijde een flauw talud van ongeveer 40 meter lang dat doorloopt tot aan de rivier. Aan de binnenzijde is de helling vrij steil. In de teen aan de binnenzijde van de dijk staat een damwand (AZ26) van 10m lang met daarop een betonnen deksloof. Voor de deksloof ligt een klein zandcunet met daarin een drainageleiding. Deze werd na de versterking van 1995 aangelegd om de waterspanningen die in dit profiel optreden te kunnen terug dringen. De drain is verzand en buiten werking.

3.4. Doorsnede 3, damwand in binnenteen (flauw buitentalud)

In tegenstelling tot doorsnede 2 is de bodem ter plaatse van doorsnede 3 (zie figuur 6) zeer eenduidig. De kleideklaag ligt bovenop een zandpakket (NAP -9,00m) met inmenging van klei en een dunne kleilaag. De zandlaag wordt ook in het buitentalud aangetroffen, maar er wordt aangenomen dat er een afsluitende kleilaag richting de rivier ligt. Ook hier staat er een damwand (AZ26) in de teen van de dijk en is er sprake van een zandcunet met drainage. Het talud aan de buitenzijde is zeer flauw en heeft een lengte van meer dan 60m. De dijk grenst aan de voormalige kleiwininput van een steenfabriek.

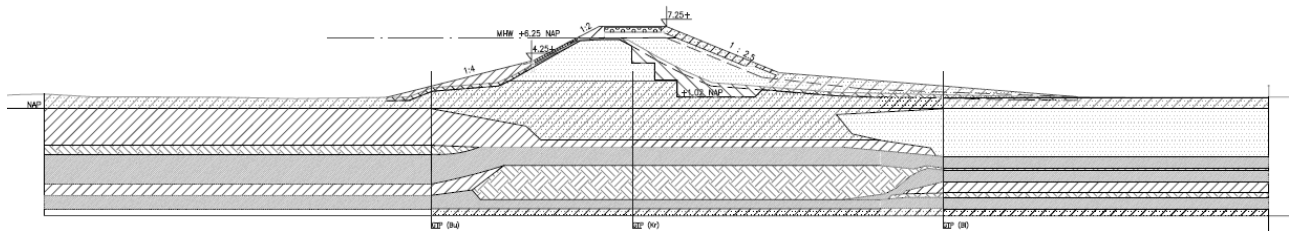


Figuur 6 Tekening doorsnede 3 (flauw buitentalud)

3.5. Doorsnede 4, zonder constructies

3.5.1. Bodem

In de ondergrond van de dijk (zie figuur 7) bij doorsnede 4 komen geen bijzondere constructies voor. Wel zijn hier tijdens de dijkversterking in 1995 resten van een “tankval” aangetroffen. Zie hiervoor ook figuur 3. Hierdoor kan de bodem wat vermengd zijn geraakt. De dijk heeft een zandkern. Ook in het buitentalud wordt onder de dekkende kleilaag zand aangetroffen. De bodem eronder bestaat uit zandige en ziltige klei bovenop een veenpakket van ongeveer 2 meter dik. Het geheel ligt op de pleistocene zandlaag (NAP -9,00).



Figuur 7 Tekening doorsnede 4

3.5.2. Gedempte watergang binnenzijde

Zoals beschreven in paragraaf 2.4. ligt aan de binnenzijde van de dijk een oude wetering. Uit een overleg tijdens het onderzoek, blijkt dat deze wetering gedempt is. Rond de jaren '70 is dit met zand gebeurd.

Dit heeft als gevolg dat aan de binnenteen een zandpakket onder de oppervlakte aanwezig is. Op een luchtfoto bij het hoogwater van 1993, genomen met een infraroodcamera, is de oude wetering nog duidelijk te zien. De aanwezigheid van de wetering is bij dit onderzoek niet meegenomen. Er waren hier bij aanvang van de opdracht helaas te weinig gegevens over beschikbaar om dit op te nemen in dit onderzoek. Wel is in de berekening een zandlaag aan de binnenteen opgenomen en in geringe mate ook de invloed op de grondwaterstanden.



Figuur 8 Foto Buitentalud Doorsnede 4 dec. 2014

4. Kruinhoogte

4.1. Hydraulische Randvoorwaarden

4.1.1. Introductie

In het dijkversterkingsontwerp worden een aantal voorwaarden meegenomen die betrekking hebben op de buitenwaterstand. De waterstand is, na het nemen van diverse maatregelen in het kader van Ruimte voor de Rivier, zoals ontpoldering Noordwaard en dijkteruglegging Lent, gedaald waardoor de pieken minder hoog zijn. Toch zijn door klimaatverandering en nieuwe inzichten de voorwaarden aan wijziging onderhevig. De voorwaarden zijn berekend door ingenieursbureau HKV voor het hele traject Gorinchem-Waardenburg. De waarden die voor fort Vuren van toepassing zijn, staan beschreven in bijlage 5. In dit hoofdstuk wordt nader uitgelegd waarom er gekozen is voor bepaalde waarden.

4.1.2. Toetspeil

Er is een verschil tussen toetspeil en ontwerppeil. Een toetspeil gaat uit van een hydrologisch model, met waterstanden eens per 50, of per 100 jaar. Dit heeft te maken met de levensduur van (grond)constructies en het toetspeil wordt dan ook gebruikt voor het ontwerpen van constructies. Een toelichting hierop is gegeven in paragraaf 5.2.

4.1.3. Maatgevend Hydraulisch Belastingniveau

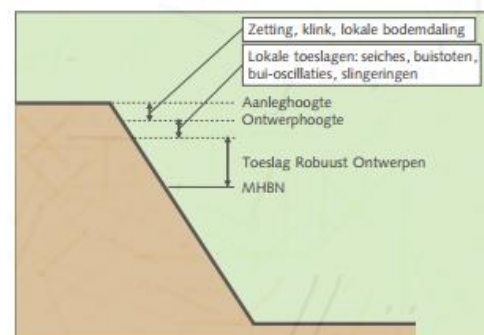
Er zijn 2 manieren, zoals ook omschreven in de Leidraad Rivieren, om te bepalen of de dijk een hoogtetekort heeft. Enerzijds op basis van een minimale aanleghoogte, hierin wordt ook dan ook de waakhoogte meegenomen, anderzijds met behulp van een maatgevend hydraulisch belastingniveau (MHBN) waarin de golfbelasting maatgevend is.

In dit onderzoek zijn de waterstanden gebruikt die HKV heeft berekend op basis van golfbelasting (golfoploop en golfoverslagdebiet) en heeft deze een waarde van NAP + 6,80 .

Golfoploop is het “oplopen” van een watergolf tegen het talud. Door de helling wordt de golf hoger dan zijn oorspronkelijke hoogte. De extra hoogte is sterk afhankelijk van de taludhelling (aangenomen 1:3) en de taludbekleding (aangenomen gras op kleilaag). Golfoverslagdebiet is de hoeveelheid water dat over de dijk gaat, uitgedrukt in een bepaalde tijd, als gevolg van de golfoploop. Wanneer deze te hoog wordt kan het water het binnentalud wegspoelen (eroderen) waardoor de dijk verzwakt. Volgens de norm ⁹ die Waterschap Rivierenland hanteert, mag in deze situatie gerekend worden met een golfoverslagdebiet van 5 l/s/m.

4.1.4. Robuustheidstoeslag¹⁰

Onzekerheden in de berekeningen van zowel de waterstanden als de golfoploop kunnen niet worden uitgesloten. Daarom is er een veiligheidsmarge, de robuustheidstoeslag, van 0,30 meter opgenomen. Hierin zitten ook alle andere onzekerheden als gevolg van de berekeningen. Bij de hoogtecontrole is deze waarde variabel. Voor een overzicht van alle toeslagen zie figuur 9 hiernaast.



Figuur 9 Hoogteschematisatie op basis van golfbelasting

⁹ Handreiking Ontwerpen met overstromingskansen (RWS)

¹⁰ Leidraad Rivieren

4.1.5. Lokale toeslagen

Met lokale toeslagen wordt in het rivierengebied niet gerekend. Seiches zijn golven die alleen aan zee, meer en havengebieden voorkomen. Buistoten en bui-oscillaties/slingeringen treden op in zware stormen en bij stevige buien. Hierdoor ontstaan hevige windstoten die het water opstuwen, of lagedrukgebieden, waardoor het water omhoog komt. De resultaten hiervan zijn van invloed op grote wateroppervlakken, zoals plassen en meren. De rivier de Waal is hiervoor te smal en de invloed is hierdoor minimaal. De geringe invloed hiervan is al opgenomen in de berekeningen voor golfoploop.

4.1.6. Zetting

Wanneer het dijklichaam extra wordt belast, bijvoorbeeld door verkeer en bij het aanbrengen van extra grondlagen, zal dit een extra belasting voor de ondergrond vormen. Hierdoor gaan de korrels in het sediment van zowel het ophoogmateriaal als de ondergrond dichter op elkaar zitten. Bij sterk samendrukbare lagen, zoals veenpakketten, zijn deze zogenaamde “zettingen” aanzienlijk. Voor dijkkring 43, waar Fort Vuren in ligt, wordt gerekend met een zetting van 0,50cm per jaar ¹¹ over een periode van 50 jaar en een verkeersbelasting van 15 kN/m².

4.2. Hoogtecontrole

4.2.1. Kader

De in paragraaf 4.1 genoemde voorwaarden ter plaatse van dijkpaal TG401 zijn ook gebruikt bij het vast stellen van de ontwerppeilen van de andere dijkprofielen. Hoewel er zeer geringe schommelingen kunnen zijn, omdat de dijkprofielen op verschillende plaatsen langs de rivier liggen, is aangenomen dat deze zo klein zijn dat deze aannahme veilig kon worden gedaan. Met behulp de AHN hoogtekaart en de tekeningen van de dijkversterking in 1995 is de huidige kruinhoogte bepaald.

4.2.2. Tabel Hoogtebepaling

	Rekenwaarden HKV			DR 43	AHN + tekeningen	
Pr.nr	HBN (NAP)	TRO (m)	MHBN (NAP)	Zetting (m)	Huidige Kruinhoogte (+ NAP)	Hoogtetekort in m
1	6,8	0,3	7,10	0,25	7,03	0,32
2	6,8	0,3	7,10	0,25	7,03	0,32
3	6,8	0,3	7,10	0,25	7,15	0,2
4	6,8	0,3	7,10	0,25	7,25	0,1

4.2.3. Toelichting

Het hydraulisch belastingniveau (HBN) is verhoogd met een robuustheidstoeslag waardoor het maatgevend hydraulisch belastingniveau ontstaat.

De waarde van de zetting is gebaseerd op de zetting na 50 jaar, dit is wat ruimer dan het toetsingsjaar van 2050, dit hangt samen met het feit dat er geen actuele hoogtemetingen zijn uitgevoerd, de ontwerptekeningen in 1995 zijn gemaakt en de AHN hierin niet sluitend is. De zetting en de ontwerp hoogte samen geven de hoogte waaraan de dijk moet voldoen. Door hier de bestaande hoogte af te halen, wordt het hoogtetekort zichtbaar.

4.2.4. Conclusie

Op basis van deze gegevens kan worden geconcludeerd dat, bij de keuze van een maximale robuustheidstoeslag, de dijk bij profiel 1, 2, 3 en 4 minimaal moet worden verhoogd. De focus ligt in dit onderzoek op profiel 4. Vanwege de veiligheid wordt gerekend met een ophoging van 0,20m, dit is in het verbetervoorstel, zoals beschreven in hoofdstuk 9, meegenomen.

¹¹ Tabel 3-2 Veiligheidstoetsing DR 43 sept. 2010

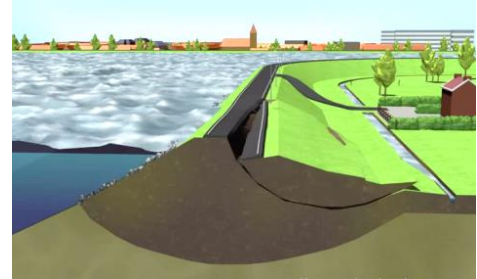
5. Binnenwaartse Standzekerheid

5.1. Definitie

Binnenwaartse standzekerheid, of afschuiving binnenwaarts, is een faalmechanisme dat over het algemeen veroorzaakt wordt door hoge rivierwaterstanden of veel regenval. Het grondwater komt dan omhoog en er ontstaan hoge waterspanningen aan de binnenzijde van het dijktaalud. Het dijktaalud schuift aan de binnenzijde onder een cirkelvormig glijvlak af en verzwakt. Zie ook figuur 5, hiernaast.

Afschuiving kan ook optreden bij lagere waterstanden dan de maatgevende hoogwaterstand. De waterspanningen planten zich ook voort tot in de zandlagen onder de dijk en drukken tegen de onderzijde van de gronddekking.

Wanneer er niet genoeg tegendruk is, kan de grond aan de binnenzijde omhoog gedrukt worden en gaan “drijven” op het dieper overspannen grondwater. De dijk heeft dan geen steun meer in de teen. In het onderzoek is de eerste aanname erop gericht dat dit opdrijven niet optreedt.

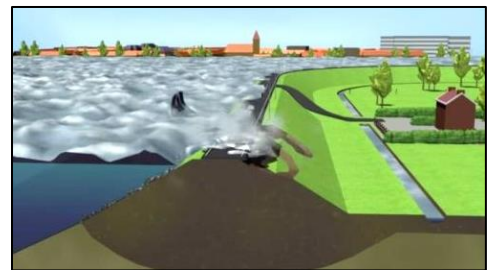


Figuur 10 Afschuiving (cirkelvormig glijvlak)

5.2. Hydraulische Randvoorwaarden (MHW)

5.2.1. Ontwerpwaterstanden

De maatgevende hoogwaterstand, voor het berekenen van de stabiliteit, wordt over het algemeen vastgesteld op basis van hydraulische berekeningen voor een periode van eens per 50 jaar. Dit heeft te maken met de betrouwbaarheid van de waterkering en constructies in de dijk. In dit onderzoek is gekozen voor een robuust ontwerp, waardoor eventuele maatregelen de komende periode effectief zijn. Daarom is gekozen voor een gemiddelde waterstandsvoorspelling tussen het jaar 2050 (NAP + 6,62) en het jaar 2100 (NAP + 6,90) aan te houden. Zo is de waarde van NAP + 6,70, vastgesteld voor het jaar 2064. Zie hiervoor ook bijlage 5.



Figuur 11 Golfoverslag

5.2.2. Grondwater

Zoals in paragraaf 5.1. al omschreven is, zijn waterspanningen in het dijklichaam van groot belang voor een onderzoek naar afschuiving. Deze worden veroorzaakt door grondwater in de dijk dat via onderliggende zandlagen in verbinding staat met de rivierwaterstand en het polderpeil, of de fortgracht, aan de binnenzijde van de dijk. Een hogere rivierwaterstand heeft dan ook een hogere grondwaterstand en een hoger polderpeil tot gevolg. Bij de berekening is uitgegaan van een 2-tal potentialen, of “stijghoogten”. De grondwaterstand in de dijk (het freatische vlak) en de potentialen in de diepere zandlaag.

De gehele waterkering ligt op een kleideklaag, heeft een zandkern en afdeklaag van slecht doorlatende klei. In dat soort gevallen is de freatische lijn in de dijk hoog, water loopt er niet snel uit. Schetsmatig, is er daarom een schuine lijn getrokken die de grondwaterstand, of de freatische lijn, tussen het polderpeil en de rivierwaterstand in de dijk schematiseert. De invloed van de damwand en heipalen zijn hierbij verwaarloosbaar aangenomen.

De stijghoogten zijn bepaald met behulp van een hydrologisch rekenmodel¹², opgenomen als bijlage 6 dat Waterschap Rivierenland heeft gebaseerd op verschillende formules in het rapport van de adviescommissie voor de waterkeringen¹³. Hiermee zijn per doorsnede, de buitenwaterstand, de stijghoogte aan de buitenteen en de stijghoogte aan de binnenteen (potentiaal $\phi 1$, $\phi 2$ en $\phi 3$) bepaald¹⁴. Deze waarden geven het rekenpeil van het grondwater, dat vanuit het watervoerende pakket omhoog gedrukt wordt.

5.2.3. Opbarsten

Met behulp van het hydrologisch rekenmodel is ook stil gestaan bij hydraulische grondbreuk, of opbarsten. Dit kan een oorzaak zijn van binnenwaartse afschuiving. De druk van het grondwater wordt dan zo hoog dat de korrels in de grond achter de dijk instabiel worden en open barsten. Het talud heeft dan geen steun meer in de teen en schuift af. Bij de ontwerpwaterstand van NAP +6,70 treedt opbarsten niet op.

5.3. Grondmechanische Randvoorwaarden

5.3.1. Parameters

Voor het berekenen van de afschuiving en zetting in de 4 profielen is rekening gehouden met verschillende parameters. In de tabel op bijlage 4 staan achtereenvolgens het volumegewicht, de schuifsterkte-eigenschappen, de samendrukkingseigenschappen en de doorlatendheidseigenschappen (kD) van de verschillende grondlagen. Deze zijn gebaseerd op rekenwaarden uit een laboratorium dat hier onderzoek naar heeft gedaan in het kader van een ander dijkversterkingsproject (Kinderdijk-Schoonhovenseveer). De hoek van inwendige wrijving en de schuifweerstand zijn gebaseerd op rekenwaardes, volgend uit diverse proeven. In het kader van de totale dijkversterking wordt hier nog verder naar gekeken, maar voor dit onderzoek is uitgegaan van deze waarden.

5.3.2. Spanningen in grond.

Een bodemstructuur bestaat, ook in een dijklichaam, uit bodemmateriaal en poriën, die gevuld zijn met lucht. Wanneer de waterstand stijgt, zullen de poriën opgevuld worden met (grond)water en zal het gewicht deels overgenomen worden door het aanwezige water, dit komt door de hydrostatische druk van het water.

In de grondmechanica wordt in dit verband gesproken over grondspanning, waterspanning en korrelspanning. Hierin is de korrelspanning het resultaat van de grondspanning, vermindert met de waterspanning (Wet van Terzaghi). Wanneer de spanning in de korrels hoog is, schuiven de gronddeeltjes moeilijk langs elkaar. De zogenaamde schuifspanning is dan ook hoog, een dijk staat dankzij de schuifweerstand, water kan geen schuifspanningen opnemen. Ook kan er gerekend worden met een zogenaamde wateroverspanning,

In de profielen wordt onderscheid gemaakt in een tweetal invloeden van de waterspanning. Enerzijds de verzadiging van de grondwaterstanden als gevolg van de waterindringing vanuit de freatische lijn, die al in het huidige profiel aanwezig zijn. Anderzijds vanuit de stijghoogten uit het 2^e watervoerende pakket. Vanwege de wet van de communicerende vaten wil dit water omhoog en drukt daarom van onderaf af tegen de lagen aan. Hierdoor heeft de waterspanning in de onderste lagen een andere waarde dan bovenin. Wel is ergens sprake van een overgangslaag. In de software wordt dit aangegeven met een '99 laag. Het programma berekent dan zelf aan welk watervoerend pakket de laag gekoppeld wordt.

¹² Parameters zie bijlage 04

¹³ Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken

¹⁴ Bijlage 06 Stijghoogtes Profiel 1 t/m 4

5.4. Ontwerp benadering

5.4.1. Ontwerpmethoden



In het onderzoek is gebruik gemaakt van 2 softwareprogramma's van onderzoeksinstituut Deltares Delft. D-Settlement berekent zettingen in een dijklichaam op basis van de formule van Koppejan en D-Geostability berekent afschuiving binnenwaarts op basis van de methode van Bishop

5.4.2. Bishop

Het programma D-Geostability berekent de stabiliteit binnenwaarts op basis van de methode van Bishop (1952). Deze methode gaat ervan uit dat de grond onder een cirkelvormig glijvlak afschuift. Het binnentalud vormt hierbij de belasting die wil afschuiven, het achterland en de aanwezige schuifweerstand (τ), veroorzaakt door de grondeigenschappen (c' en $\tan \phi$) en de korrelspanningen (σ_v), vormt het tegen gewicht. Wanneer de schuifweerstand lager is dan de aandrijvende kracht, schuift het dijklichaam af. De resultaten van de berekening worden weergegeven als de veiligheidsfactor F_d .

$$\text{Formule Bishop: } \tau = c' + \sigma_v \cdot \tan \phi'$$

5.4.3. Koppejan

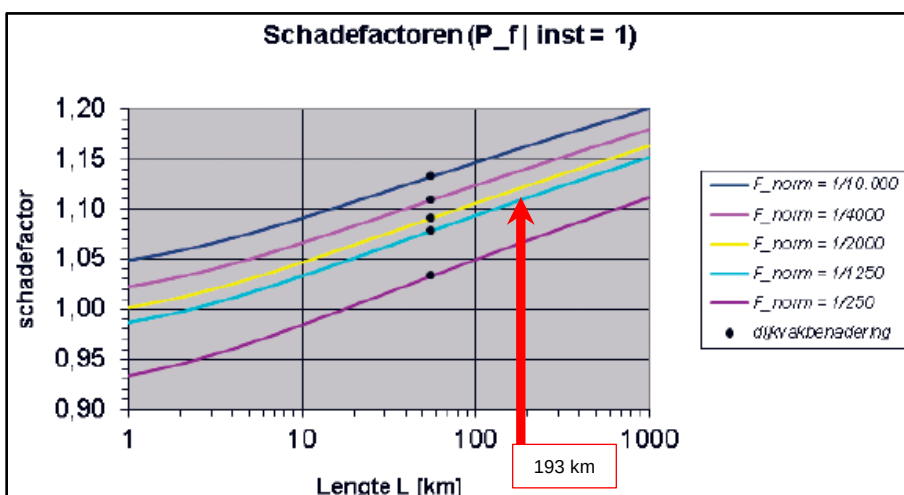
Het programma D-Settlement berekent zettingen ($\Delta h / h$) in een grondlichaam bij een bepaalde bovenbelasting uitgezet in de tijd ($\log \Delta t$) met behulp van de formule van Koppejan (combinatie van Terzaghi en Buisman-methode). Deze methode is gebruikt om de zetting, die veroorzaakt wordt door de dijkversterking, te berekenen zodat na een bepaalde periode de juiste hoogte bereikt is. Naast de bovenbelasting, gaat Koppejan uit van diverse samendrukkingsconstanten C_p/C_s , die zijn beschreven in de parameters, en de genoemde korrelspanningen.

$$\text{Formule Koppejan: } \Delta h / h = (1 / C_p + 1 / C_s \cdot \log \Delta t / t_d) \cdot \ln ((\sigma_i + \Delta \sigma) / \sigma_i)$$

5.5. Veiligheidsbenadering

Er bestaan diverse, landelijk gebruikte, richtlijnen en voorschriften om de ernst van de binnenwaartse standzekerheid te benaderen. Daarvoor is het vast stellen van de schadefactor γ_n een belangrijke eerste stap. In de schadefactor wordt bepaald welke impact een afschuiving op de omgeving heeft, afhankelijk van de lengte van de dijk in een bepaalde dijkkring. Bij fort Vuren speelt mee dat schade aan wegen ervoor zorgt dat deze factor minimaal 1,0 moet zijn.

De uiteindelijke waarden zijn door specialisten bepaald en de methoden hiervoor zijn vast gelegd in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (TRGS).



Figuur 7 Normfrequenties TRGS

Voor dit onderzoek is uitgegaan van de de grafiek (figuur 7) uit het TRGS, welke gebruikt kan worden wanneer de afschuiving een gevolg is van extreem hoogwater. Bij de gegeven normen van 1/1250^e (blauwe lijn) en een dijkkringlengte van 193 km wordt de schadefactor **$\gamma_n = 1,10$** .

5.5.1. Veiligheidsfactor afschuiving F_d

Dit onderzoek is gericht op het ontwerpen van de waterkering, en hiervoor geldt een verder gaande benadering die is gebaseerd op de veiligheidsfactor F_d . Volgens de ontwerprichtlijnen¹⁵ is een dijk stabiel als de veiligheidsfactor (F_d) groter is dan de schematiseringsfactor (γ_b), vermenigvuldigd met de schadefactor (γ_n) en de model-factor (γ_d). Zo ontstaat de volgende vergelijking:

$$F_d \geq \gamma_b \times \gamma_n \times \gamma_d$$

Omdat de schematiseringsfactor afhangt van de schuif en grondspanningen, is deze in 1^e instantie ingeschat op een factor **$\gamma_b = 1,20$** .

De modelfactor (γ_d) heeft te maken met het afvangen van de beperkingen die het rekenprogramma heeft (geen 3D en uiteindelijk nog steeds een *benadering* van de werkelijkheid). Hiervoor zijn door specialisten diverse proefnemingen gedaan, die zijn samen gevat in onderstaande tabel¹⁶.

Opdrukken	Rekenmodel	Onzekerheden rekenmodel: γ_{d1}	3D-effect: γ_{d2}	Totale rekenmodelfactor γ_d
nee	Bishop (effectieve spanningsanalyse)	1.10	0.90	1.00
	LiftVan (effectieve spanningsanalyse)	1.05	0.90	0.95
	EEM- Mohr Coulomb (effectieve spanningsanalyse)	1.10 bij 'fine tuning' 1.05	0.90	1.00 Bij 'fine tuning' 0.95
	Spencer Van der Meij (effectieve spanningsanalyse)	1.05	0.90	0.95 ⁷
Ja	Bishop (effectieve spanningsanalyse) 1)	1.10	1.00	1.10
	LiftVan (effectieve spanningsanalyse)	1.05	1.00	1.05
	EEM- Mohr Coulomb (effectieve spanningsanalyse)	1.05 bij 'fine tuning' 1.00	1.00	1.05 bij 'fine tuning' 1.00
	Spencer Van der Meij (effectieve spanningsanalyse)	1.05	1.00	1.05 ⁷
	Model horizontaal evenwicht	-	-	1.20

Figuur 12 Modelfactor γ_d (TRMI)

De waarden zijn gekozen voor Bishop; de Lift Van en EEM-Mohr methoden zijn in dit onderzoek buiten beschouwing gelaten, maar zijn wel steeds meer in opkomst. Met behulp van het hydrologisch model is berekend dat opbarsten (ander woord voor opdrukken) niet optreedt, waardoor er uitgegaan wordt van een rekenwaarde van **$\gamma_d = 1,00$**

De veiligheidsfactor F_d wordt hierbij gesteld op $F_d \text{ min} = 1,2 \times 1,10 \times 1,00 = 1,32$

5.6. Resultaten berekening

5.6.1. Rapportage

Het programma D-Geostability berekent de stabiliteit van het binnentalud op basis van de methode van Bishop aan de hand van een profielen (zie ook bijlage 7 en diverse parameters in bijlage 4). Hierin wordt de maatgevende afschuifcirkel (die met de laagste stabiliteitsfactor)

¹⁵ Technisch Rapport Macroinstabiliteit (Deltares)

¹⁶ Technisch Rapport Macroinstabiliteit (Deltares)

bepaalt. Dit wordt de kritieke glijcirkel genoemd. De spanningen in de kritieke glijcirkel kunnen weergegeven worden in diverse tekeningen. Ook kan er een longreport en een shortreport worden gepubliceerd, daarin staat alle gegevens van het betreffende dijkprofiel met betrekking tot grondopbouw, uitgedrukt in coördinaten, grondeigenschappen, waterstanden (PN-lijnen) en constructies (verboden lijnen). In dit onderzoek zijn in bijlage 9 de diverse tekeningen opgenomen. Hierin zijn alleen de gegevens rondom de kritieke cirkel opgenomen. Vanwege de grote hoeveelheid gegevens is de data uit de software beschikbaar gesteld op een CD-ROM, zodat desgewenst longreports en shortreports kunnen worden gegenereerd.

5.6.2. Profiel 1

De stabiliteitsberekening uit profiel 1 is genomen waar een keermuur opgenomen als verboden lijn, in de binnen-en buitenteen is aangelegd, waardoor grond rechtstandig opgebouwd kon worden. Dit heeft als gevolg dat er nauwelijks tegengewicht geboden kan worden aan het aandrijfmoment. Ook is er sprake van hoge waterspanningen uit het 2^e watervoerende pakket. Vandaar dat er een extra “laag” aangebracht is met een soortelijk gewicht van water (10 kN/m³), als tegengewicht. De keermuur houdt het aandrijfmoment niet tegen, waardoor de dijk hier zeer instabiel ($F_d = 0,64$) is.

5.6.3. Profiel 2

In de stabiliteitsberekening van profiel 2 is de damwand in de binnenteen als verboden lijn aangegeven. Wel kan hiermee worden berekend of de glijcirkel onder de damwand doorgaat. Dat is in deze doorsnede niet het geval¹⁷. De kritieke glijcirkel ligt in het binnentalud tussen de teen en de kruin. Het uiteindelijke resultaat is een veiligheidsfactor F_d van 1,04. Dit is onder de norm van $F_d = 1,32$. Daarom zal ook dit profiel in de gevoeligheidsanalyse worden meegenomen. De aandacht zal hier vooral liggen op de grondwaterstanden.

5.6.4. Profiel 3

Ook in de stabiliteitsberekening van profiel 3 is de damwand in de binnenteen een verboden lijn. De veiligheidsfactor is met $F_d = 1,11$ toch onder de berekende veiligheidsnorm. De kritieke cirkel ligt ruim boven de damwand en heeft te maken met het relatief steile buitentalud en hoge waterspanningen in de kruin. Ook in dit profiel zal de gevoeligheidsanalyse zich richten op de waterstanden in de profielen.

5.6.5. Profiel 4

De stabiliteit van profiel 4 is relatief hoog ($F_d = 1,26$). De korrelspanningen in het grondlichaam spelen hierin wel een grote rol. Zoals al kort beschreven werd in paragraaf 3.5.2. is het achterland op sommige plaatsen en op geringe diepte nog watervoerend. Het is dan aannemelijk dat de stijghoogten uit het 2^e watervoerende pakket hier meer invloed hebben. De invloed is niet geheel duidelijk, maar er zijn hier meer lagen waaraan een 99-lijn werd gekoppeld. Hierdoor nemen de korrelspanningen in de zandlaag af, waardoor de dijk instabiel wordt. Dit profiel is onderdeel van het dijkverbeteringsvoorstel en wordt in hoofdstuk 7 verder uitgewerkt.

¹⁷ Bijlage 09 Onderzoeksresultaten

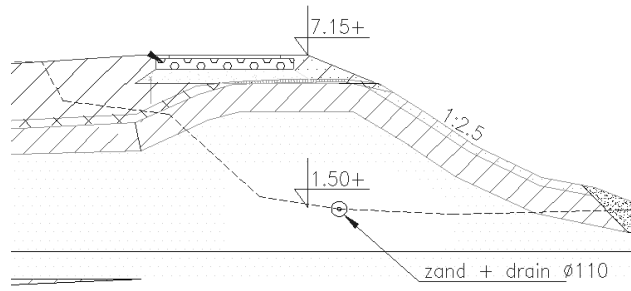
6. Analyse verbetervarianten

6.1. Algemeen

Het uitgangspunt van de analyse betreft het dusdanig ontwerpen of schematiseren van de 4 dijkprofielen dat de kritieke glijcirkel een waarde krijgt van $F_d=1,32$. De profielen zijn verder bekeken en met de software werden variaties aangebracht in de profielen, gericht op het terug dringen van waterspanningen, wijzigen van grondparameters, of het verder optimaliseren van het dijkprofiel, door stijghoogtes aan te passen of versterkingen toe te passen. De invloed van de waterspanningen is afhankelijk van de doorlatendheid van het materiaal en is van grote invloed op de stabiliteit.

Voor profiel 1 is duidelijk dat er een groot aandrijfmoment is, veroorzaakt door de gehele constructie en het dijklichaam, waarin ook nog hoge waterspanningen aanwezig zijn. Omdat de freatische lijn schetsmatig is, werd deze eerst anders aangebracht, waardoor korrelspanningen zouden toenemen, dit had een minimaal effect. Vervolgens werd een damwand in de binnenteen gesimuleerd in de vorm van een verboden lijn aan de binnenteen. Dit heeft effect. Doordat de cirkel hier niet meer doorheen gaat, en hier ook niet onderdoor schuift, stijgt de veiligheidsfactor tot een acceptabele $F_d=1,33$.

Profiel 2 is instabiel vanwege lage schuifspanningen, als gevolg van een hoge waterspanning. De analyse was in dit profiel dan ook gericht op het terug dringen daarvan. Overigens heeft het Waterschap onlangs (mei 2015) een aantal raaien met peilbuizen in de kern van de dijk geïnstalleerd om meer kennis te verkrijgen over het freatisch vlak.



Figuur 13 Benodigd freatisch vlak bij hoogwater + drainageleiding

Eerst werd aangenomen dat de freatische lijn voor een deel door de kleilaag ging. Dit is aannemelijk, maar het is niet onmogelijk dat het water zijn weg zoekt door de zandkern, waardoor deze lijn anders loopt. Schetsmatig is daarom de lijn aangepast. Dit had het gewenste effect, de veiligheidsfactor bedraagt hier nu een acceptabele $F_d= 1,41$.

De freatische lijn kan gewijzigd worden door het plaatselijk onttrekken van grondwater door middel van een drainageleiding met zandcunet in de kern van de dijk. In figuur 13 hiernaast is schetsmatig aangegeven waar deze leiding eventueel aangebracht kan worden.

Ook bij profiel 3 is de freatische lijn van grote invloed. Het variëren hiermee zorgt ervoor dat de waterspanningen afnemen waardoor korrelspanning praktisch gelijk wordt aan de grondspanning. Hierdoor is de schuifweerstand in het aandrijfmoment ook hoog. Het terug brengen van de grondwaterstand naar de zandkern resulteert in een veiligheidsfactor $F_d=1,32$. Een nader onderzoek naar de grondwaterstanden in de dijk is ook hier echter zeer sterk aan te raden.

De variatie van profiel 4 maakt onderdeel uit van het verbeteringsvoorstel en is daarom opgenomen in hoofdstuk 7.

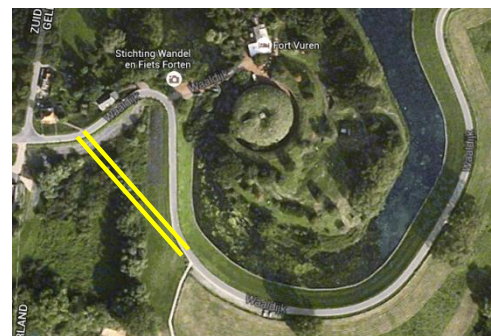
6.2. Mogelijke maatregelen¹⁸

Het toepassen van dijkversterkingsmaatregelen is een kostbare zaak en heeft grote invloed op de openbare ruimte. Daarom wordt over het algemeen zo nauwkeurig mogelijk gekeken naar de randvoorwaarden, parameters en veiligheidsfactoren. Zo zit er een belangrijk verschil tussen het toetsen en ontwerpen van een waterkering. In het kader van de 3^e toetsing op de waterkeringen is onder andere macroinstabiliteit en hoogte naar voren gekomen als faalmechanisme.

Op dit moment laat het Waterschap een omvangrijk grondonderzoek uitvoeren om een goed inzicht te krijgen in de opbouw en samenstelling van de ondergrond en de waterspanningen. Met de resultaten hiervan zal een hertoetsing worden gedaan. Mogelijk dat er dan geen dijkversterkingsmogelijkheden uitgevoerd hoeven te worden. Het onderstaande voorstel is daarom gebaseerd op de gevoeligheidsanalyse en is in die zin beperkt tot een benaderend ontwerp.

Profiel 1:

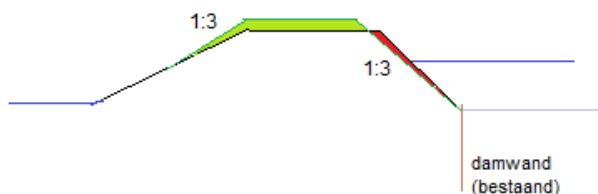
- Uit de gevoeligheidsanalyse is gebleken dat het plaatsen van een damwand in de binnenteen een oplossing kan bieden tegen de instabiliteit. Deze dient niet alleen stevig genoeg te zijn voor de huidige dijk, maar ook het aandrijfmoment, veroorzaakt door een ophoging van 20cm te kunnen houden. Er kan hier gedacht worden aan een rivierwaartse ophoging, of zelfs het afsnijden van de bocht, door het aanbrengen van een geheel nieuwe dijk, zie figuur 14.



Figuur 14 Schets bochtafsnijding profiel 1

Profiel 2 en 3

- Gedacht kan worden aan een oplossing in grond: De ophoging zal dan bestaan uit een kleilaag, waarbij het bestaande binnentalud verflauwd en verlengd zal worden, en er rivierwaarts een kleine verbreding plaats vindt. Deze maatregel is in onderstaand figuur 15 wat nader uitgewerkt. Hierin is in rood de te ontgraven grond aangegeven, en in groen de aan te brengen extra grond. Hierbij dient nog te worden opgemerkt dat er bij het kiezen van deze oplossing onder andere afstemming met Rijkswaterstaat zal moeten plaats vinden, omdat het doorstroomprofiel van de rivier hiermee wordt terug gebracht.



Figuur 15 Schets principeoplossing doorsnede 2 en 3

¹⁸ Overleg Technisch Managers M. Groenewoud (WSRL) & H. Vd Velde (Deltares) 15 april 2015

7. Dijkversterkingsmaatregel profiel 4

7.1. Kader

De dijkversterking is noodzakelijk om afschuiving en veel golfoverslag bij een waterstand van NAP + 6,70 te voorkomen. De maatregel richt zich alleen op de dijk ter plaatse van dijkpaal TG402, ofwel profiel 4. Dit is het profiel zonder civiele constructies. De oplossing is gebaseerd op de stabiliteitsberekeningen in D-Geostability, en de zettingsberekeningen in D-Settlement. In overleg met de technisch managers zal de maatregel zich beperken tot een versterking in grond. Vanwege de ruimte achter dijk is dit, gezien de kosten voor alternatieve versterkingen, een goed uitgangspunt. De financiële uitwerking is beperkt tot de globale uitvoeringskosten per honderd meter dijk. Dat wil zeggen dat de hoeveelheden in het 2D profiel in de raming met honderd vermenigvuldigd worden om hierbij een financiële afweging te kunnen doen.

7.2. Controleberekeningen

7.2.1. Hoogte

De versterking van de dijk heeft tot doel de stabiliteit en de hoogte van de dijk te verbeteren. De hoogte kan worden verbeterd door op de kruin een kleiafdekking van 20cm dik aan te brengen, maar de kleiafdekking vormt wel een extra belasting op het dijklichaam.

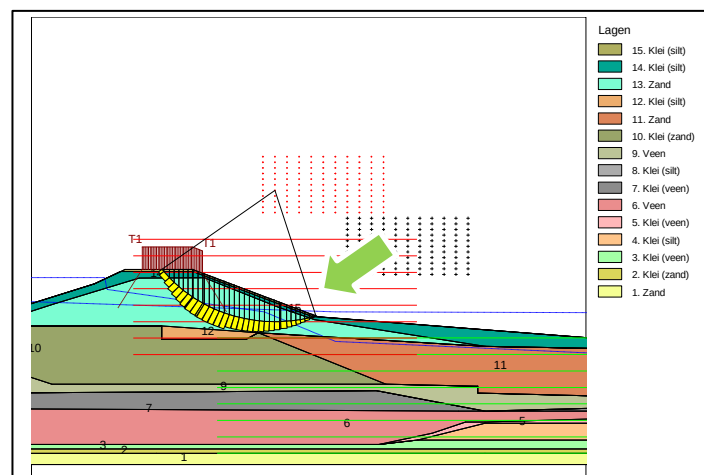
7.2.2. Variatie- afwegingen ¹⁹

De maatregelen kunnen worden gevonden door het afwegen van een aantal mogelijkheden. Enerzijds door het aanbrengen van een flauwer binnentalud, van 1:2,5 naar 1:3 waardoor de korrelspanning zal toenemen, en hiermee ook de schuifspanning. Anderzijds door het aanbrengen van een steunberm in grond, waardoor de tegendruk van het achterland toeneemt. Ook is een combinatie van beiden mogelijk. Of een gekozen maatregel al dan niet voldoet, is bepaald met de factor F_d , die is vast gesteld in paragraaf 5.5. De resultaten van de variaties zijn weergegeven in tabel 2 in paragraaf 7.2.5.

7.2.3. Interpretatie glijcirkels

Het is van groot belang om van tevoren een inschatting te maken, waar een steunberm het beste aangebracht kan worden. Dat is waar de grondophoging als passief gewicht gaat meewerken en de schuifweerstand in de kritische glijcirkel het laagst zijn.

In de afbeelding hiernaast is een kritische glijcirkel uit het rekenprogramma D-Geostability afgebeeld. Een steunberm zal in dit geval dus bij de groene pijl het meest positieve effect hebben op de schuifweerstand.



Figuur 16 Spanningen Kritieke Glijcirkel

7.2.4. Consolidatie en Zetting

Bij het aanbrengen van een ophoging in grond op een bestaand grondlichaam zal eerst een wateroverspanning ontstaan, maar zal, door het gewicht van de grond, het aanwezige water in de dijk uit de poriën geperst worden. Dit proces wordt consolidatie genoemd. Het is van belang om dit mee te nemen bij het vast stellen van de stabiliteit, door de nieuwe spanningen

¹⁹ Overleg Technisch Managers M. Groenewoud (WSRL) & H. Vd Velde (Deltares) 15 april 2015

zal ook de schuifspanning veranderen. Maar ook bij het berekenen van de hoeveelheid grond dat aangevoerd wordt speelt dit een rol. Uitvoeringstechnisch kan nog opgemerkt worden dat een consolidatieproces kan worden versneld door het aanbrengen van verticale drainage of bemaling.

Een gevolg van de consolidatie en het aanbrengen van de grondophoging is dat de ondergrond zal gaan zetten. Wanneer dit niet mee genomen wordt is de kans groot dat door de ophoging, de dijk onregelmatig zal zetten en ook de benodigde hoogte niet wordt bereikt, want die wordt opgeheven door de zetting. Met het programma D-Settlement is berekend hoeveel extra grond er nodig is om de zetting op te vangen.. Op een gegeven moment is er een balans tussen de hoeveelheid extra grond en de zetting. Dit is verwerkt in de financiële onderbouwing.

7.2.5. Tabel uitslagen variaties.

Variaties: (Fd min =1,32)

Nr.	Omschrijving	Fd
1	Ophoging 20cm + Talud 1:2,5	1,31
2	Ophoging 20cm + Talud 1:3	1,24
3	Ophoging 20cm + Talud 1:2,5 + steunberm bb= 7m h = 4,5+	1,35
4	Ophoging 20cm + Talud 1:2,5 + steunberm bb=10m h= 4.5+	1,37
5	Ophoging 20cm + Talud 1:2,5 + steunberm bb=3m h= 3.5+	1,34
6	Ophoging 20cm + Talud 1:2,5 + steunberm bb=5m h = 4,0+	1,35
7	Ophoging 20cm + Talud 1:2,5 + steunberm bb =7m h = 3,5+	1,35

Tabel 2 Variatiemogelijkheden

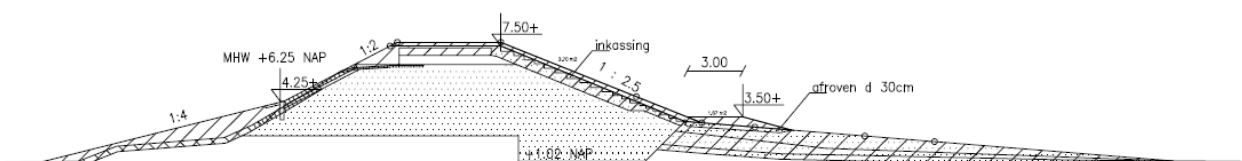
7.3. Alternatieven

Uit de berekeningen blijkt dat het aanbrengen van een steunberm het grootste resultaat geeft in het voorkomen van de afschuiving. Zoals in de tabel weergegeven is, kan in de bovenbreedte worden gevarieerd en heeft dit gevolgen voor de veiligheidsfactor Fd. Ook is aangetoond dat het aanbrengen van extra hoogte nauwelijks effect heeft, maar dat er wel een verschil is tussen de verschillende breedtes. De uit te werken oplossing valt dan ook uiteen in 2 alternatieven.

- Variatie 5 (Fd = 1,34)
- Variatie 7 (Fd= 1,35)

7.4. Uitvoeringstekening

In de uitvoeringstekening (figuur 17), gedetailleerd opgenomen als bijlage 12, is een schetsmatige weergave gemaakt van de huidige situatie, met daarover heen de verschillende variaties. Hierbij zijn de afmetingen van de profielberekeningen uit D-Geostability weergegeven. In een overleg met adviseur Verlouw van Waterschap Rivierenland, is besproken hoe de steunberm en de ophoging vorm gegeven kan worden. Hierbij zijn het ontgraven van de grond aan de binnenteen en de inkassing in het dijkta-
lud belangrijke aandachtspunten gebleken.



Figuur 17 Tek. steunberm var. a

Een inkassing wordt aangebracht, omdat de klei niet direct aan de bestaande dijk hecht. Hiervoor wordt een trapsgewijze kleine ontgraving gemaakt, waarbij de afmetingen in het werk worden bepaald. De grond aan de binnenteen wordt ontgraven en in depot gezet. Deze grond wordt later gebruikt als afdekgrond. Op deze manier wordt ook bijzondere vegetatie, dat verband houdt met de kwaliteit van de grond, behouden.

7.5. Financiële uitwerking.

Op basis van de hoeveelheden uit de uitvoeringstekening is een raming gemaakt. Hiermee kan er niet alleen op basis van de veiligheidsfactor, maar ook op basis van de investeringskosten een onderbouwde keus worden gedaan voor de dijkversterkingsmethode. De ramingen zijn opgenomen in bijlage 10 en 11 en in de volgende alinea's volgt hierbij een korte beschrijving met de uitgangspunten.

Eerst kan worden begonnen met het aanbrengen van de steunberm. Hiervoor wordt de bestaande grond naast de dijk ontgraven en in depot gezet. Daarna wordt begonnen aan de inkassing van het binnentalud. Vervolgens wordt de steunberm aangebracht. Tijdens de werkzaamheden zal een halve rijbaanafzetting waarschijnlijk volstaan.

Voor het aanbrengen van een overhoogte dient de bestaande weg te worden verwijderd. Het verkeer wordt gedurende de werkzaamheden omgeleid. Daarna wordt de kleilaag aangebracht en wordt daaroverheen een nieuwe weg met fundering aangebracht. Afsluitend wordt de grond ingezaaid en wordt markering aangebracht. Hierbij werd met het soortelijk gewicht van (frees)asfalt (2500 kg/m³) en menggranulaat (1800 kg/m³) gerekend. Ook is rekening gehouden met bijkomende kosten, verband houdend met de uitvoering, zoals onderzoeks- en transportkosten. Richtprijzen werden besproken met de heer Verlouw en de heer Bakker van de afdeling Weg- en Waterbouw.

8. Resultaten en Aanbevelingen

8.1. Huidige situatie

- De onderzoekslocatie Fort Vuren is gelegen in het rivierengebied. De bodem is in het Holoceen gevormd door de grote rivieren Waal en Rijn, die hier stroomruggen en komgronden vormden en zwaar sediment mee voerden. Dat betekent dat de bodem vooral bestaat uit klei en veen op een zandondergrond.
- Door het ontbreken van de peilbuisgegevens zijn in dit rapport geen grondmechanische gegevens opgenomen voor de huidige situatie. De grondmechanische en geohydrologische situatie bij het ontwerppeil zijn in het rekenprogramma opgenomen. Per profiel werden de volgende waterstanden en potentialen (ϕ) vastgesteld:

Profielnr.	Ontwerppeil	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$
1	6,70+	4,33+	3,40+	1,50+
2	6,70+	4,98+	2,85+	1,50+
3	6,70+	5,16+	2,73+	1,50+
4	6,70+	5,47+	3,63+	0,50-

Tabel 3: Geohydrologie Vuren tov NAP

- In het onderzoeksgebied komen grondwaterstanden van 0,80m tot 1,80m onder het maaiveld voor. Voor wat betreft het oppervlaktewater vormt het fort en de gracht die daar omheen ligt met een winterpeil van NAP + 1,50 een apart peilgebied in de omgeving, waar de waterpeilen ongeveer NAP -0,50 en NAP -1,20 zijn. Uit het peilbesluit van het Waterschap blijkt de fortgracht ook te reageren op de buitenwaterstanden van de Waal.
- Voor het vast stellen van de ontwerpwaterstanden van de Waal voor wat betreft hoogte, is gebruik gemaakt van gegevens van onderzoeksbureau HKV, die hydrologische prognoses hebben vertaald in waterstanden rond 2050. In combinatie met diverse toeslagen werd een ontwerppeil gevonden van NAP + 7,10.
- Hoewel de dijk in 1^e instantie hoog genoeg is, zal deze in de planperiode door zetting dalen tot NAP+ 7,00, waardoor de dijk op diverse plaatsen 0,10-0,30m te laag is. De ontwerpwaterstand voor de stabiliteit binnenwaarts is vastgesteld op NAP +6,70
- De dijk in het onderzoeksgebied kan, op basis van de bestekstekeningen uit 1995, constructief gezien in 4 verschillende onderdelen worden verdeeld. Een doorsnede met een u-bak constructie in de dijk (profiel 1), een doorsnede met een damwand in de teen, met zowel een kort (profiel 2) als een kort buitentalud (profiel 3) en een doorsnede zonder constructies (profiel 4). Voor een gedetailleerde beschrijving wordt verwezen naar bijlage 7.

8.2. Macrostabiliteit binnenwaarts en Hoogte

- De invloed van de macrostabiliteit binnenwaarts op de profielen worden bepaald door de eigenschappen van de grond, de stijghoogten uit de dieper liggende pakketten en de (grond)waterstanden.
- Of er sprake is van macroinstabiliteit binnenwaarts is bepaald aan de hand van de veiligheidsnorm F_d met een minimum waarde van 1,32. Na berekening ($PR01=0,61$,

PR02=1,03, Pr03= 1,07 en PR04= 1,26) zitten alle profielen onder de norm en is de stabiliteit ontoereikend.

- Uit een gevoeligheidsanalyse blijken het plaatsen van een damwand of het verlagen van waterspanningen effectieve principe-oplossingen. Het wordt echter aanbevolen om een nader onderzoek naar waterspanningen uit te voeren.
- Omdat de dijk te laag blijkt te zijn, is het kiezen van een ophoging een logische keuze. Vanwege de veiligheidsmarge is gerekend met een ophoging van 0,20m. Deze kan worden aangebracht in klei, waarin gelijk het talud verflauwd wordt. Dit komt de stabiliteit ook ten goede.

8.3. Kostenindicatie

- Voor profiel 04 blijkt het aanbrengen van een steunberm met een bovenbreedte van 3m of 7m een effectieve oplossing, ook kan hier een ophoging van 0,20m aangebracht worden.
- De variatie met 3m is geraamd op € 52.243,88 - en variatie 7 op € 61.956,38. De methode wordt in het hoofdstuk hierna beschreven.

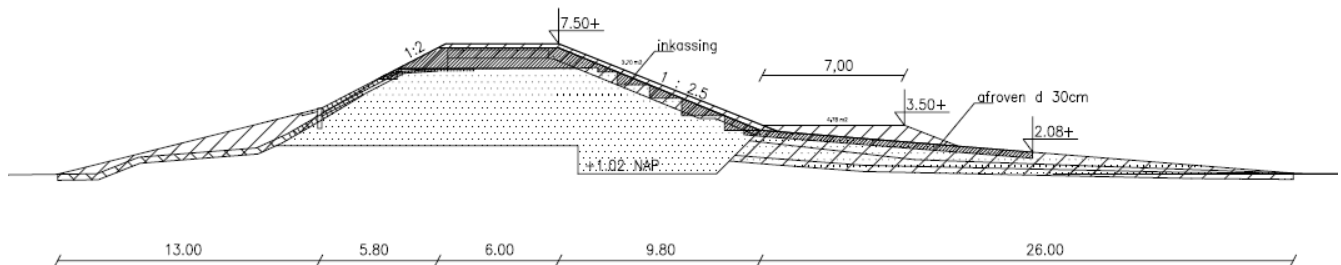
9. Definitief voorstel dijkversterking

9.1. Algemeen

In de voorgaande hoofdstukken en paragrafen is aangetoond dat de doorsnede zoals getekend als profiel 4, met een waterstand van NAP +6,70, niet voldoet aan de normen. Er is een tekort aan hoogte en het binnentalud is instabiel. In een overleg met de technisch managers is daarom een overleg gepland, met daarin mogelijke oplossingen. De mogelijkheden zijn tegen elkaar afgewogen op enerzijds veiligheid en anderzijds op uitvoeringskosten.

9.2. Voorstel²⁰

De berekeningen tonen aan dat, met het aanbrengen van een steunberm of stabiliteitsberm, de veiligheidsfactor zodanig is, dat de dijk weer aan de normen voldoet. Ook zal een dijkophoging van 20cm zorgen voor een veilige hoogte. Deze wordt in richting van het binnentalud aangebracht. De steunberm dient in klei met milieuklasse achtergrondwaarde te worden aangebracht in het binnentalud van de dijk ter hoogte van dijkspaal 402.



Figuur 18 tekening steunberm variatie b

Bij het definitieve voorstel speelt de veiligheidsfactor F_d een doorslaggevende rol. De verschillende onderdelen van de veiligheidsfactor zijn wat dat betreft niet geheel zeker. Het is daarom verstandig om wat dat betreft aan de veilige kant te gaan zitten. Het advies richt zich dan ook op variatie b, het aanbrengen van een steunberm met een bovenbreedte van 7,00m en een talud van 1:3. Het geringe verschil in uitvoeringskosten tussen de varianten is hierin ook meegenomen. Met een iets hogere investering voldoet de dijk aan de hoogste veiligheidsnorm, wat ook in de toekomst van blijvende waarde kan zijn, omdat waterstanden ook blijven stijgen. Bovendien blijft met deze oplossing, de cultuurhistorische waarde van fort Vuren behouden en blijft het doorstroomprofiel van de Waal gegarandeerd.

9.3. Vervolprocedure

Voor het aanbrengen van de steunberm zal een zogenaamd projectplan geschreven worden, waarin nut en noodzaak nauwkeurig zijn opgenomen. Dit plan komt tot stand door overleg met diverse actoren. Het is niet ondenkbaar dat de gemeente een bijdrage levert aan de wegconstructie, daar deze hier ook belangen heeft. Vervolgens gaat dit plan naar het Algemeen Bestuur van het Waterschap Rivierenland, die hierover een besluit zal nemen.

²⁰ Overleg Huub Verlouw mei 2015

Begrippenlijst

Verklaring van enkele in dit rapport gebruikte kernbegrippen.

Afschuiving

Weg schuiven van een grondlichaam (cirkelvormig)

Cohesie

Schuifweerstand in een grondsoort

Consolidatie (grondmechanisch)

Inkrimpen van grond door het uittreden van water als gevolg van een bovenbelasting.

Debiet

De hoeveelheid stromend water per tijdseenheid door een bepaald onderdeel

Faalmechanisme

Grondmechanische of Civiele verandering aan een dijklichaam waarop een dijk kan bezwijken.

Freatische lijn

Watervoerend pakket dat in contact staat met de buitenlucht

Fd

Veiligheidsfactor waarin de stabiliteit van een dijklichaam wordt uitgedrukt ($F_d > Y_n \cdot Y_d \cdot Y_b$)

Inwendige wrijving

Wrijving in grondsoort waardoor korrels onder een bepaalde hoek blijven liggen.

Korrel- grond en waterspanning.

Krachten die op de korrels werken (korrelspanning) zijn een resultaat van de hoeveelheid grond (grondspanning) en het grondwaterpeil (waterspanning)

Kritieke glijcirkel

De cirkel waarbij de uitkomst van $\tau = c' + \sigma_v \cdot \tan \phi$ het laagste is in vergelijking met andere glijcirkels.

Kwelscherm

Scherf in een grondlichaam in hout, staal of kunststof, waardoor kwelstromen worden tegengegaan.

Macro instabiliteit binnenwaarts

Het in onbalans zijn van een grondlichaam waardoor er een groot (macro) schuifvlak is in het binnentalud.

(k)N

(kilo)Newton, eenheid van mechanische kracht, op basis van de zwaartekrachtversnelling.

1 Newton is ongeveer 102 gram. 1 kilo Newton is 1000 Newton, dat is dus ongeveer 102 kilogram.

Ontwerppeil:

Waterstand die een dijk moet kunnen keren, gebaseerd op de ontwerplevensduur van constructies. Ontwerplevensduur grondconstructies 50 jaar en civiele constructies 100 jaar.

Opbarsten

Uitredend (grond)water uit een diepere watervoerende laag, verwekt de betreffende grondlagen.

PL-line waarde 99

Softwarematige schematisatie. Of de waterverzadiging beïnvloedt wordt door de freatische lijn of de stijghoogte uit het watervoerend pakket is in deze laag onduidelijk

Pleistoceen

Geologische tijdsindeling rondom de laatste ijstijden, waarbij veel sediment werd afgezet.

Schuifspanning

Langs een cirkelvormig glijvlak optredende krachten in een dijklichaam veroorzaakt door een combinatie van korrelspanning, inwendige wrijving en cohesie

Schuifsterkte

Interne weerstand van een grondsoort tegen vervormingen als gevolg van schuifspanningen.

Stijghoogte

Waterpeil van het grondwater uit diverse watervoerende pakketten.

Toetspeil:

Waterstand die een dijk moet kunnen keren, deze wordt iedere 6 jaar opnieuw vast gesteld.

VTV

Document “**Voorschrift Toetsen Veiligheid** primaire waterkeringen”, opgesteld door de rijksoverheid

γ_b

Schematiseringsfactor, onderdeel van de veiligheidsfactor, veiligheidsmarge rondom de schematisatie van de grondlagen in een computermodel.

γ_d

Modelfactor, onderdeel van de veiligheidsfactor, veiligheidsmarge vanwege de beperking van een 2D-computermodel

γ_n

Schadefactor, onderdeel van de veiligheidsfactor, veiligheidsmarge als gevolg van de impact van een dijkdoorbraak in dit gebied.

Bronvermelding

Literatuur

- Leidraad Rivieren
- Hydraulische Randvoorwaarden 2006
- Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied
- Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken
- Technisch Rapport Macroinstabiliteit (concept) Deltares
- Bijlage A.2. Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren
- Rapport Veiligheidstoetsing Dijkkring 43
- Fragmenten Beleidsregel Hoogtecriteria Waterkeringen 2011 WS Brabantse Delta
- Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen.
- Ontwerprandvoorwaarden Rapport HKV
- Landschappelijk Nederland (Berendsen)
- Artikel Indringing van waterspanningen in samendrukbare gelaagde grondpakketten (Schoofsen van Duinen).
- Proefresultaten WSRL op basis van boringen (ing. P. Damen WSRL)
- Tekening Geotechnische Lengteprofielen tpv Fort Vuren
- Parameters “ Schuifsterkte (ing. C. Bisschop) 15 sept. 2014
- Excel-sheet Stijghoogten in dijklichamen (ing C. Bisschop)
- Geoweb (Geografisch systeem Grontmij Nederland)
- Studiewijzer Hogeschool van Hall Larenstein
- Dictaat Waterbouwkundige constructies \Geotechnische aspecten van waterkerende (grond)constructies. Arcadis november 2012
- Dictaat Grondmechanica IR. T.J. Sytsema & IR. H.J.M. van Rosmalen 2009
- Website: www.waterschaprivierenland.nl (febr. 2015-april 2015)
- Website: www.ruimtevoorderivier.nl (februari. 2015-april 2015)
- Website: www.helpdeskwater.nl (februari. 2015-mei 2015)
- Website: www.dinoloket.nl (februari. 2015)
- Website: www.hollandsewaterlinie.nl (februari. 2015- april 2015)
- Google Maps www.google.nl (febr. 2015-april 2015)
- Peilbesluit Tielerwaard (februari 2015)

Software:

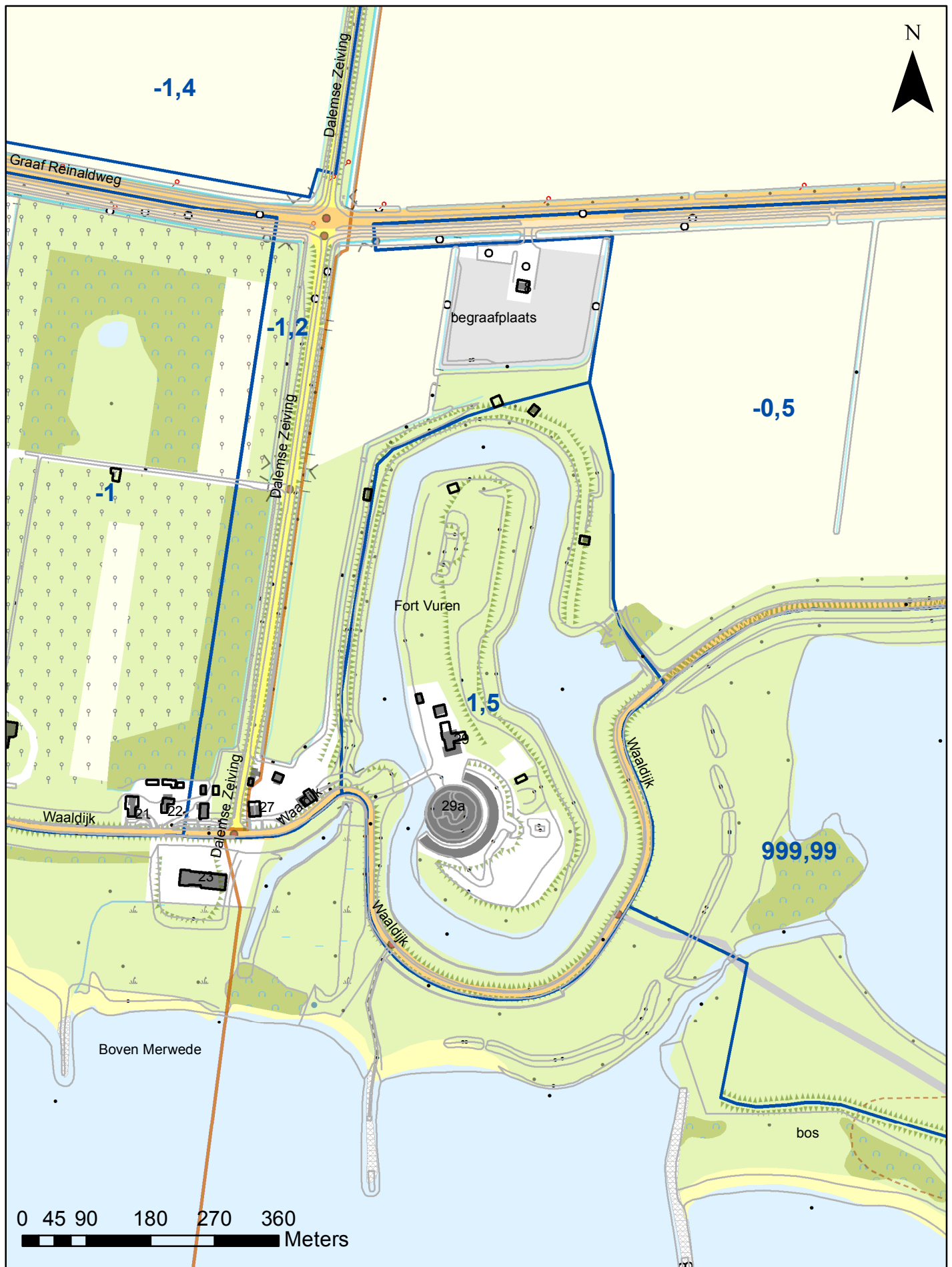
- Autocad 2010
- ArcGis 10
- D-Settlement
- D-Geostability

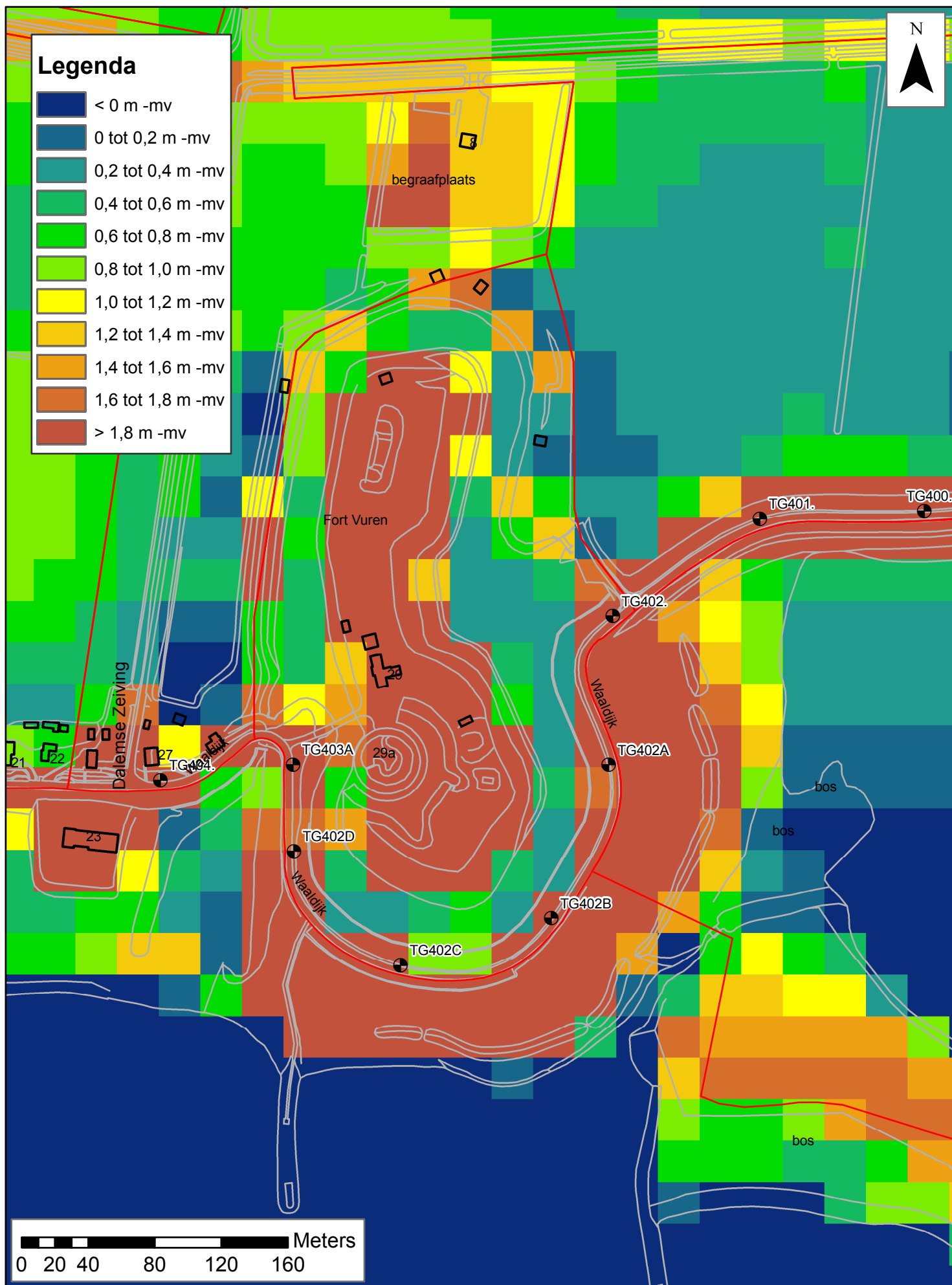
Specialisten:

- Hoofd Programmaburo Dijkversterking F.A. (Frans) v/d Berg
- Adviseur Waterkeringen Cor Bisschop
- Specialist Waterkeringen Ir. H.S.O. (Sander) Kapinga
- Projectleider Beheer& Onderhoud Verhardingen J.E.H. (Hans Ewoud) Bakker
- Projectleider Dijkversterking WSRL H.C.M (Huub) Verlouw
- Projectleider Bodemonderzoek Deltares ing. J.L. (Hans) v/d Velde.
- Technisch Manager Dijkversterking Ir. Martin D. Groenewoud
- Vakdocent Geotechniek Ir. H.J.M. (Harrie) van Rosmalen
- GIS-medewerker E. (Erwin) Zuidema
- Medewerker Bureau HKV “Lijn in Water” Lelystad

Bijlagen:

- Kaart Peilgebieden Fort Vuren
- Kaart Grondwaterstanden Fort Vuren
- Historische kaarten Fort Vuren
- Tabel Parameters
- Fragment Rapport HKV
- Stijghoogtes per profiel (01 t/m 04)
- Autocad-tekening basisprofielen.
- Onderzoeksresultaten & variatie
- Uitvoeringstekening steunberm
- Raming variatie 1.
- Raming variatie 2
- Plan van Aanpak Februari 2015





BIJLAGE 3

Historische kaarten Fort Vuren

Anno 1699- 1936

Ter illustratie bij hoofdstuk 1: Gebiedsomschrijving

Een logische dijkversterking bij Fort Vuren
Bijlage 03

Fort Vuren omstreeks 1699-1722



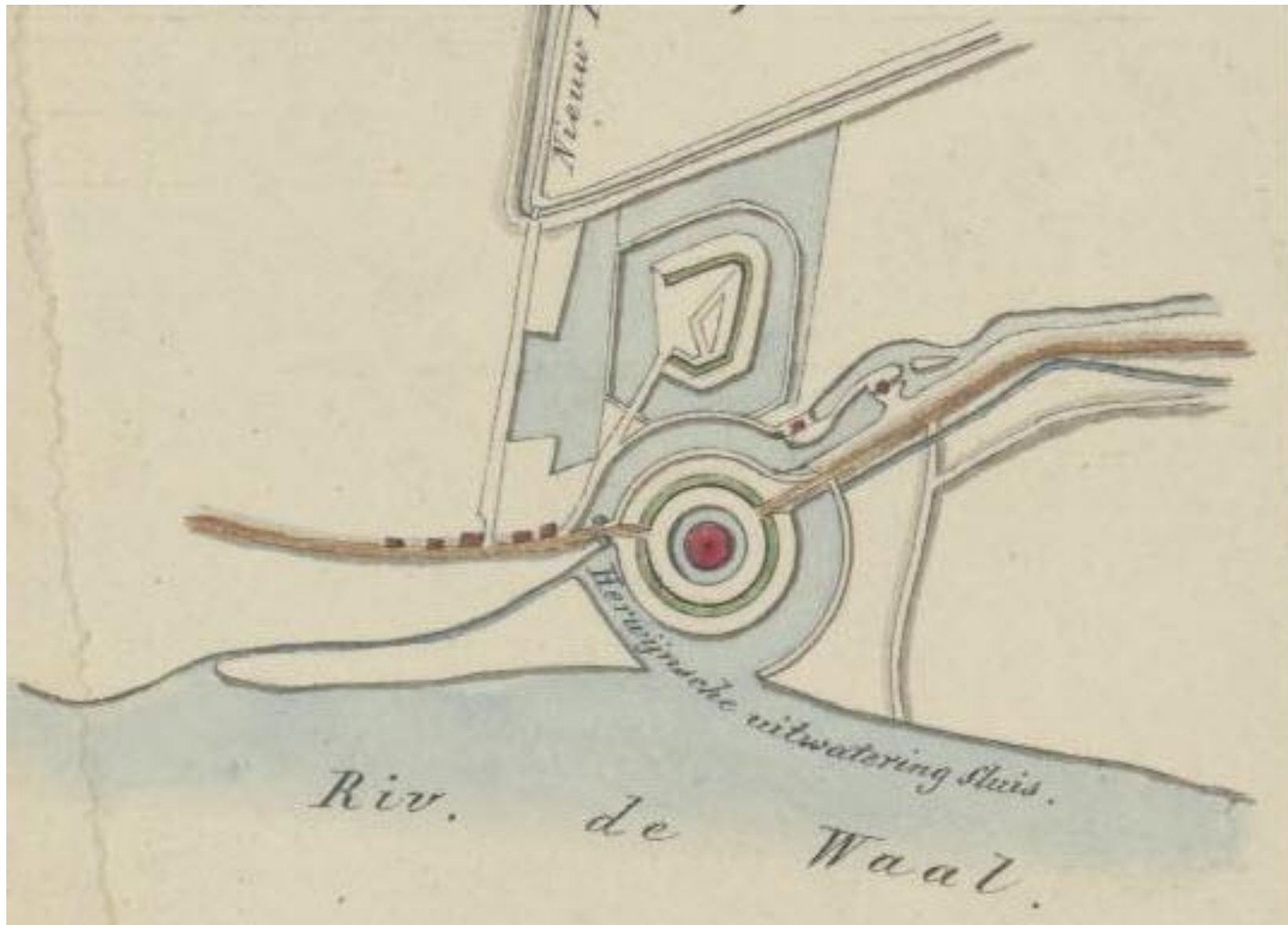
Een logische dijkversterking bij Fort Vuren
Bijlage 03

Fort Vuren omstreeks 1832



Een logische dijkversterking bij Fort Vuren
Bijlage 03

Fort Vuren omstreeks 1850



Een logische dijkversterking bij Fort Vuren
Bijlage 03

Fort Vuren omstreeks 1874

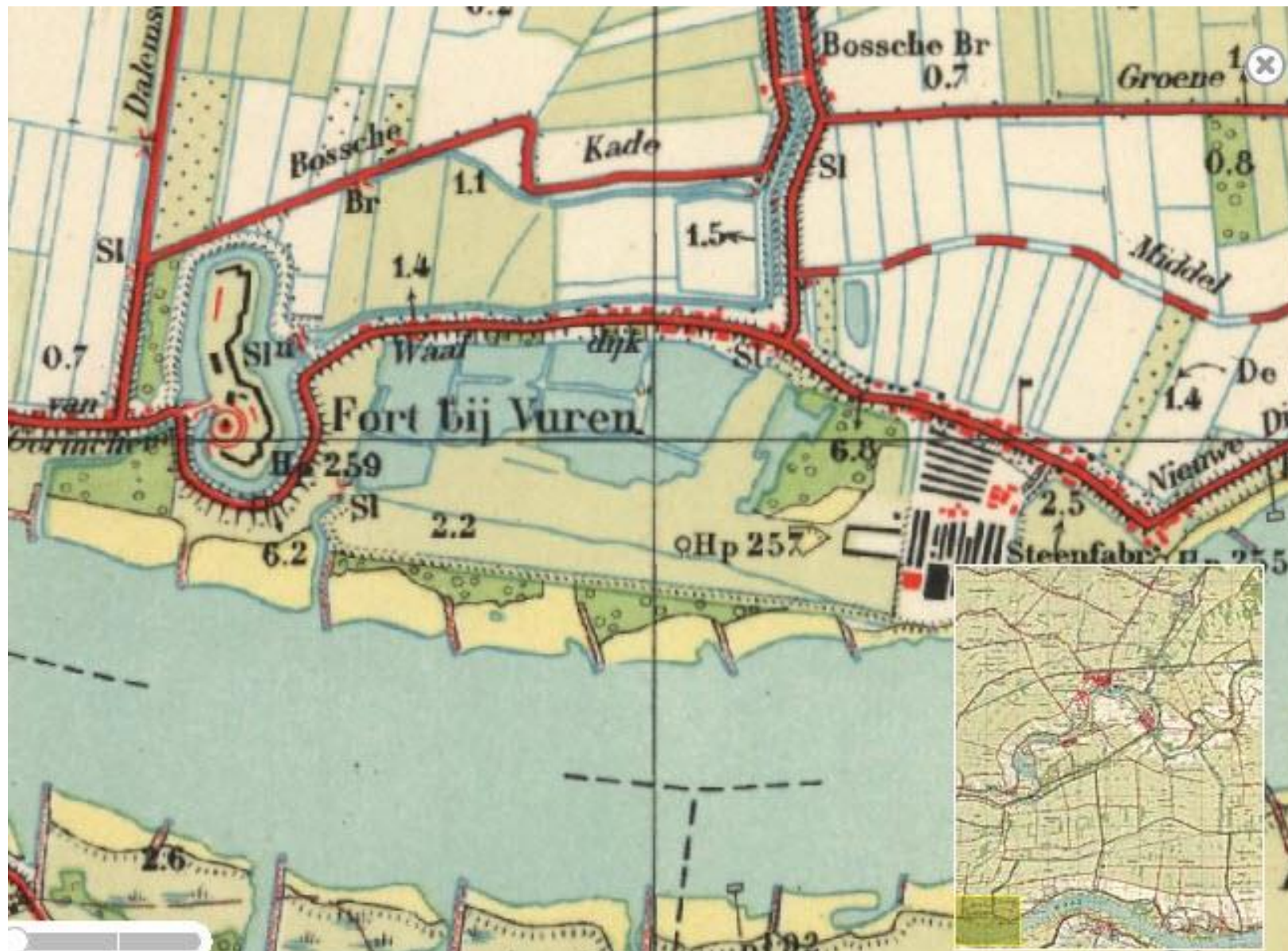


Fort Vuren omstreeks 1900



Een logische dijkversterking bij Fort Vuren
Bijlage 03

Fort Vuren omstreeks 1936



BIJLAGE 04

TABEL PARAMETERS

Codering	Grondsoort	Type	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{w} [kn/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	kD (m/etmaal) *	Constanten **				
									Cp1	Cp2	Cs1	Cs2	Cv
	Zand	fijn tot grof	18,3	19,3	10	0	30	10	100	100	400	400	1,00E-07
Rn95a	Klei	zwak tot matig zandig		16	10	4,00	21	0,05	42	15	434	110	4,80E-06
Rn95a		zwak tot matig siltig	14	16	10	2,00	20	0,05	60	20	593	110	7,10E-06
Rn95a		zwak tot matig venig	12	14	10	4,00	18	0,5	30	7	179	30	5,30E-08
	Veen	zwak tot matig kleiig		12	10	3,00	15	0,01	31	10	250	80	1,20E-06
		plaatselijk zwak kleiig		11	10	2,50	15	0,01	23	6	80	20	4,80E-06

PL1: freatische lijn bij MHW (=toetspeil NAP + 6,70)
 PL2: gemiddelde stijghoogte in het watervoerend pakket (GHW)

Stijghoogte en Opbarsten

	Profiel 1	Profiel 2	Profiel 3	Profiel 4
γ_{nat} (gem)	14,7	14,7	14,7	16*
γ_{droog} (gem)	12	12	12	12*
kv1 (m/etm)	0,19	2,03	2,04	0,19
kv3 (m/etm)	0,04	4,02	0,04	1,85
D1 (m)	8,50	10,50	13,60	10,00
D3 (m)	4,00	5,50	6,30	10,50
c1 (d/k)	43,97	5,17	6,67	51,72
c3	109,1	1,4	171,8	5,7

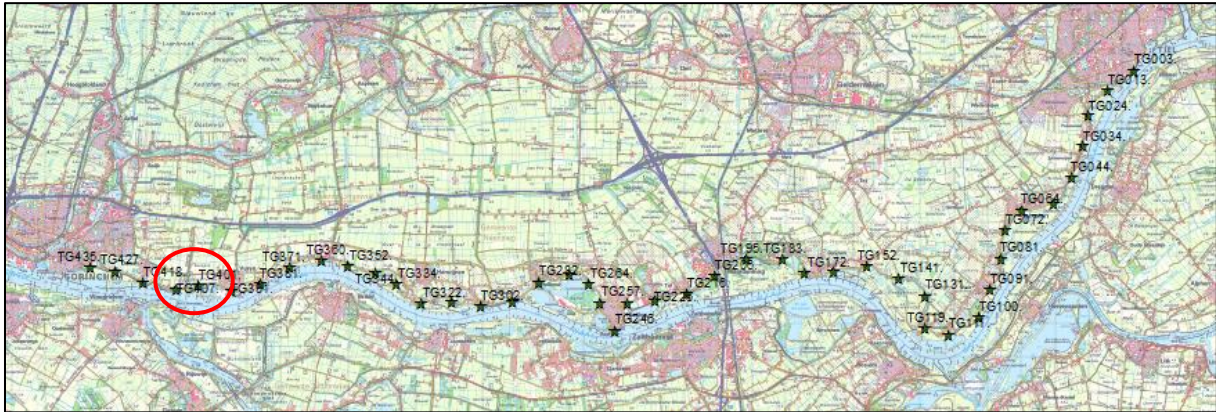
* Landbouwperceel

** Op basis van uitgangspuntenrapport eerdere dijkversterking 18 maart 2013

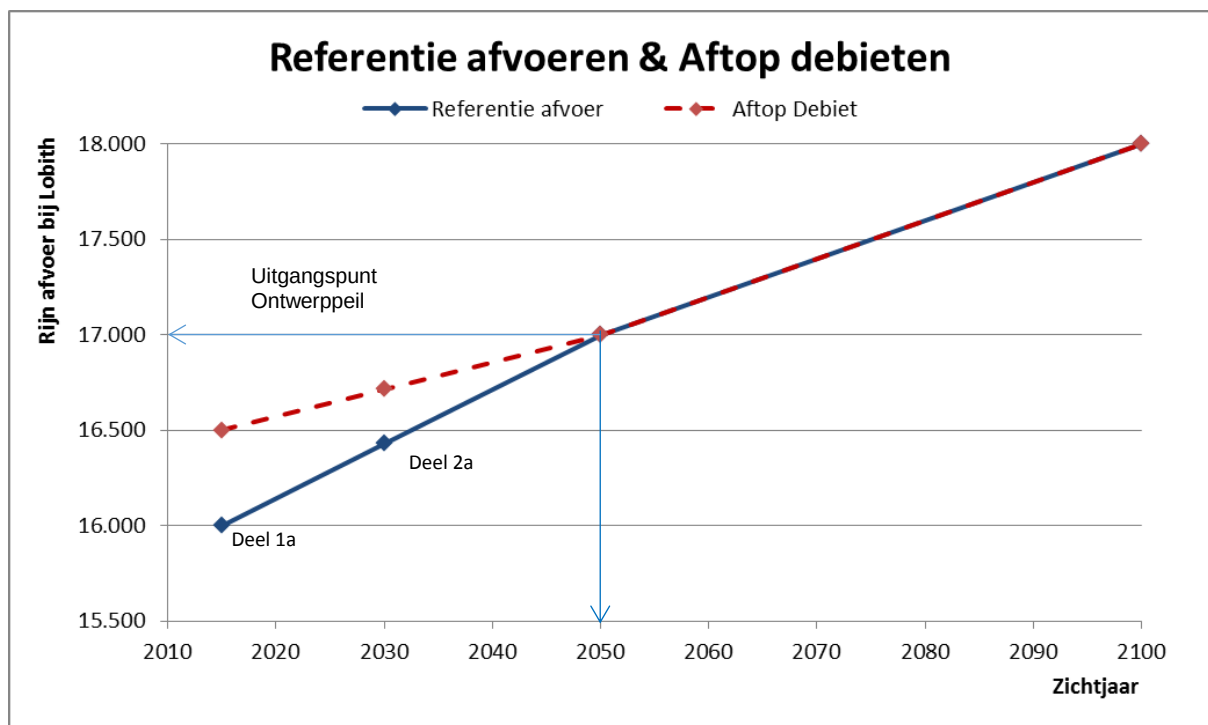
BIJLAGE 5

FRAGMENT HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN (HKV “Lijn in Water”)

Op basis van klimaatscenario Warm + (zichtjaar 2050-2100)



Oeverlocaties Gorinchem- Waardenburg waarover Hydraulische Randvoorwaarden zijn bepaald



Grafiek Referentieaanvoer en toets of aftop- debiet uit rapport HKV waarop HBN-peil is bepaald.

Ontwerppeil hoogte

HBN q = 5 l/s/m talud 1:3

Dijkpalen [nr]	HBN [m+NAP]	Robuustheidstoetslag [m]	Rekenwaarde HBN [m]
TG401.	6,80	0,30	7,10

Golfoploop Gras Profiel 1:3

Dijkpaal	Waterstand (m tov NAP)	Hs	Tp
TG401	0	0.57	3.0
TG401	0,5	0.64	3.1
TG401	1	0.70	3.2
TG401	1,5	0.74	3.2
TG401	2	0.78	3.4
TG401	2,5	0.84	3.4
TG401	3	0.77	3.3
TG401	3,5	0.77	3.2
TG401	4	0.74	3.2
TG401	4,5	0.71	3.1
TG401	5	0.65	3.0
TG401	5,5	0.58	2.8
TG401	6	0.50	2.7

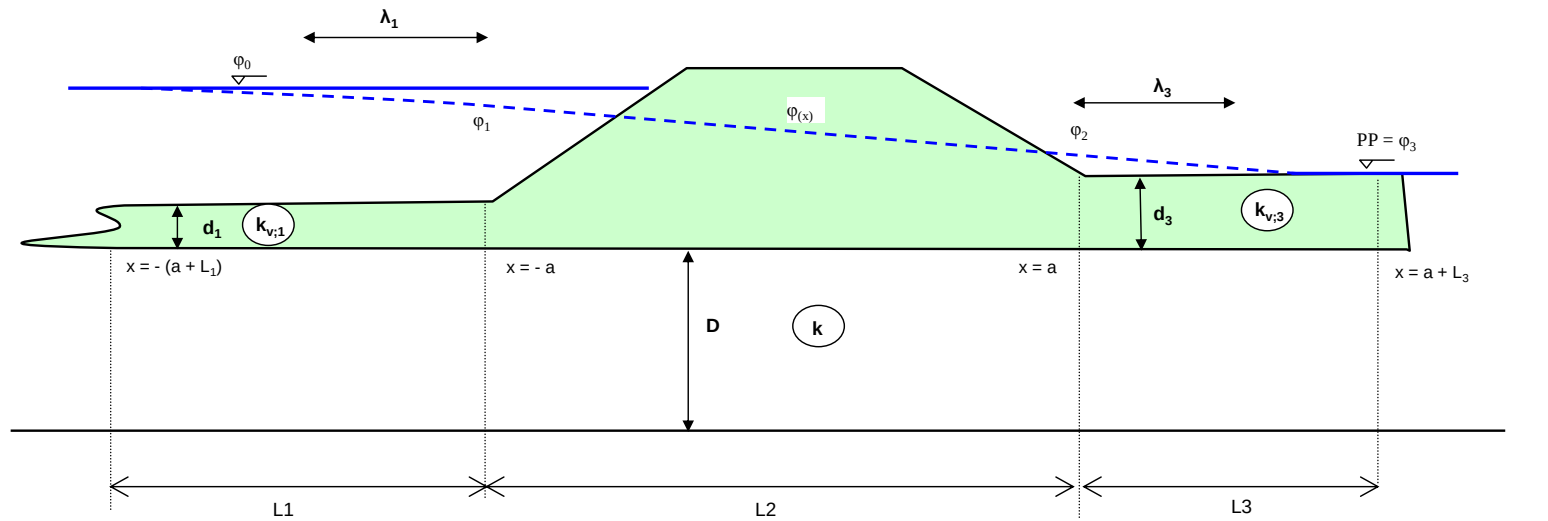
Ontwerppeil stabiliteit

Dijkpaal [nr]	Niveau [m+NAP]	Robuustheidstoetslag [m]	Maatgevende Waterstand [m]	Jaar
TG401.	6,32	0,30	6,62	2050
TG401	6,60	0,30	6,90	2100

TG: Tiel-Gorinchem
 HBN: Hydraulisch belastingniveau
 q Overslagdebiet golven liter/seconde/meter 1
 Hs Significantie golfoploop
 Tp Golfperiode

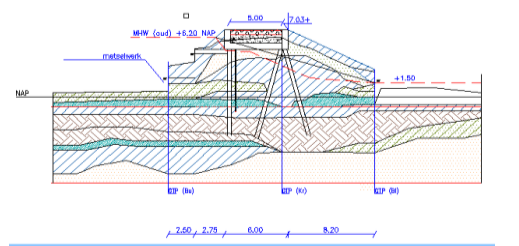
Berekening potentiaalverloop

Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intree of uittree van water



Gegevens:

		k		
kD	opgegeven		1800 [m ² /dag]	
kD	berekend	1664 [m ² /dag]		
D	dikte van de watervoerende zandlaag	45,0 [m]		
k _{zand}	doorlatendheid van de watervoerende zandlaag	2,31E-04 [m/s]	20,00 [m/dag]	20,00
C ₁	opgegeven weerstand deklaag voorland		580,00 [dag]	
C ₁	berekend berekende weerstand deklaag voorland	44,00 [dag]		
d ₁	dikte van de deklaag in het voorland	8,5 [m]		
k _{v,1}	doorlatendheid van de deklaag in het voorland	2,20E-06 [m/s]	0,19 [m/dag]	0,19
C ₃	opgegeven weerstand deklaag achterland		925,00 [dag]	
C ₃	berekend berekende weerstand deklaag achterland	110,00 [dag]		
d ₃	dikte van de afdeklaag in het achterland	4,00 [m]		
k _{v,3}	doorlatendheid van de deklaag in het achterland	4,63E-07 [m/s]	0,04 [m/dag]	0,04
L ₁	lengte van het voorland	50,0 [m]		
L _{2,a}	lengte van dijkzate (evt. incl. buitenberm)	19,5 [m]		
L _{2,b}	lengte binnenberm / afstand binnenteen - opbarstpunt	0,0 [m]		
L ₃	lengte van het achterland	40,0 [m]		
φ ₀ (MHW)	maatgevende waterstand op de rivier	6,70 [m tov NAP]		
h _p = φ ₃	freatische stijghoogte in de afdeklaag in het achterland	1,50 [m tov NAP]		
γ _{nat}	volledig verzadigd volumiek gewicht deklaag achterland	16,0 [KN/m ³]		
γ _d	droog volumiek gewicht van de deklaag in achterland	14,0 [KN/m ³]		
γ _w	volumiek gewicht water	10,0 [KN/m ³]		



Hulp:

$$\tanh(L_1 / \lambda_1) = 0,0489$$

$$\tanh(L_3 / \lambda_3) = 0,0310$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_{zand} * D * d_1}{k_{v;1}}} = 1021,8 \text{ [m]}$$

$$\lambda_3 = \sqrt{\frac{k_{zand} * D * d_3}{k_{v;3}}} = 1290,3 \text{ [m]}$$

Grenspotential:

$$\varphi_{z,g} = h_p + d_3 * \left(\frac{\gamma_{nat} - \gamma_w}{\gamma_w} \right) = 3,90 \text{ [m tov NAP]}$$

γ	1,20	(veiligheidsfactor tegen opbarsten)
----------	------	-------------------------------------

$$\varphi_z \leq \frac{1}{\gamma} * (\varphi_{z;g} - h_p) - h_p = 3,50 \text{ [m tov NAP]}$$

Stijghoogte t.p.v. binnenteen:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) * \left(\frac{\lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)}{\lambda_1 * \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} \right) = 3,40 \text{ [m tov NAP]}$$

Als $\phi_2 > \phi_z$, dan barst deklaag binnen op!

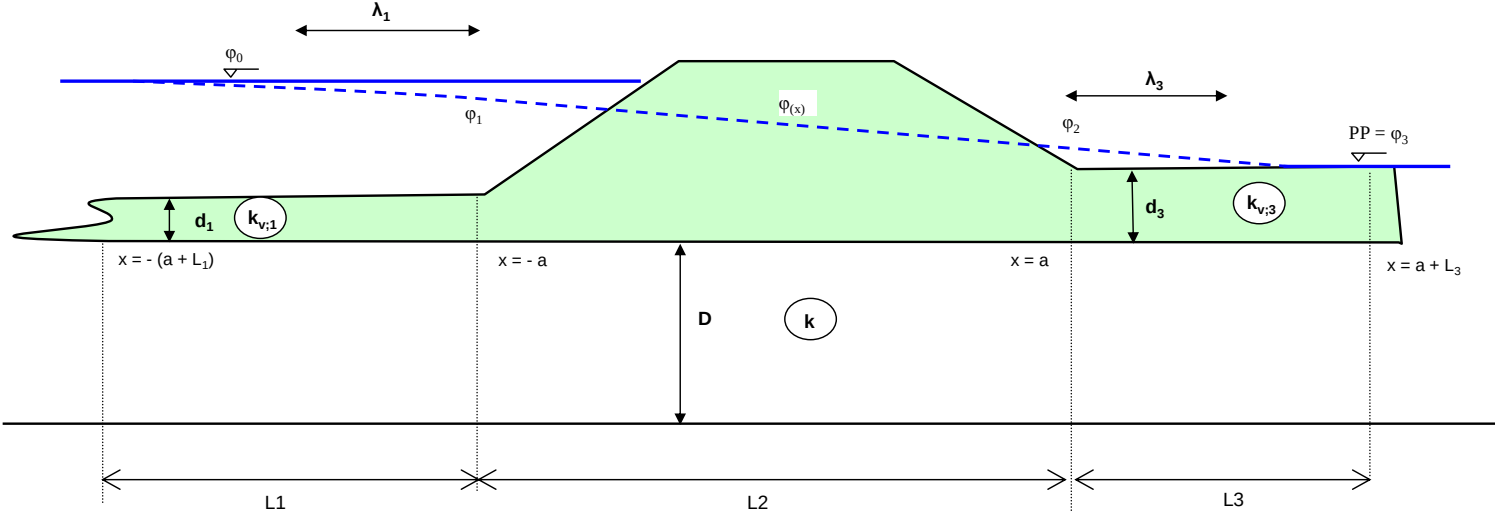
$$\varphi_2 = 3,40 \text{ [m]} > \varphi_z = 3,50 \text{ [m]} \rightarrow \text{Deklaag barst niet op!}$$

Stijghoogte t.p.v. buitenteen:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) * \left(\frac{L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)}{\lambda_1 * \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} \right) = 4,33 \text{ [m tov NAP]}$$

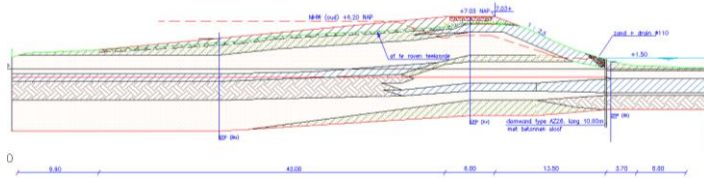
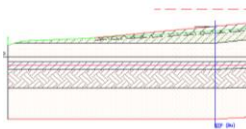
Berekening potentiaalverloop DOORSNEDE 02

Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intree of uittree van water



Gegevens:

k_D	opgegeven		1800 [m ² /dag]	
$k_{D,berekend}$		1664 [m ² /dag]		
D	dikte van de watervoerende zandlaag	45,0 [m]		
k_{zand}	doorlatendheid van de watervoerende zandlaag	2,31E-04 [m/s]	20,00 [m/dag]	20,00
$C_{1,opgegev}$	opgegeven weerstand deklaag voorland		60,00 [dag]	
$C_{1,berekend}$	berekende weerstand deklaag voorland	6,00 [dag]		
d_1	dikte van de deklaag in het voorland	10,5 [m]		
$K_{v,1}$	doorlatendheid van de deklaag in het voorland	5,79E-07 [m/s]	0,05 [m/dag]	0,05
$C_{3,opgegev}$	opgegeven weerstand deklaag achterland		10,00 [dag]	
$C_{3,berekend}$	berekende weerstand deklaag achterland	2,00 [dag]		
d_3	dikte van de afdeklaag in het achterland	5,50 [m]		
$K_{v,3}$	doorlatendheid van de deklaag in het achterland	6,94E-07 [m/s]	0,06 [m/dag]	0,06
L_1	lengte van het voorland	50,0 [m]		
$L_{2,a}$	lengte van dijkzate (evt. incl. buitenberm)	61,5 [m]		
$L_{2,b}$	lengte binnenberm / afstand binnenteen - opbarstpunt	0,0 [m]		
L_3	lengte van het achterland	40,0 [m]		
ϕ_0 (MHW)	maatgevende waterstand op de rivier	6,70 [m tov NAP]		
$h_p = \phi_3$	freatische stijghoogte in de afdeklaag in het achterland	1,50 [m tov NAP]		
γ_{nat}	volledig verzadigd volumiek gewicht deklaag achterland	14,7 [KN/m ³]		
γ_d	droog volumiek gewicht van de deklaag in achterland	12,0 [KN/m ³]		
γ_w	volumiek gewicht water	10,0 [KN/m ³]		



Hulp:

$$\tanh(L_1 / \lambda_1) = 0,1510$$

$$\tanh(L_3 / \lambda_3) = 0,2896$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_{zand} * D * d_1}{k_{v;1}}} = 328,6 \text{ [m]}$$

$$\lambda_3 = \sqrt{\frac{k_{zand} * D * d_3}{k_{v;3}}} = 134,2 \text{ [m]}$$

Grenspotentiaal:

$$\varphi_{z;g} = h_p + d_3 * \left(\frac{\gamma_{nat} - \gamma_w}{\gamma_w} \right) = 4,09 \text{ [m tov NAP]}$$

γ	1,20	(veiligheidsfactor tegen opbarsten)
----------	------	-------------------------------------

$$\varphi_z \leq \frac{1}{\gamma} * (\varphi_{z;g} - h_p) - h_p = 3,65 \text{ [m tov NAP]}$$

Stijghoogte t.p.v. binnenteen:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) * \frac{\lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)}{\lambda_1 * \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} = 2,85 \text{ [m tov NAP]}$$

Als $\phi_2 > \phi_z$, dan barst deklaag binnen op!

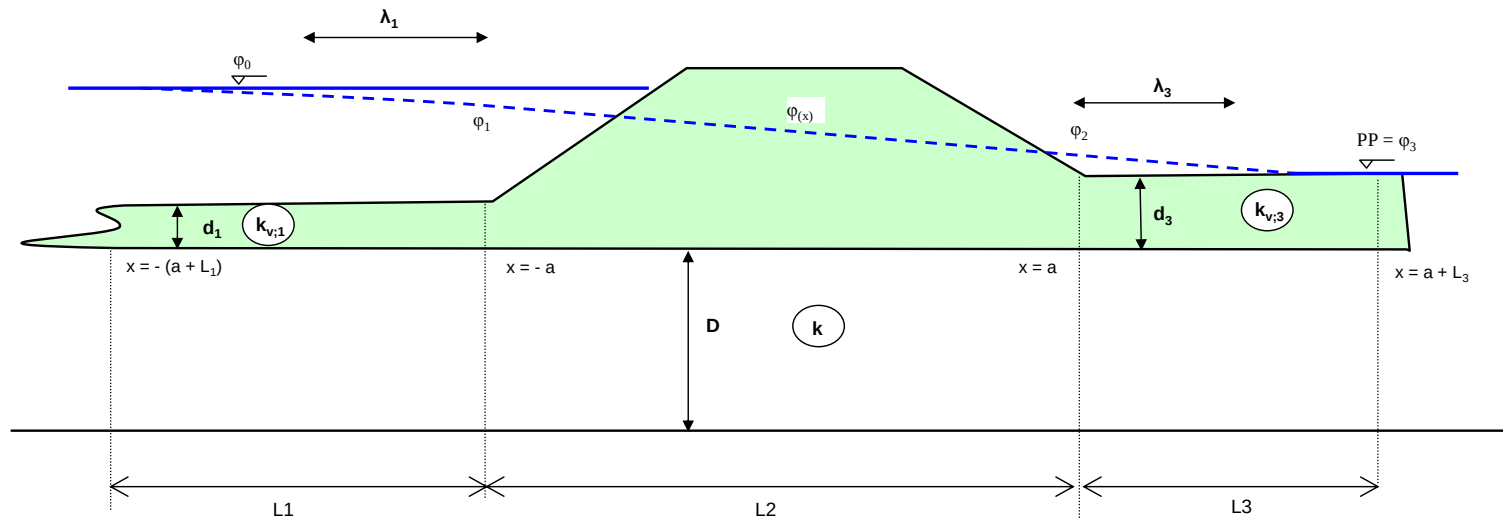
$$\varphi_2 = 2,85 \text{ [m]} > \varphi_z = 3,65 \text{ [m]} \rightarrow \text{Deklaag barst niet op!}$$

Stijghoogte t.p.v. buitenteen:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) * \frac{L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)}{\lambda_1 * \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} = 4,98 \text{ [m tov NAP]}$$

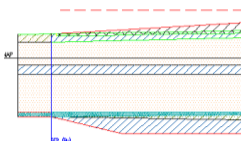
Berekening potentiaalverloop DOORSNEDE 03

Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intree of uittree van water

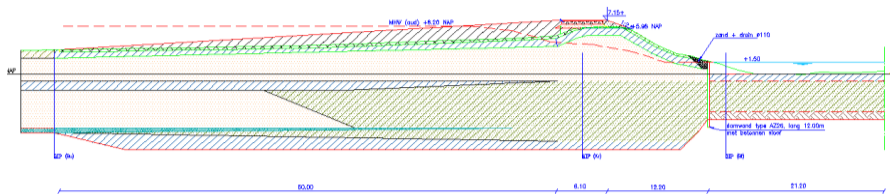


Gegevens:

Berekening van de waterstand op de rivier		Berekening van de waterstand op de rivier	
k_D opgegeven		1800 [m ² /dag]	
k_D berekend		1664 [m ² /dag]	
D	dikte van de watervoerende zandlaag	45,0 [m]	
k_{zand}	doorlatendheid van de watervoerende zandlaag	2,31E-04 [m/s]	20,00 [m/dag]
C_1 opgegeven	opgegeven weerstand deklaag voorland	230,00 [dag]	
C_1 berekend	berekende weerstand deklaag voorland	227,00 [dag]	
d_1	dikte van de deklaag in het voorland	13,6 [m]	
$k_{v,1}$	doorlatendheid van de deklaag in het voorland	6,94E-07 [m/s]	0,06 [m/dag]
C_3 opgegeven	opgegeven weerstand deklaag achterland	170,00 [dag]	
C_3 berekend	berekende weerstand deklaag achterland	157,50 [dag]	
d_3	dikte van de afdeklaag in het achterland	6,30 [m]	
$k_{v,3}$	doorlatendheid van de deklaag in het achterland	4,63E-07 [m/s]	0,04 [m/dag]
L_1	lengte van het voorland	50,0 [m]	
$L_{2,a}$	lengte van dijkzate (evt. incl. buitenberm)	78,3 [m]	
$L_{2,b}$	lengte binnenberm / afstand binnenteen - opbarstpunt	0,0 [m]	
L_3	lengte van het achterland	40,0 [m]	
ϕ_0 (MHW)	maatgevende waterstand op de rivier	6,70 [m tov NAP]	
$h_p = \phi_3$	freatische stijghoogte in de afdeklaag in het achterland	1,50 [m tov NAP]	
γ_{nat}	vollig verzadigd volumiek gewicht deklaag achterland	14,7 [KN/m ³]	
γ_d	droog volumiek gewicht van de deklaag in achterland	12,0 [KN/m ³]	
γ_w	volumiek gewicht water	10,0 [KN/m ³]	



The diagram shows a cross-section of a dike. The top layer is the ground surface (green). Below it is a layer of sand (yellow). The dike core consists of a layer of sand (yellow) and a layer of clay (blue). The bottom layer is the water table (red dashed line). The water level on the left is indicated by a blue line. The water level on the right is indicated by a red line. The diagram is labeled with 'w' for water and 'h' for height.



Hulp:

$$\tanh(L_1 / \lambda_1) = 0,0776$$

$$\tanh(L_3 / \lambda_3) = 0,0722$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_{zand} * D * d_1}{k_{v;1}}} = 643,4 \text{ [m]}$$

$$\lambda_3 = \sqrt{\frac{k_{zand} * D * d_3}{k_{v;3}}} = 553,2 \text{ [m]}$$

Grenspotential:

$$\varphi_{z,g} = h_p + d_3 * \left(\frac{\gamma_{nat} - \gamma_w}{\gamma_w} \right) = 4,46 \text{ [m tov NAP]}$$

γ	1,20	(veiligheidsfactor tegen opbarsten)
----------	------	-------------------------------------

$$\varphi_z \leq \frac{1}{\gamma} * (\varphi_{z;g} - h_p) - h_p = 3,97 \text{ [m tov NAP]}$$

Stijghoogte t.p.v. binnenteen:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) * \left(\frac{\lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)}{\lambda_4 * \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_4}\right) + L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} \right) = 2,73 \text{ [m tov NAP]}$$

Als $\phi_2 > \phi_z$, dan barst deklaag binnen op!

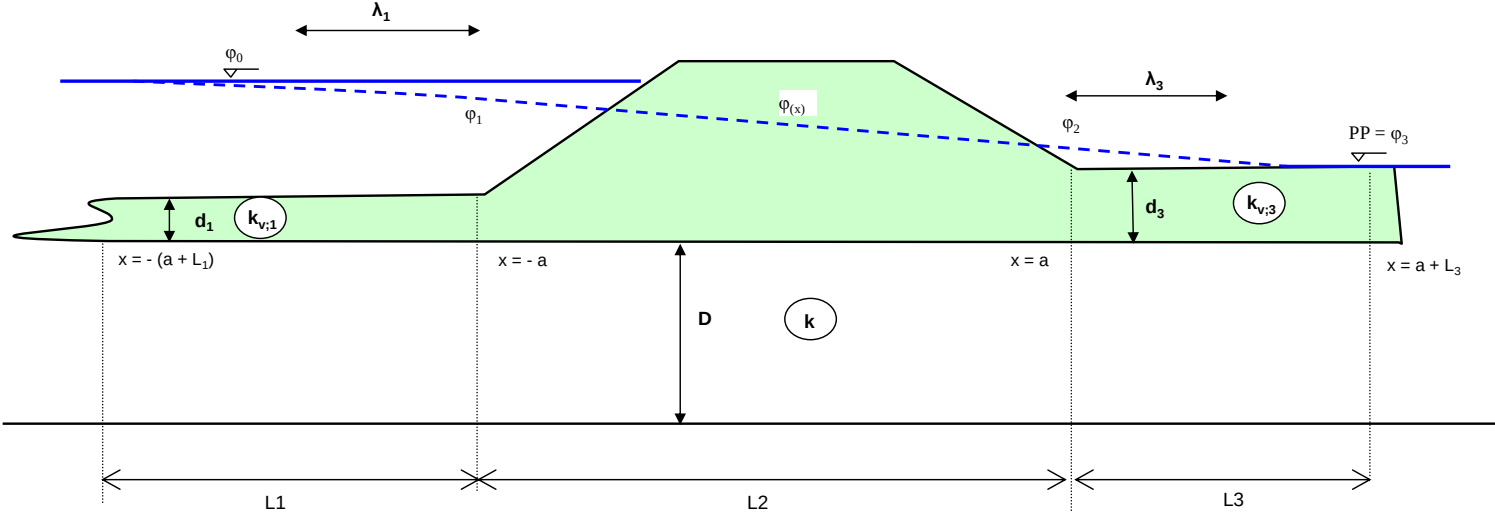
$\varphi_2 = 2,73 \text{ [m]}$ $> \varphi_z = 3,97 \text{ [m]}$ --> Deklaag barst niet op!

Stijghoogte t.p.v. buitenteen:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) * \left(\frac{L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)}{\lambda_1 * \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} \right) = 5,16 \text{ [m tov NAP]}$$

Berekening potentiaalverloop DOORSNEDE 04

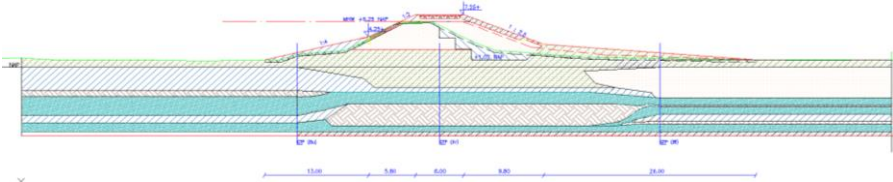
Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intree of uittree van water



Gegevens:

		k	
k_D	opgegeven		1800 [m ² /dag]
$k_{D,berekend}$		1664 [m ² /dag]	
D	dikte van de watervoerende zandlaag	45,0 [m]	
k_{zand}	doorlatendheid van de watervoerende zandlaag	2,31E-04 [m/s]	20,00 [m/dag] 20,00
$C_{1,opgegev}$	opgegeven weerstand deklaag voorland		230,00 [dag]
$C_{1,berekent}$	berekende weerstand deklaag voorland	52,00 [dag]	
d_1	dikte van de deklaag in het voorland	10,0 [m]	
$K_{v,1}$	doorlatendheid van de deklaag in het voorland	2,20E-06 [m/s]	0,19 [m/dag] 0,19
$C_{3,opgegev}$	opgegeven weerstand deklaag achterland		10,00 [dag]
$C_{3,berekent}$	berekende weerstand deklaag achterland	5,68 [dag]	
d_3	dikte van de afdeklaag in het achterland	10,50 [m]	
$K_{v,3}$	doorlatendheid van de deklaag in het achterland	2,14E-05 [m/s]	1,85 [m/dag] 1,85
L_1	lengte van het voorland	40,0 [m]	
$L_{2,a}$	lengte van dijkzate (evt. incl. buitenberm)	60,0 [m]	
$L_{2,b}$	lengte binnenberm / afstand binnenteen - opbarstpunt	250,0 [m]	
L_3	lengte van het achterland	5000,0 [m]	
ϕ_0 (MHW)	maatgevende waterstand op de rivier	6,70 [m tov NAP]	
$h_p = \phi_3$	freatische stijghoogte in de afdeklaag in het achterland	-0,50 [m tov NAP]	
γ_{nat}	volledig verzadigd volumiek gewicht deklaag achterland	16,0 [KN/m ³]	
γ_d	droog volumiek gewicht van de deklaag in achterland	12,0 [KN/m ³]	
γ_w	volumiek gewicht water	10,0 [KN/m ³]	

The diagram illustrates a cross-section of a dike. At the top, a green line represents the water level (MHW). Below it, a hatched area represents the dike core. A horizontal line within the hatched area indicates the phreatic surface (freatische stijghoogte). Below the dike core, there are two distinct layers: a top layer with diagonal hatching and a bottom layer with horizontal hatching. A blue line at the bottom represents the water level in the backwater (achterland). The diagram is used to visualize the parameters listed in the table, such as layer thicknesses (D, d1, d3), permeabilities (kv), and water levels (phi0, hp).



Hulp:

$$\tanh(L_1 / \lambda_1) = 0,0621$$

$$\tanh(L_3 / \lambda_3) = 1,0000$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_{zand} * D * d_1}{k_{v;1}}} = 643,4 \text{ [m]}$$

$$\lambda_3 = \sqrt{\frac{k_{zand} * D * d_3}{k_{v;3}}} = 134,2 \text{ [m]}$$

Grenspotentiaal:

$$\varphi_{z;g} = h_p + d_3 * \left(\frac{\gamma_{nat} - \gamma_w}{\gamma_w} \right) = 5,80 \text{ [m tov NAP]}$$

γ	1,20	(veiligheidsfactor tegen opbarsten)
----------	------	-------------------------------------

$$\varphi_z \leq \frac{1}{\gamma} * (\varphi_{z;g} - h_p) - h_p = 4,75 \text{ [m tov NAP]}$$

Stijghoogte t.p.v. binnenteen:

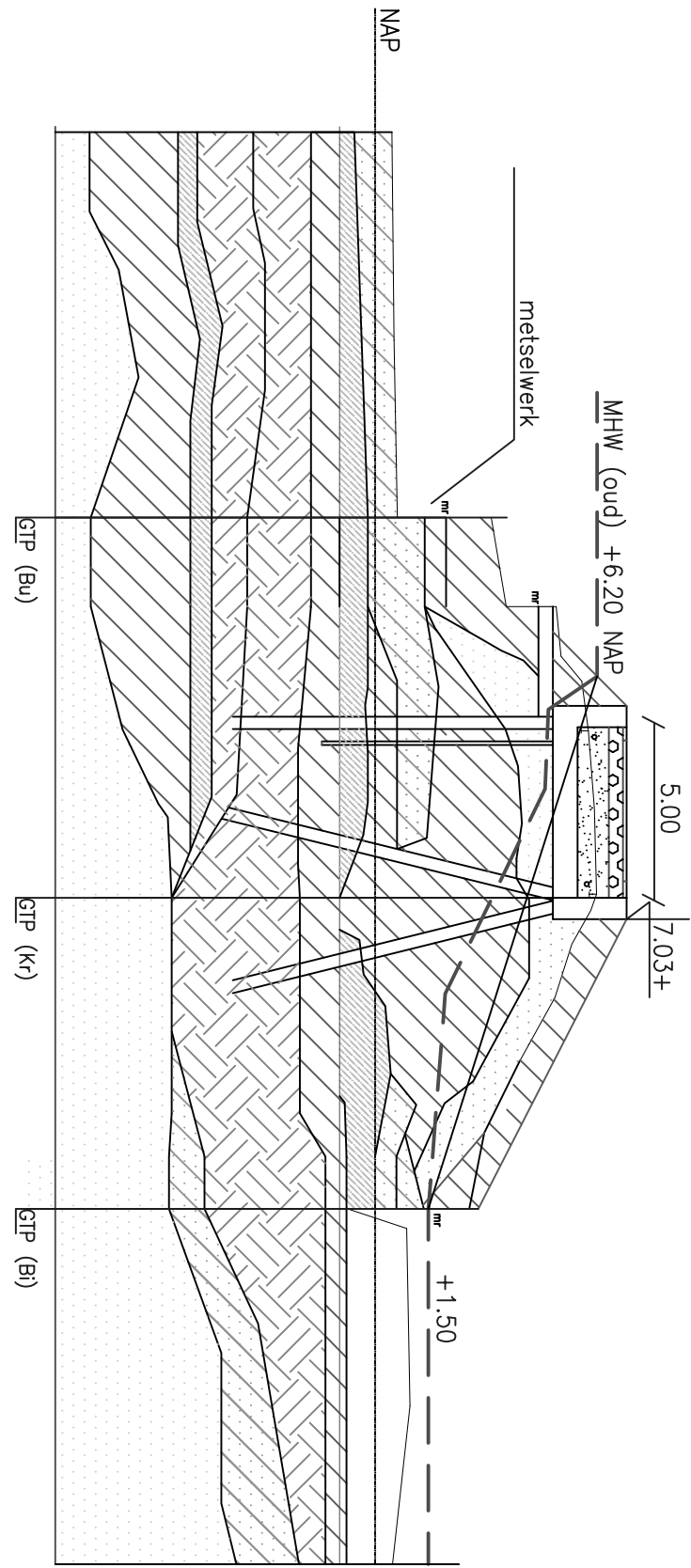
$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) * \left(\frac{\lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)}{\lambda_4 * \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_4}\right) + L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} \right) = 3,63 \text{ [m tov NAP]}$$

Als $\phi_2 > \phi_z$, dan barst deklaag binnen op!

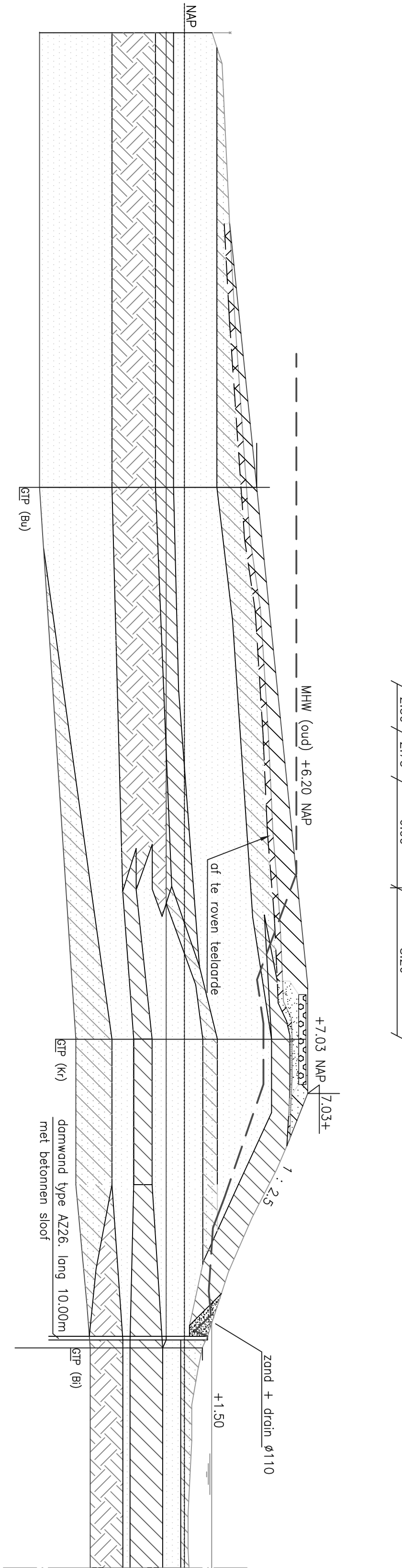
$$\varphi_2 = 3,63 \text{ [m]} > \varphi_z = 4,75 \text{ [m]} \rightarrow \text{Deklaag barst niet op.}$$

Stijghoogte t.p.v. buitenteen:

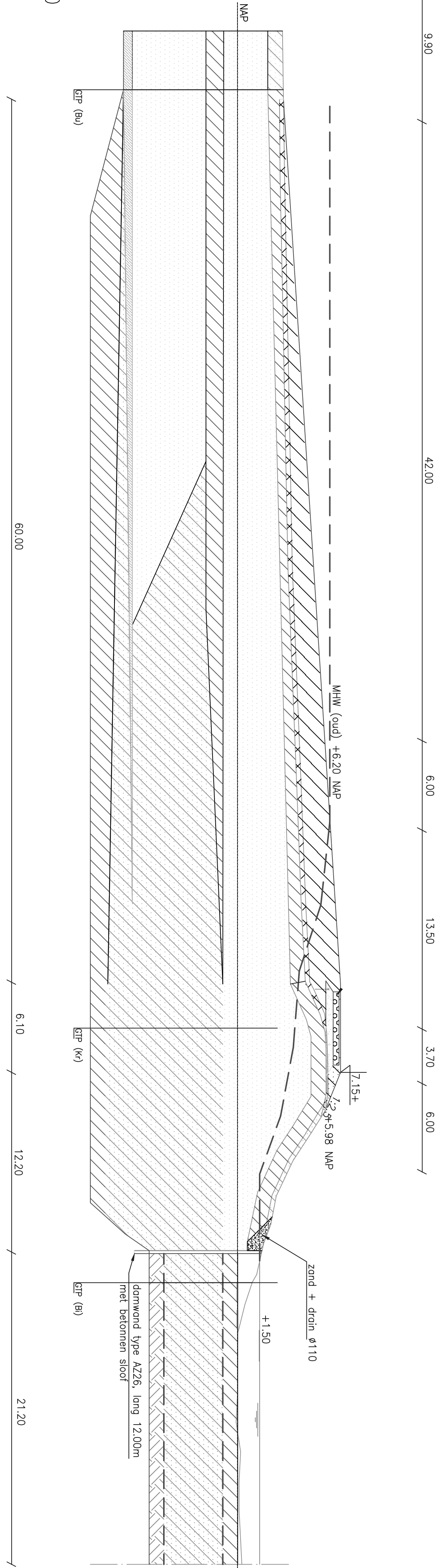
$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) * \frac{\left(L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right) \right)}{\lambda_1 * \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + \lambda_3 * \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} = 5,47 \text{ [m tov NAP]}$$



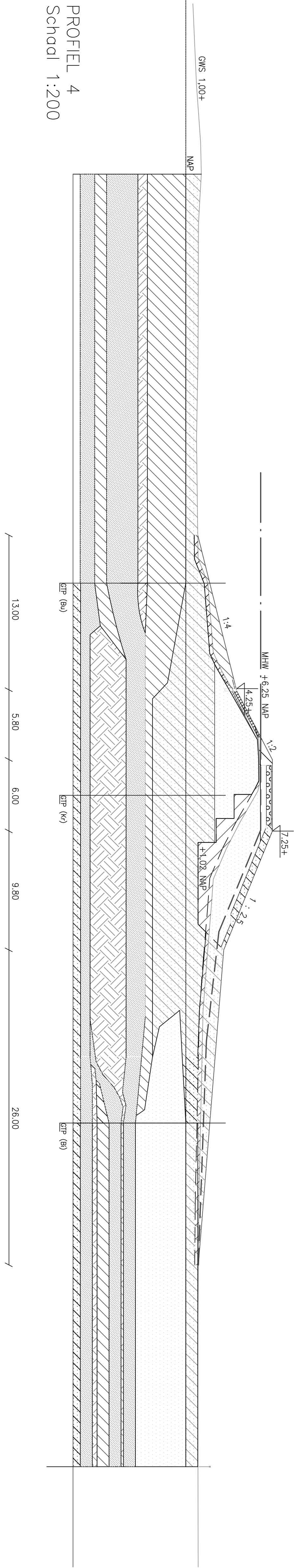
PROFIEL 1
Schaal 1:200



PROFIEL 2
Schaal 1:200



PROFIEL 3
Schaal 1:200



PROFIEL 4
Schaal 1:200

- LEGENDA
- zond zeer fijn tot uiterst grof
 - klei, zwak tot matig zandig
 - klei, zwak tot matig siltig
 - klei, zwak tot matig veenig
 - veen, dichtelijk zwak kleiig
 - menggraveloet (fundering)
 - freestische lijn (schetsmatig)



Project:	Afstudeerproject Dijkversterking Fort Vuren			
Onderwerp:	Bijlage 08 AutoCAD-tekening Basisprofielen			
Formaat:	A1	Blad:	1 van 1	Gerekened: JDS
Schaal:	1:200	Datum:	maart 2015	Gecontroleerd: WBL
Projectnr:	DEF	Stad:	DEF	Versie:
Tekeningnr:	10			



BIJLAGE 8

Onderzoeksresultaten & Variatie *(D-Geostability)*

Stabiliteit Binnenwaarts Fort Vuren

Doorsnede 01 t/m 04



Inhoud:

1. ONTWERP

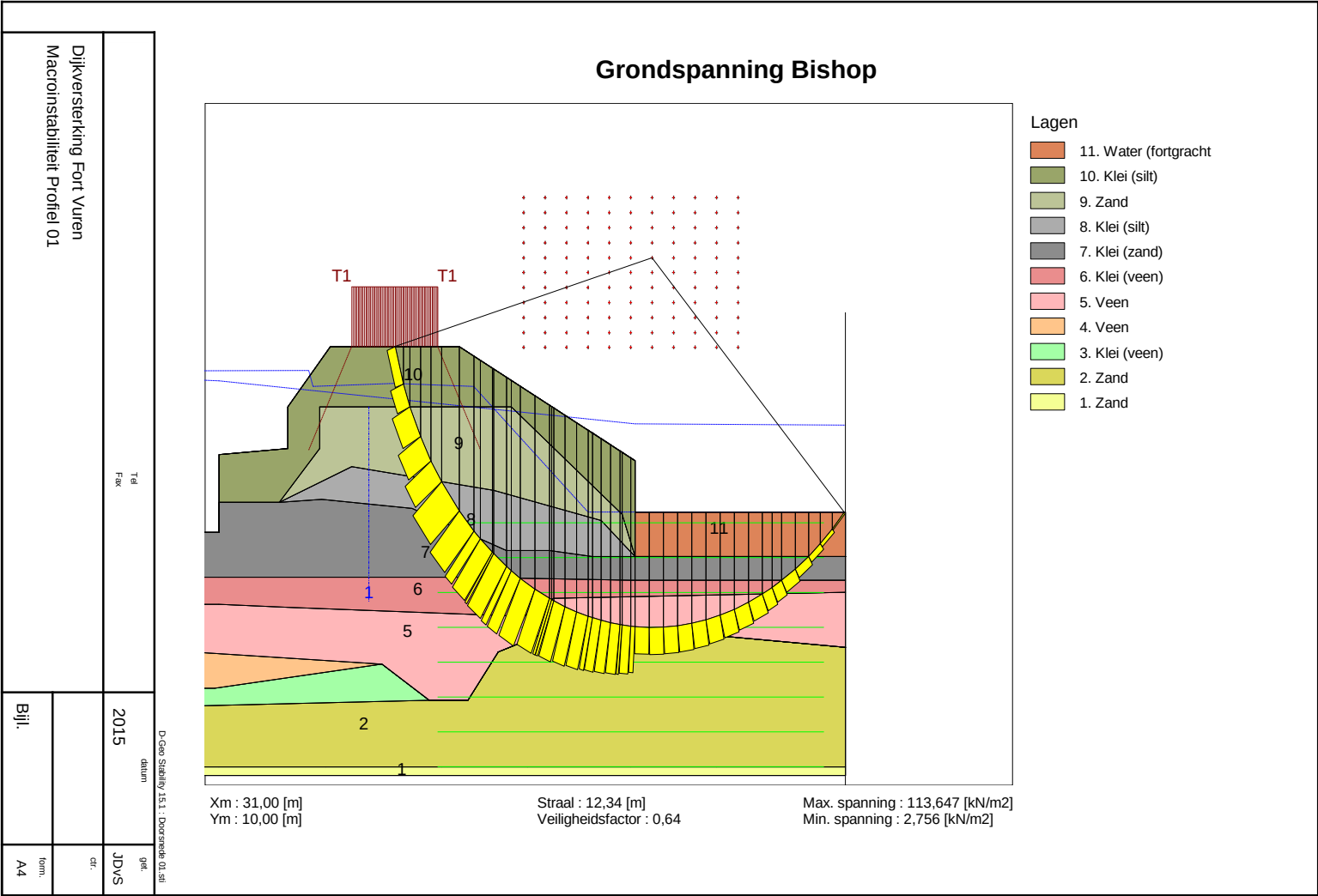
- | | |
|--------------------------------------|------|
| ▪ Schematisering totaalspanning | DS01 |
| ▪ Schematisering effectieve spanning | DS01 |
| ▪ Schematisering schuifspanning | DS01 |
| | |
| ▪ Schematisering totaalspanning | DS02 |
| ▪ Schematisering effectieve spanning | DS02 |
| ▪ Schematisering schuifspanning | DS02 |
| | |
| ▪ Schematisering totaalspanning | DS03 |
| ▪ Schematisering effectieve spanning | DS03 |
| ▪ Schematisering schuifspanning | DS03 |
| | |
| ▪ Schematisering totaalspanning | DS04 |
| ▪ Schematisering schuifspanning | DS04 |

2. GEVOELIGHEIDSANALYSE

- | | |
|---|------|
| ▪ Schematisering totaalspanning | DS01 |
| ▪ Schematisering effectieve spanning | DS01 |
| ▪ Schematisering schuifspanning | DS01 |
| | |
| ▪ Schematisering totaalspanning | DS02 |
| ▪ Schematisering effectieve spanning | DS02 |
| ▪ Schematisering schuifspanning | DS02 |
| | |
| ▪ Schematisering totaalspanning | DS03 |
| ▪ Schematisering effectieve spanning | DS03 |
| ▪ Schematisering schuifspanning | DS03 |
| | |
| <i>Variatie 05</i> | |
| ▪ Schematisering totaalspanning | DS04 |
| ▪ Schematisering schuifspanning | DS04 |
| | |
| <i>Variatie 07</i> | |
| ▪ Schematisering totaalspanning | DS04 |
| ▪ Schematisering schuifspanning | DS04 |
| | |
| • Input zettingsberekeningen var 05 en 07 | |

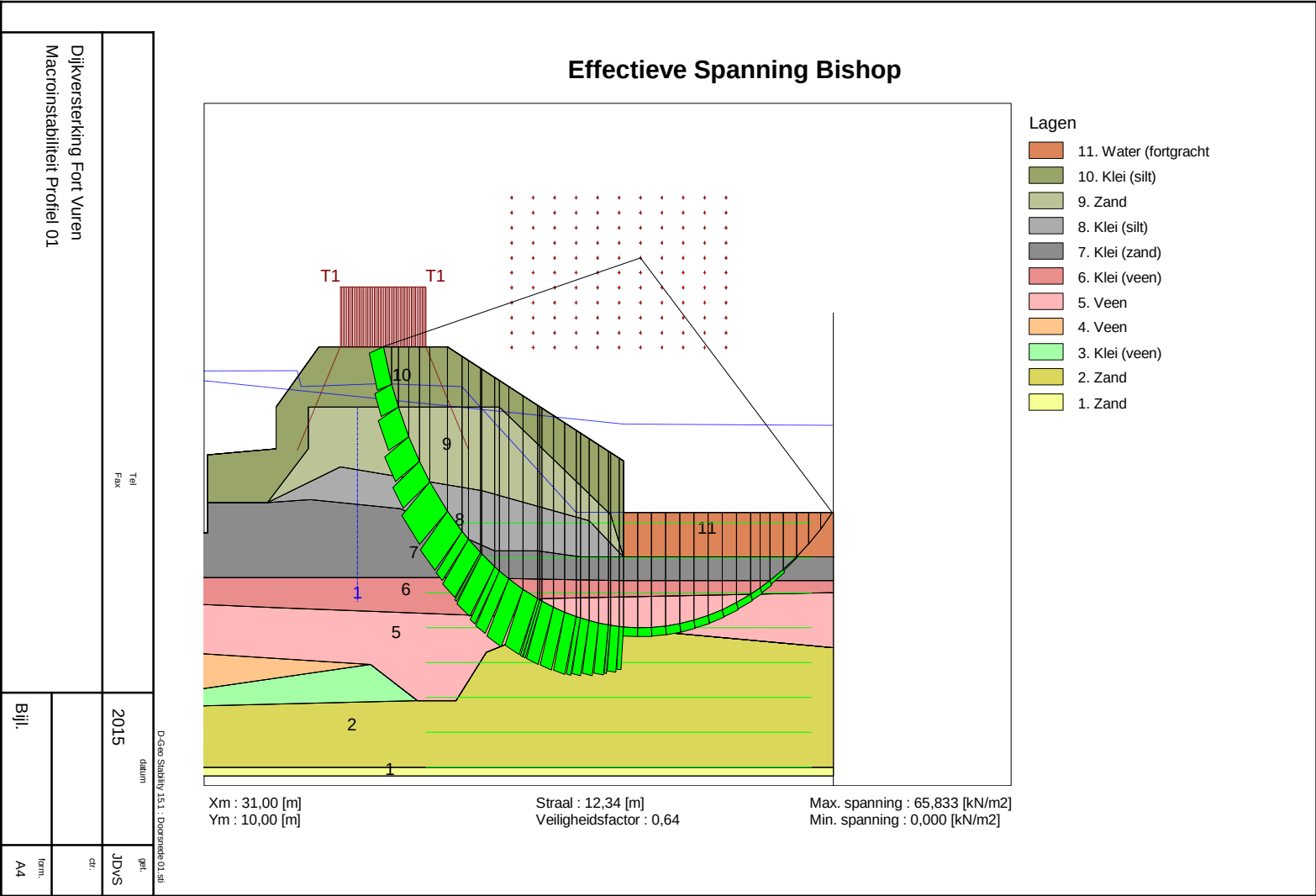


1. Schematisering grondspanning DS 01



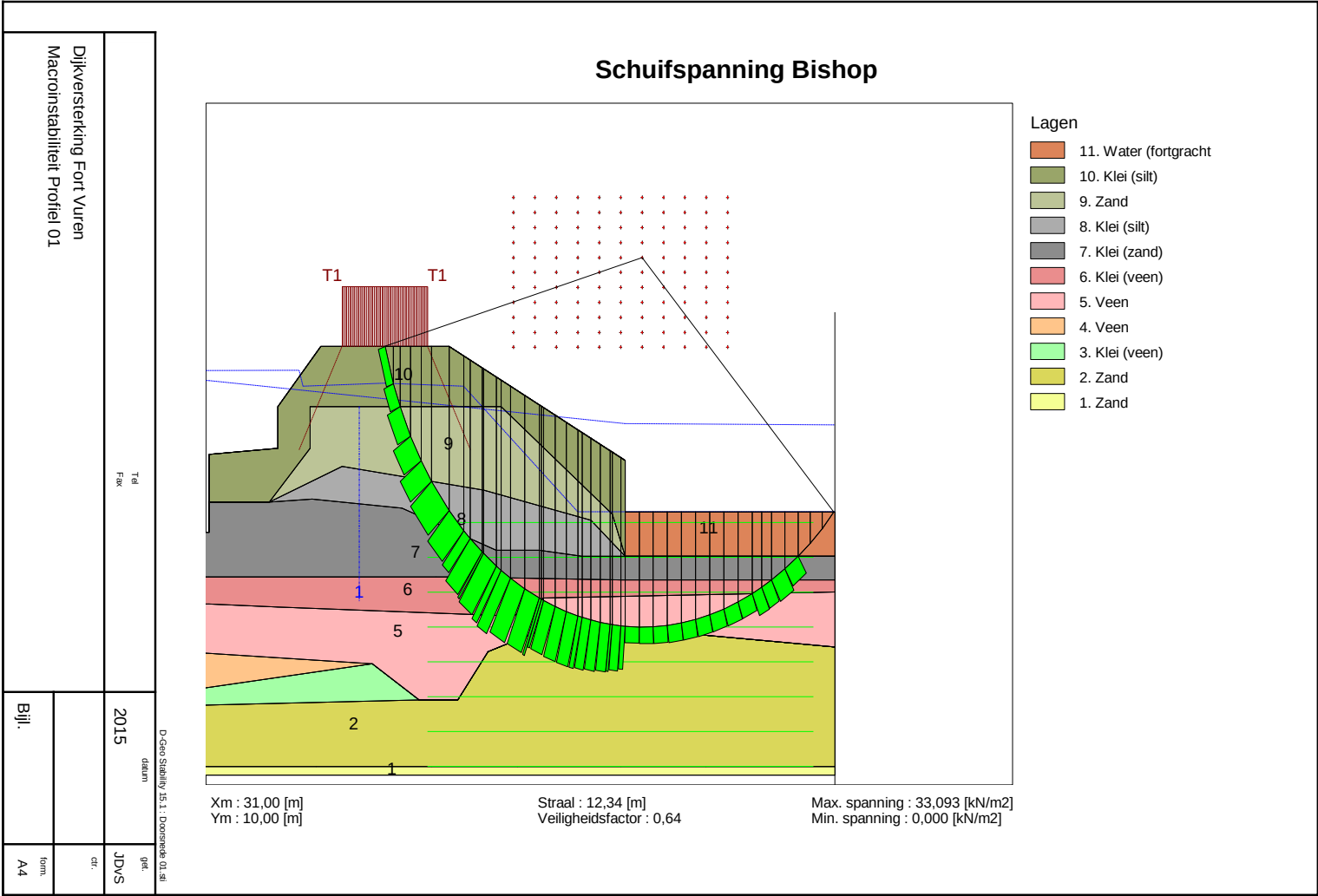


1. Schematisering effectieve spanning DS 01



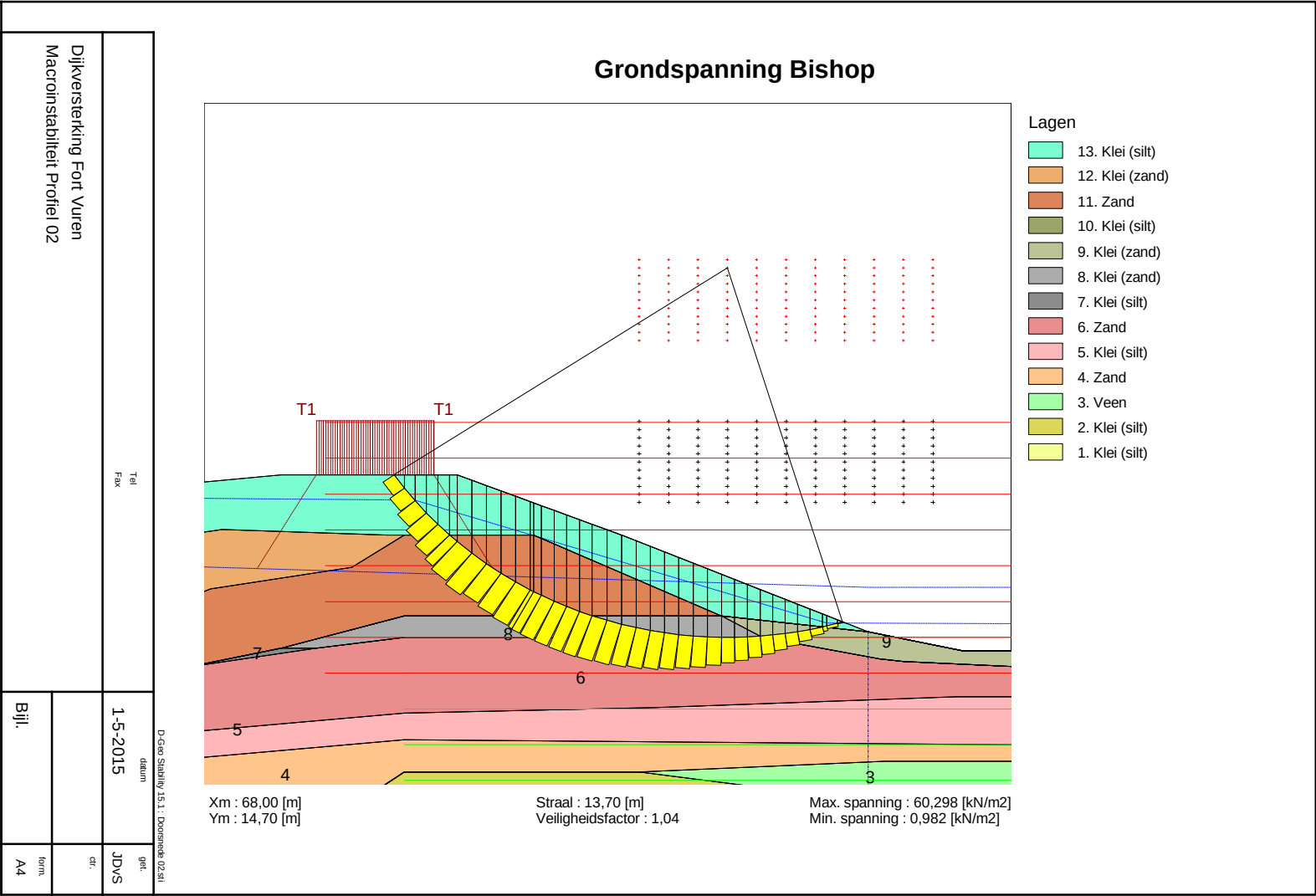


1. Schematisering schuifspanning DS 01



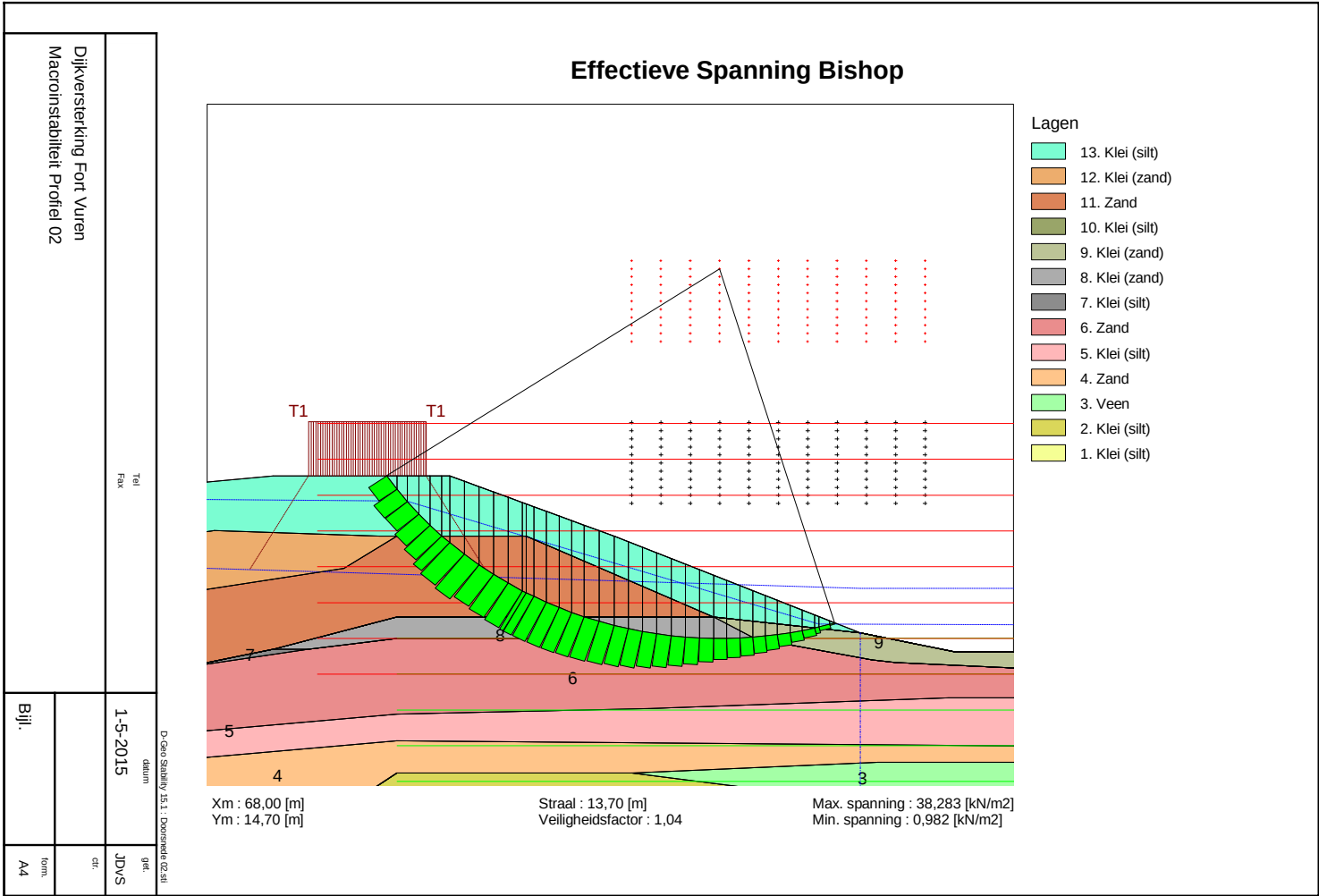


1. Schematisering grondspanning DS 02



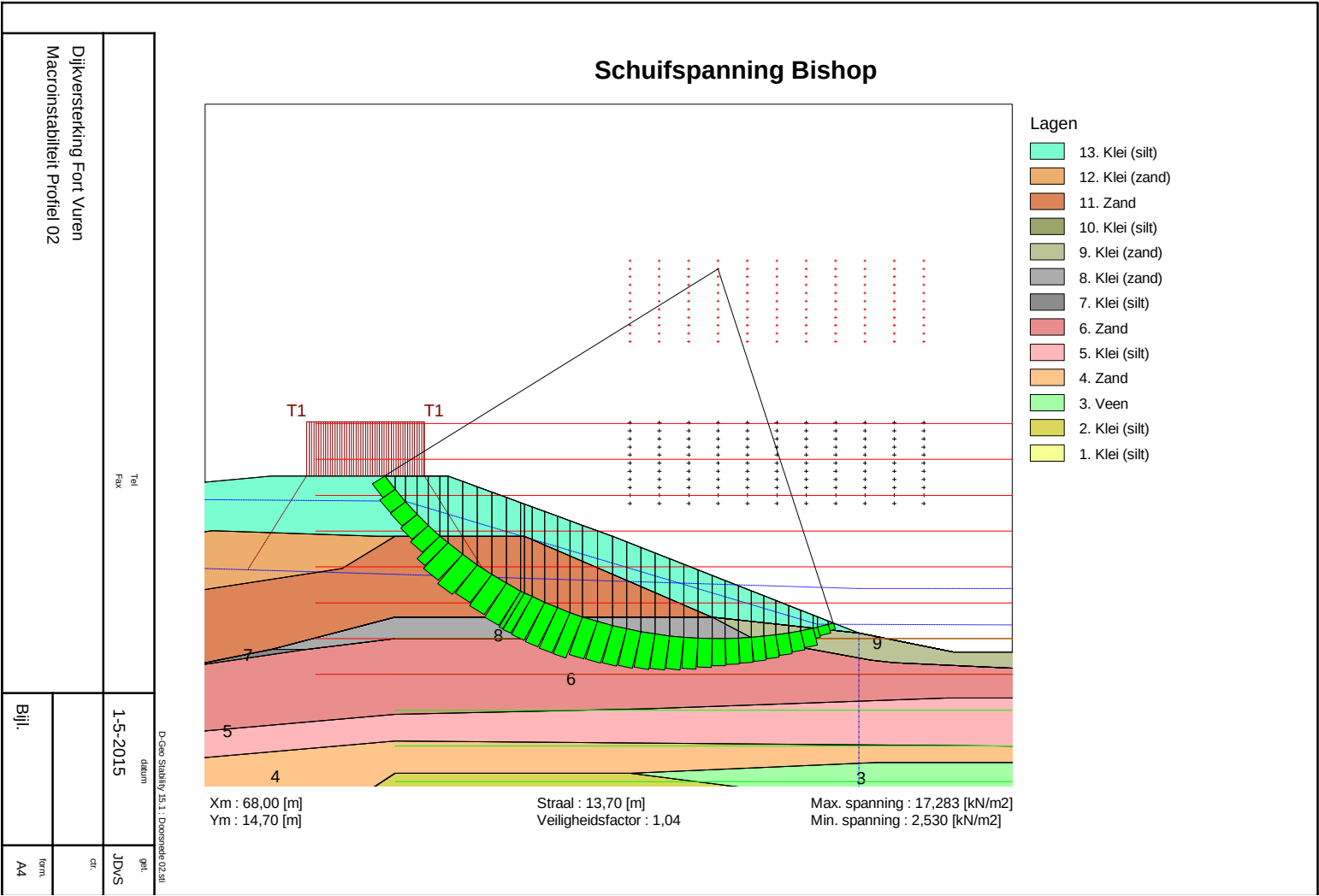


1. Schematisering effectieve spanning DS 02



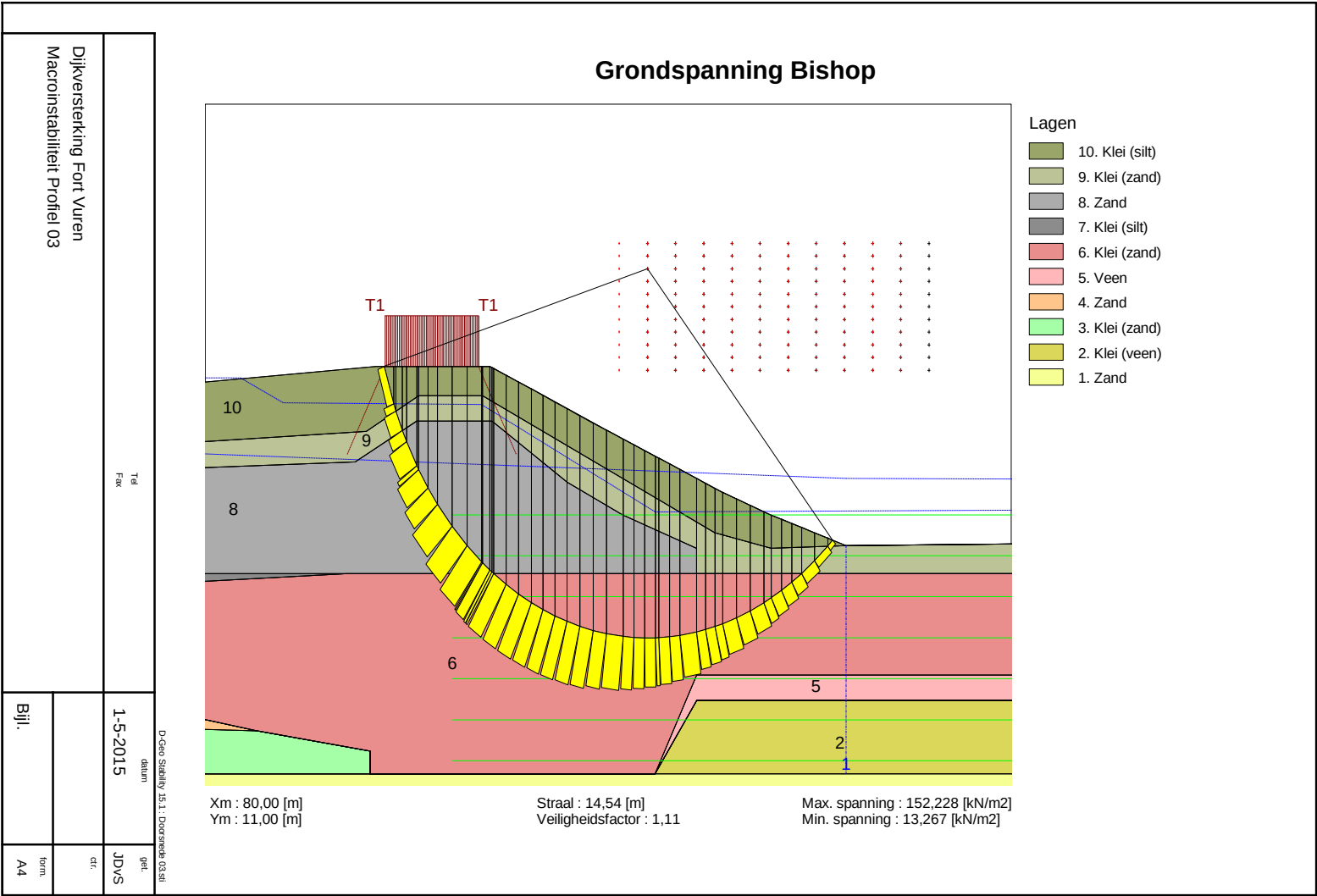


1. Schematisering schuifspanning DS 02



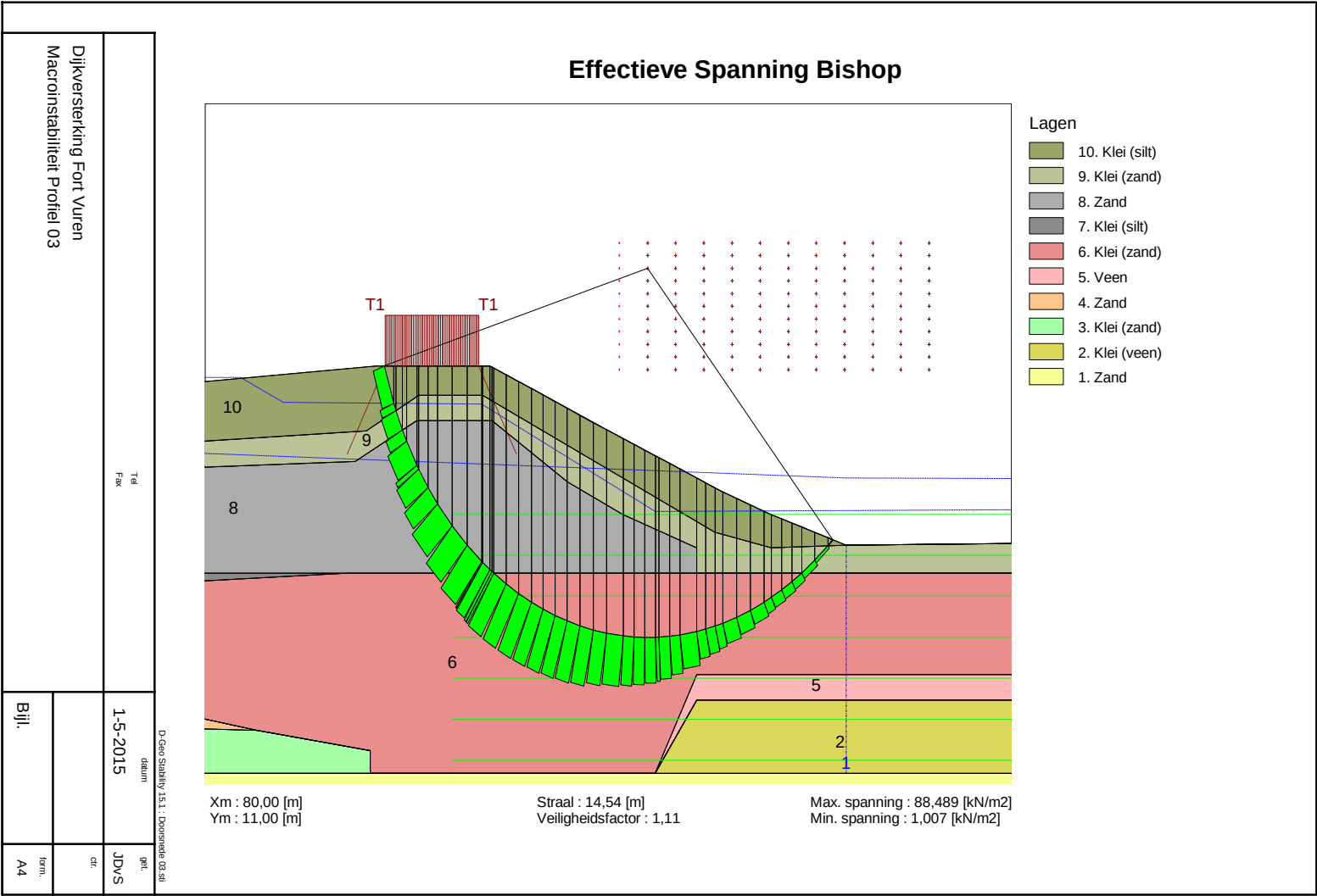


1 Schematisering grondspanning DS 03



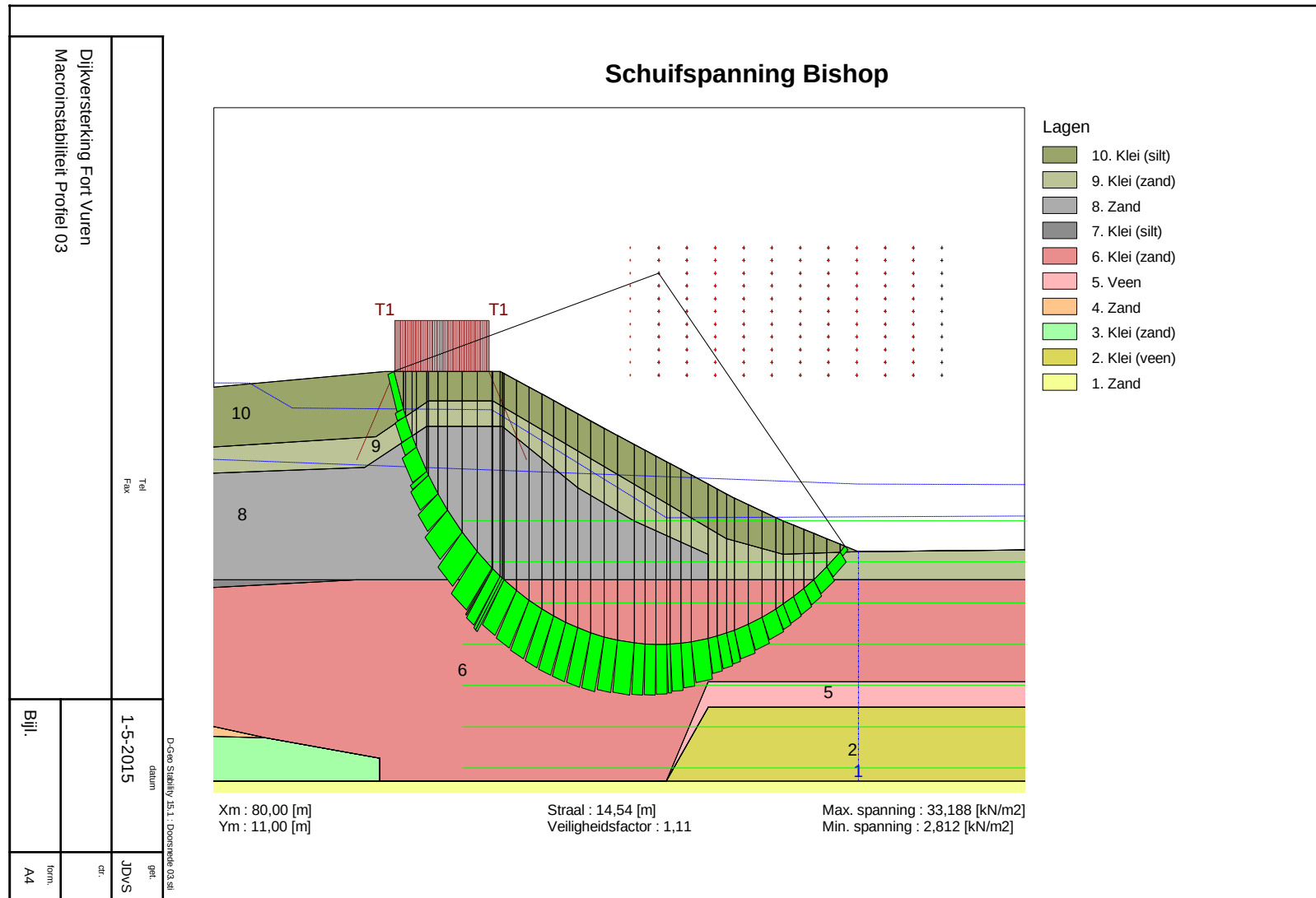


1 Schematisering effectieve spanning DS 03



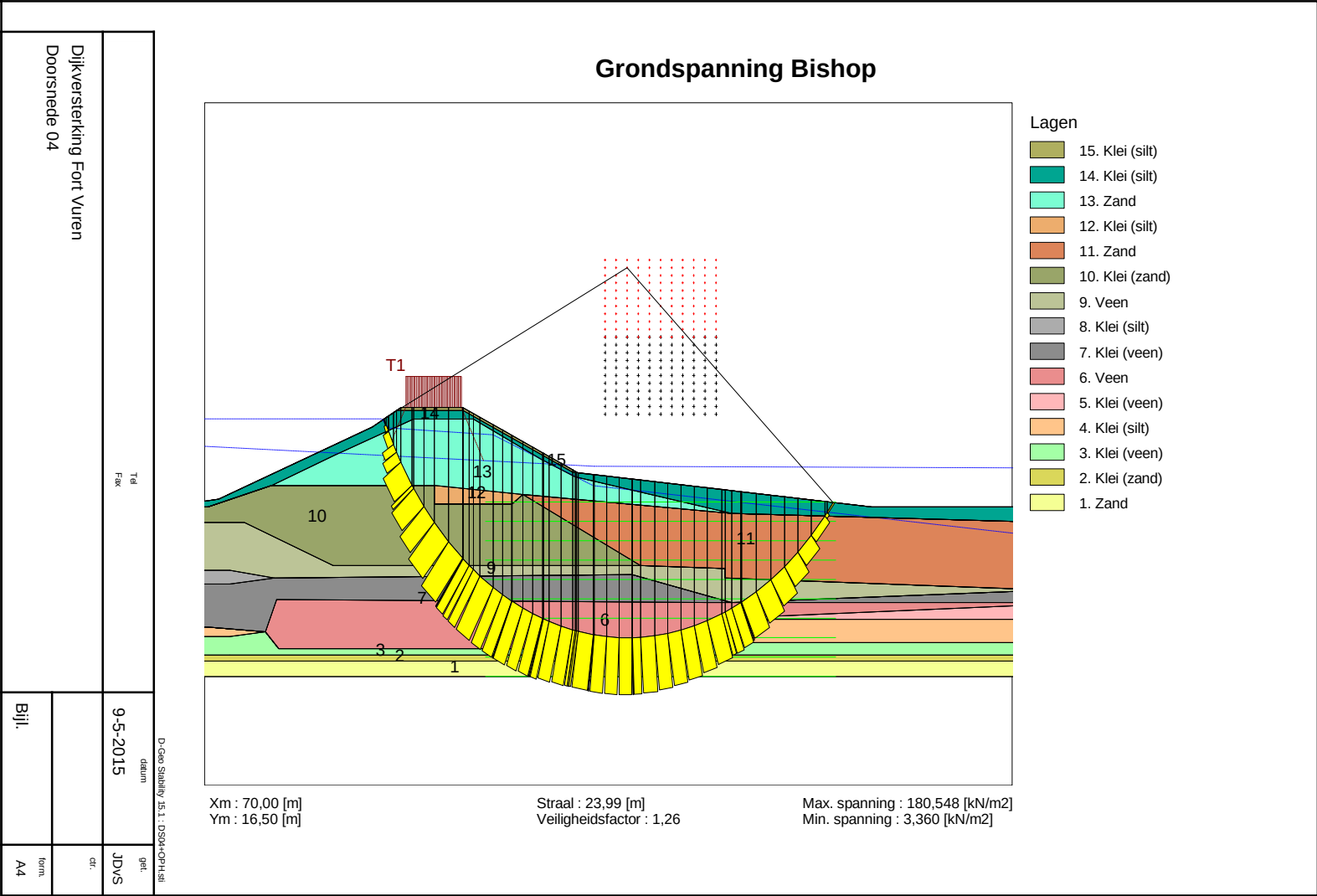


1 Schematisering schuifspanning DS 03



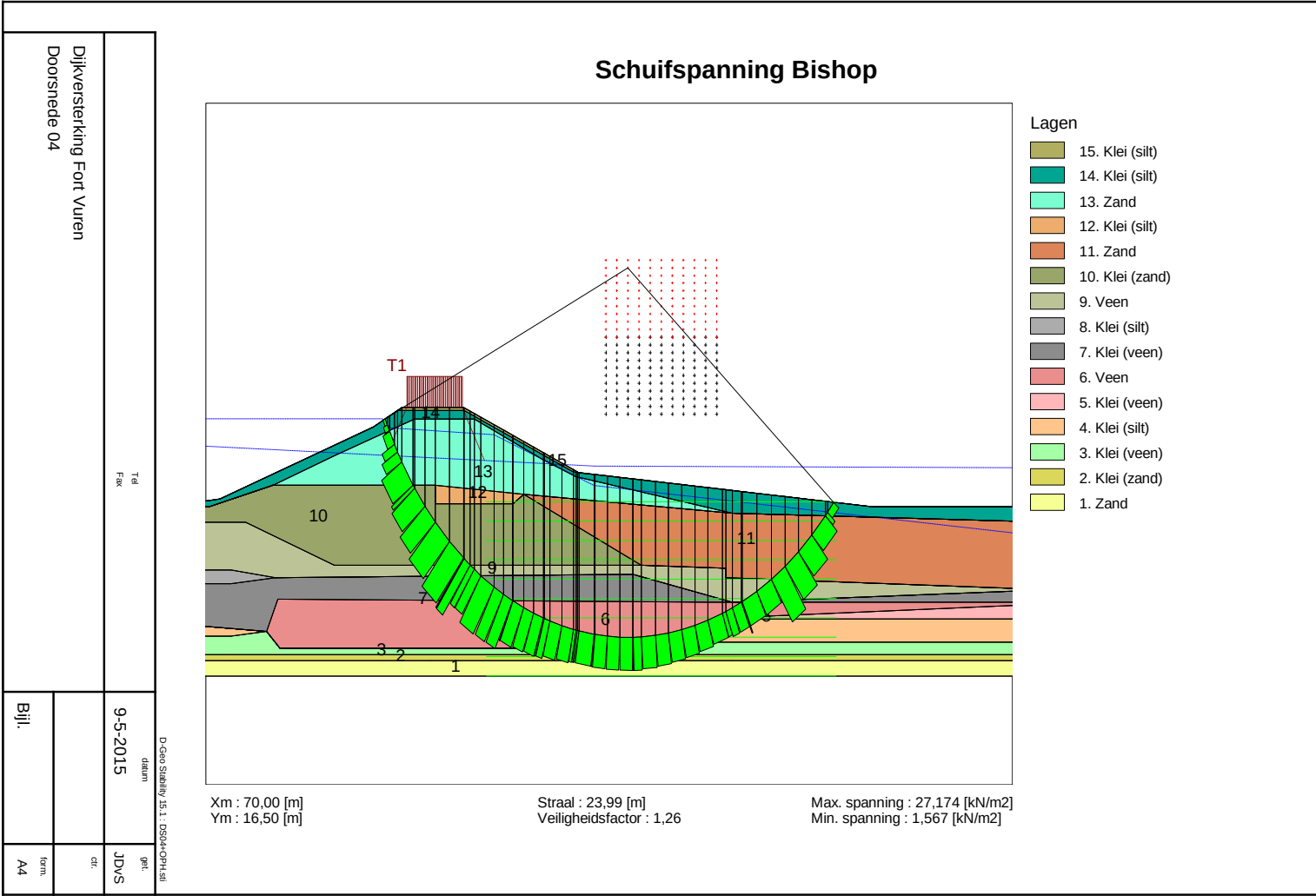


1 Schematisering grondspanning DS 04 + ophoging 20cm



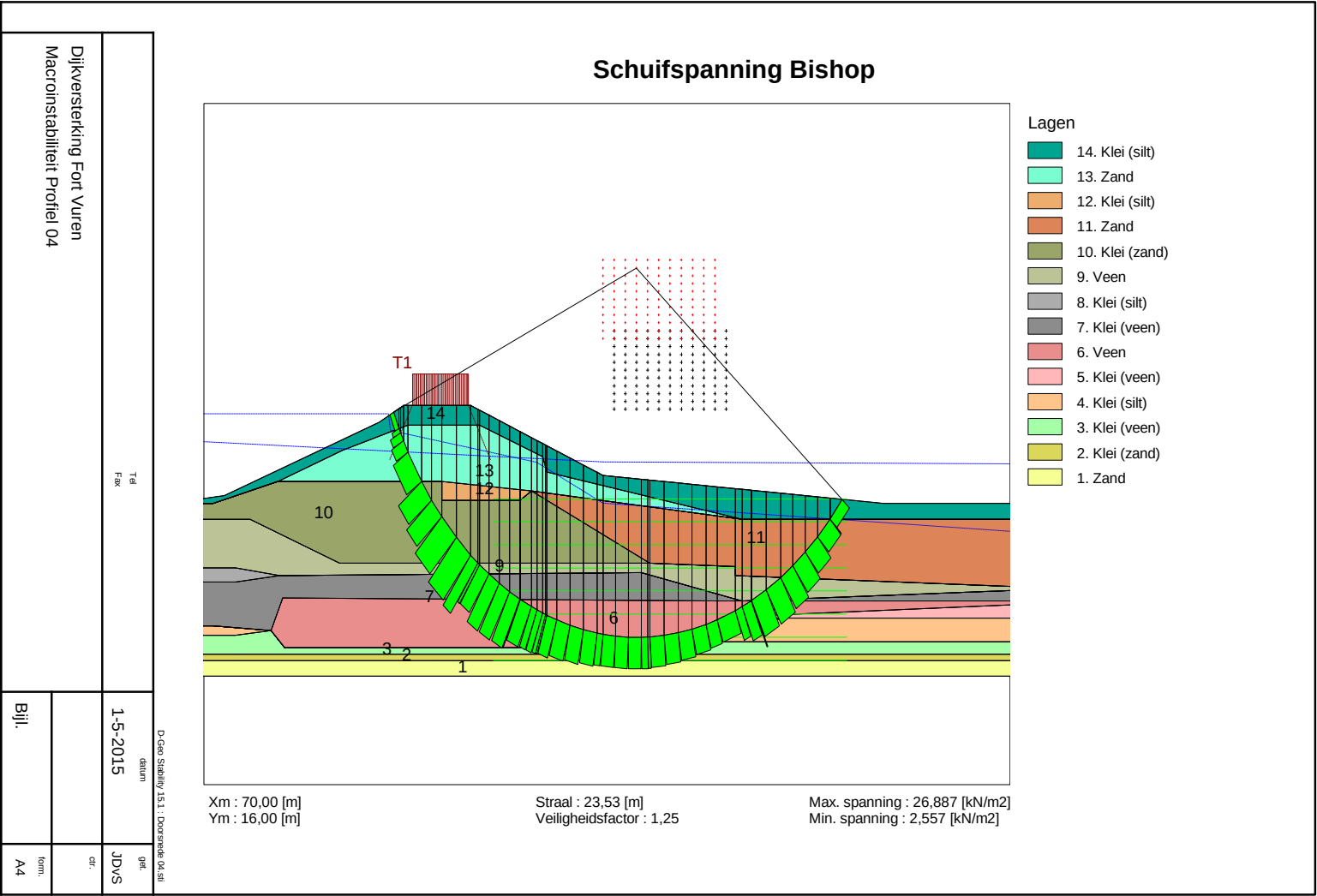


1 Schematisering schuifspanning DS 04 + ophoging van 20cm



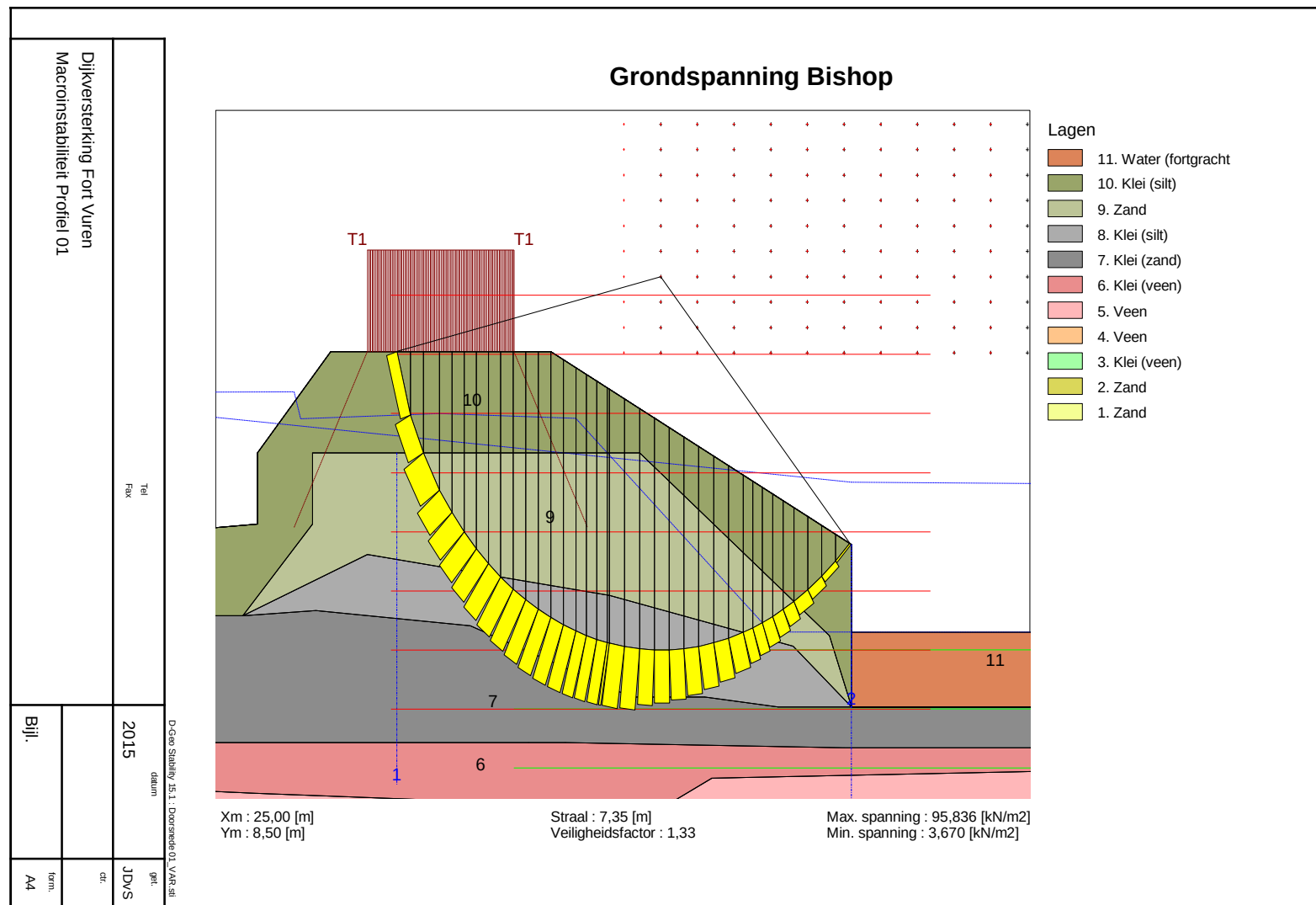


1. Schematisering schuifspanning DS 04 + ophoging van 20cm



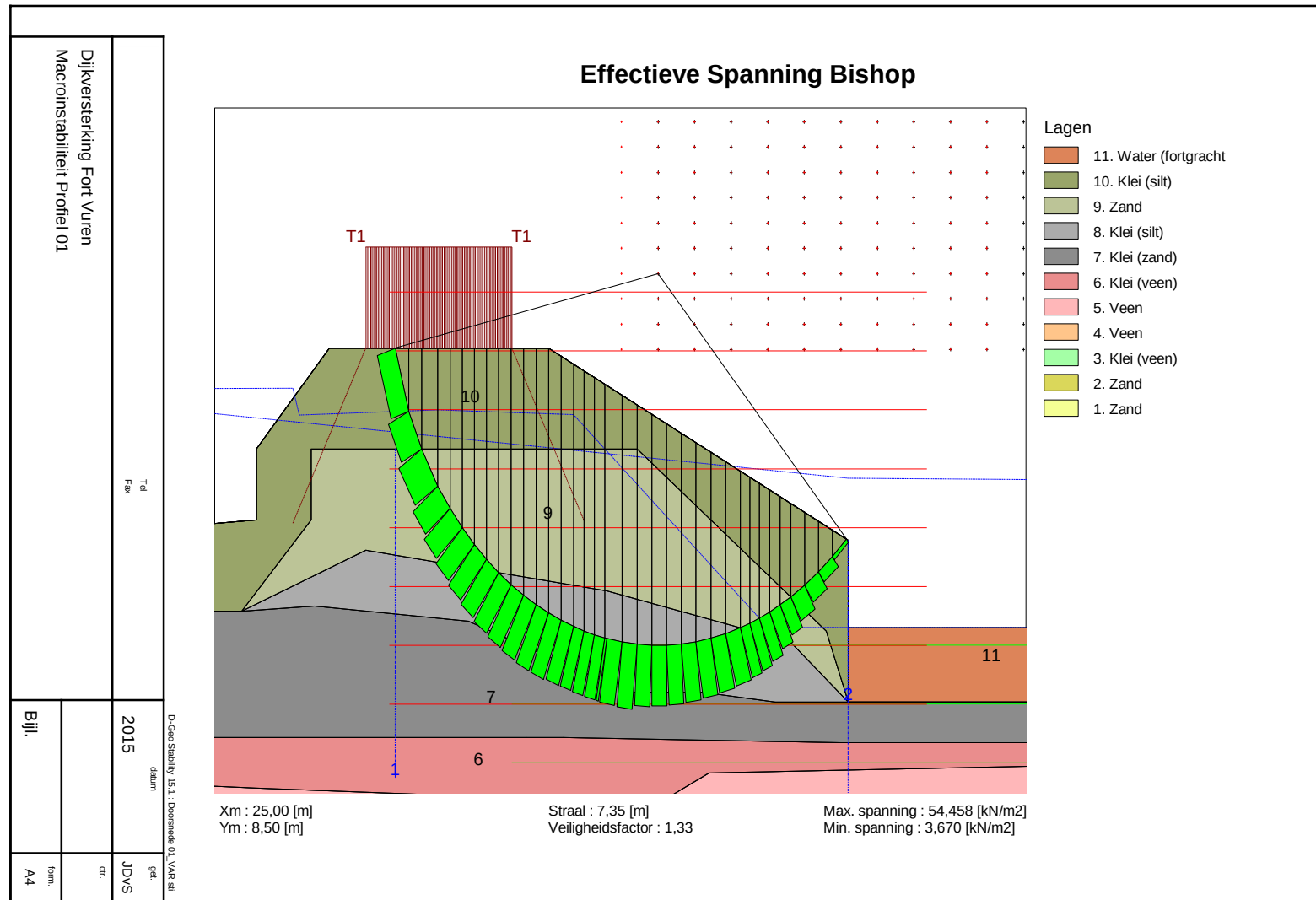


2 Schematisering grondspanning DS 01



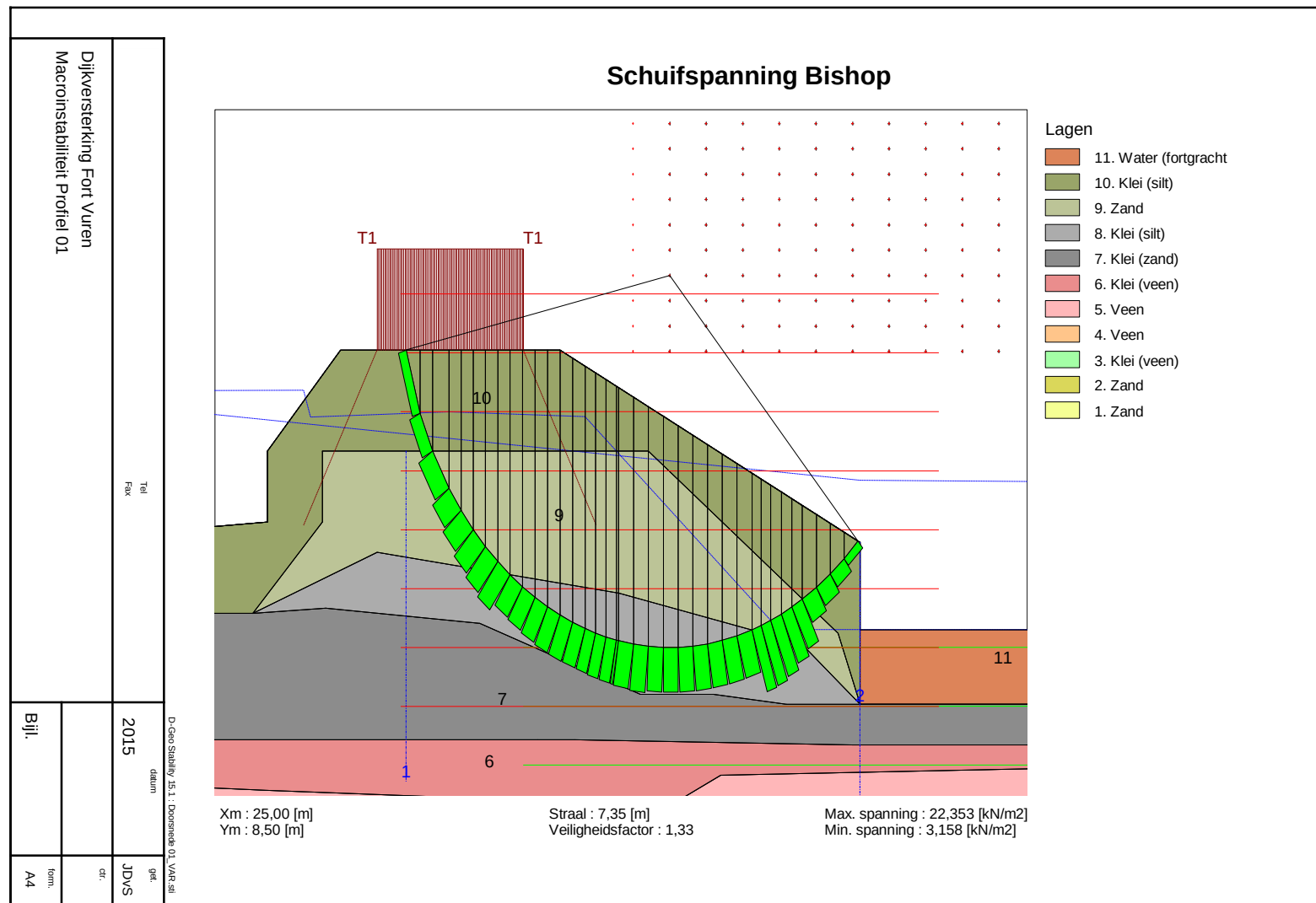


2. Schematisering effectieve spanning DS01



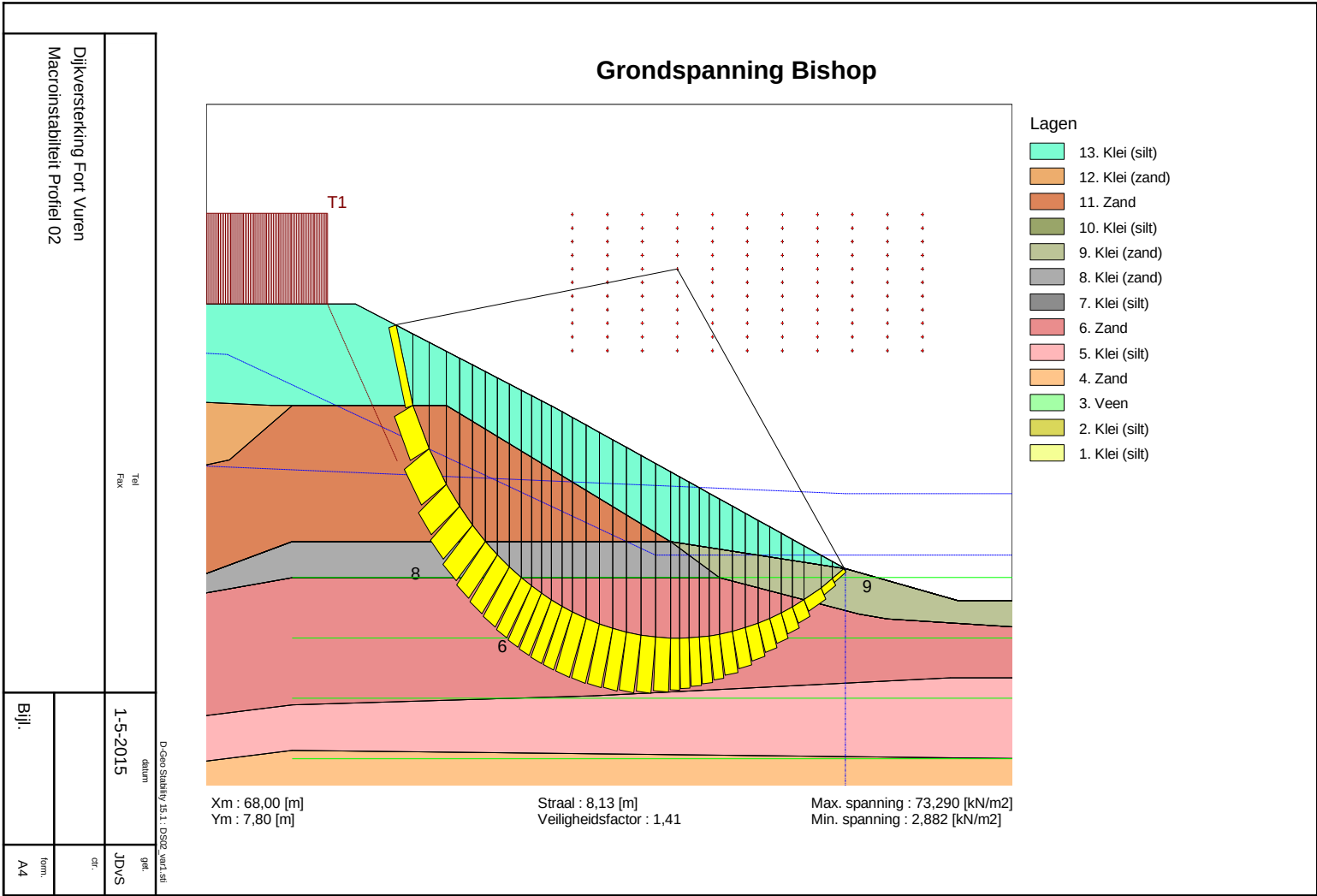


2. Schematisering effectieve spanning DS01

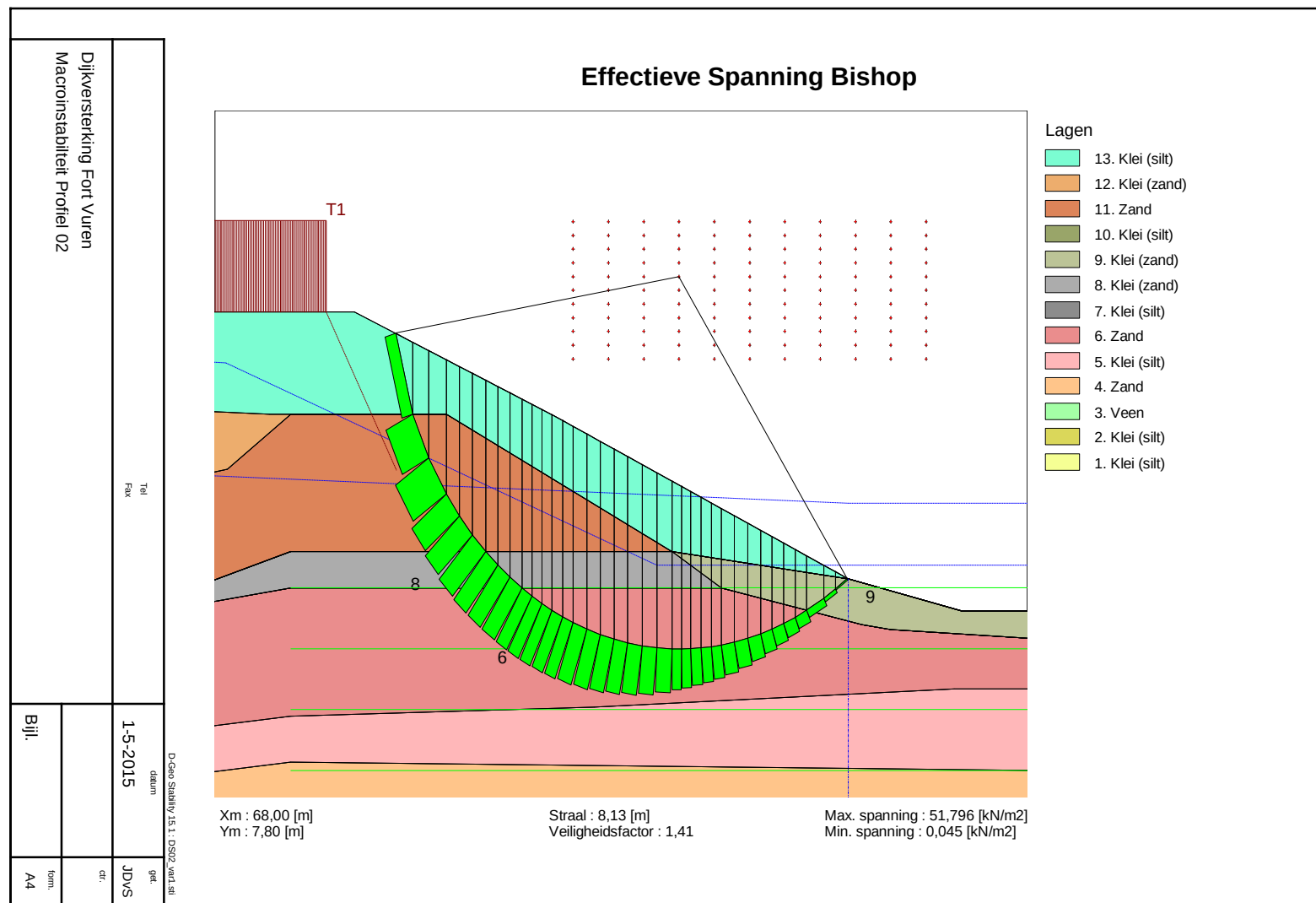




2. Schematisering grondspanning DS 02

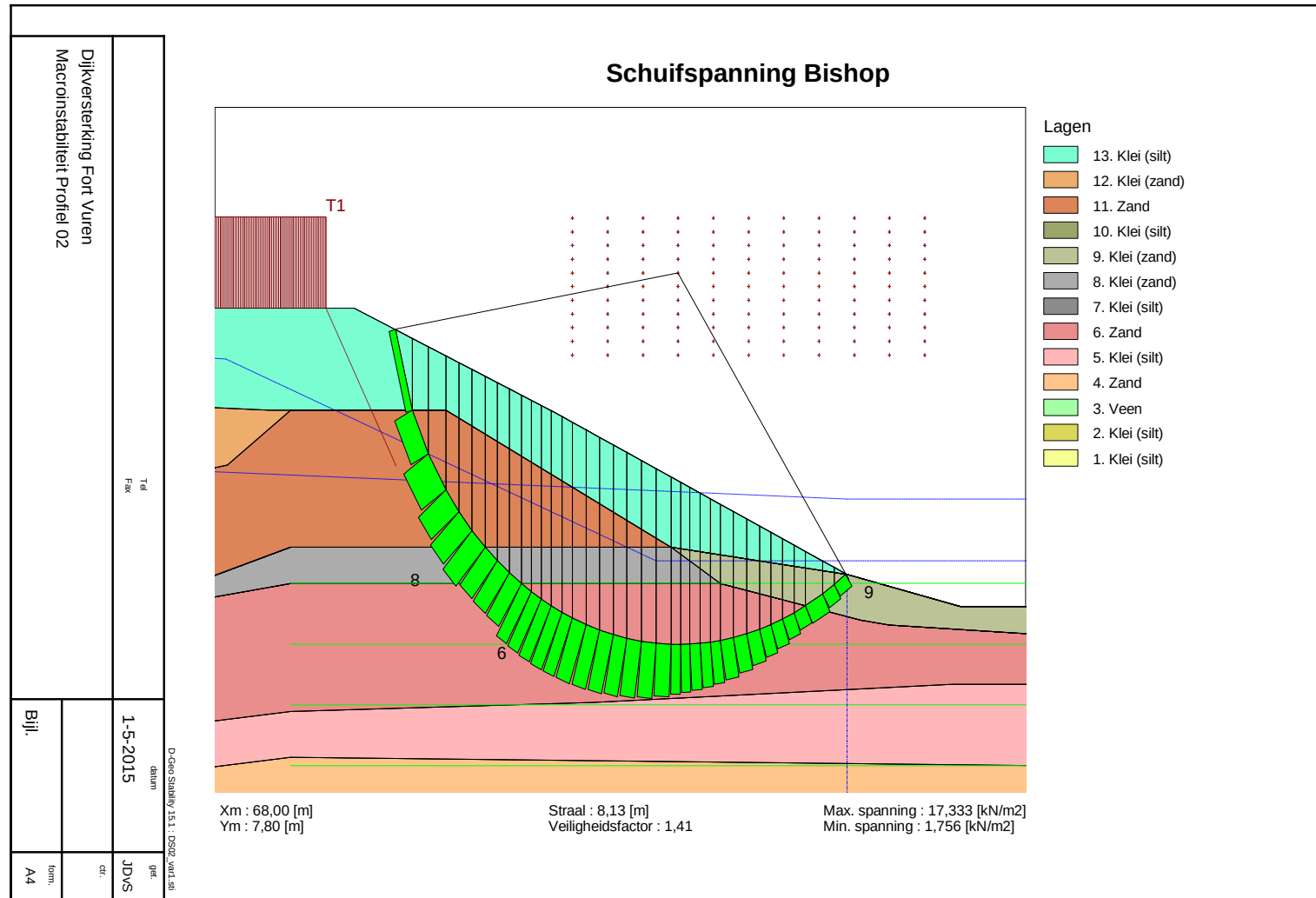


2. Schematisering effectieve spanning DS 02



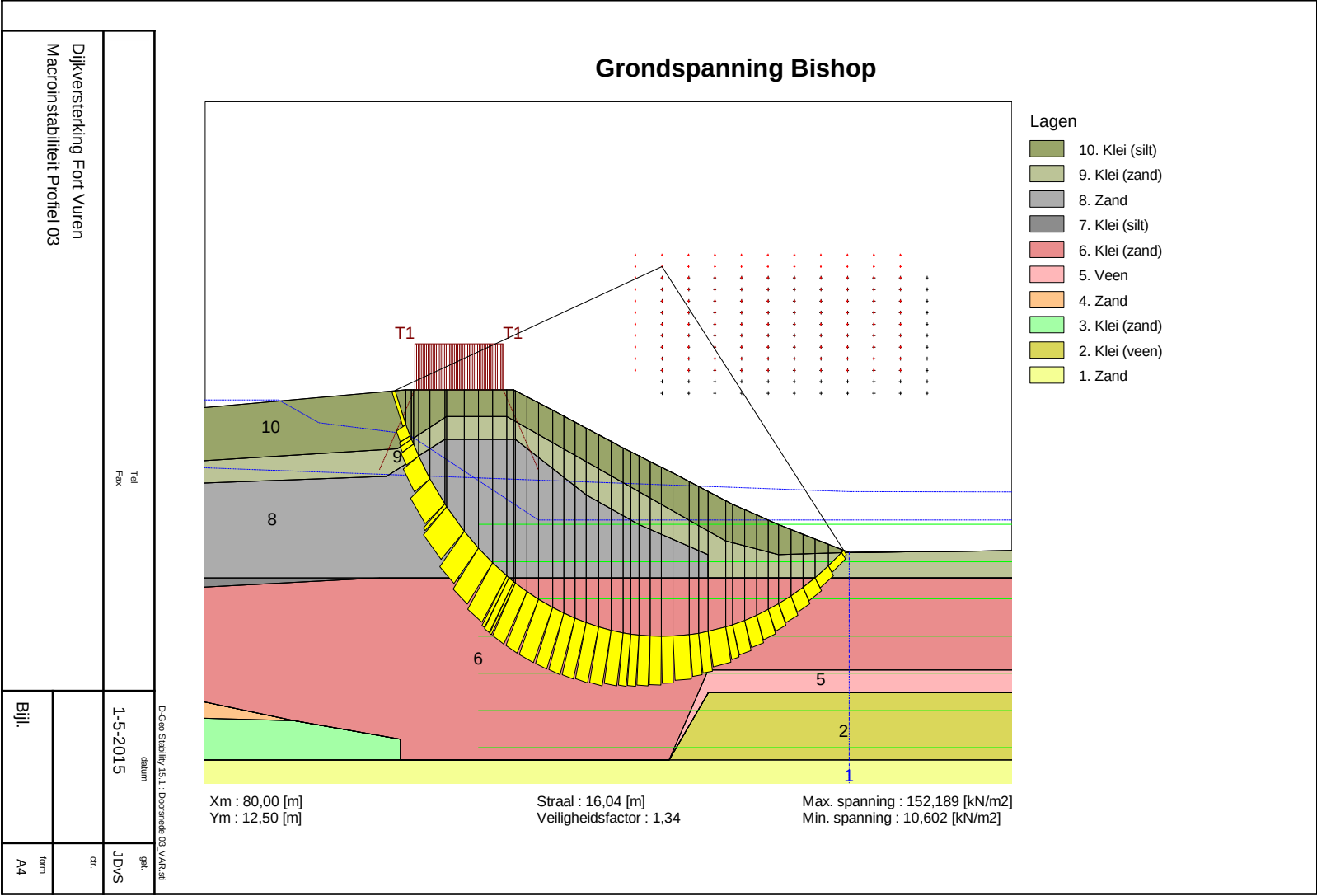


2. Schematisering schuifspanning DS 02



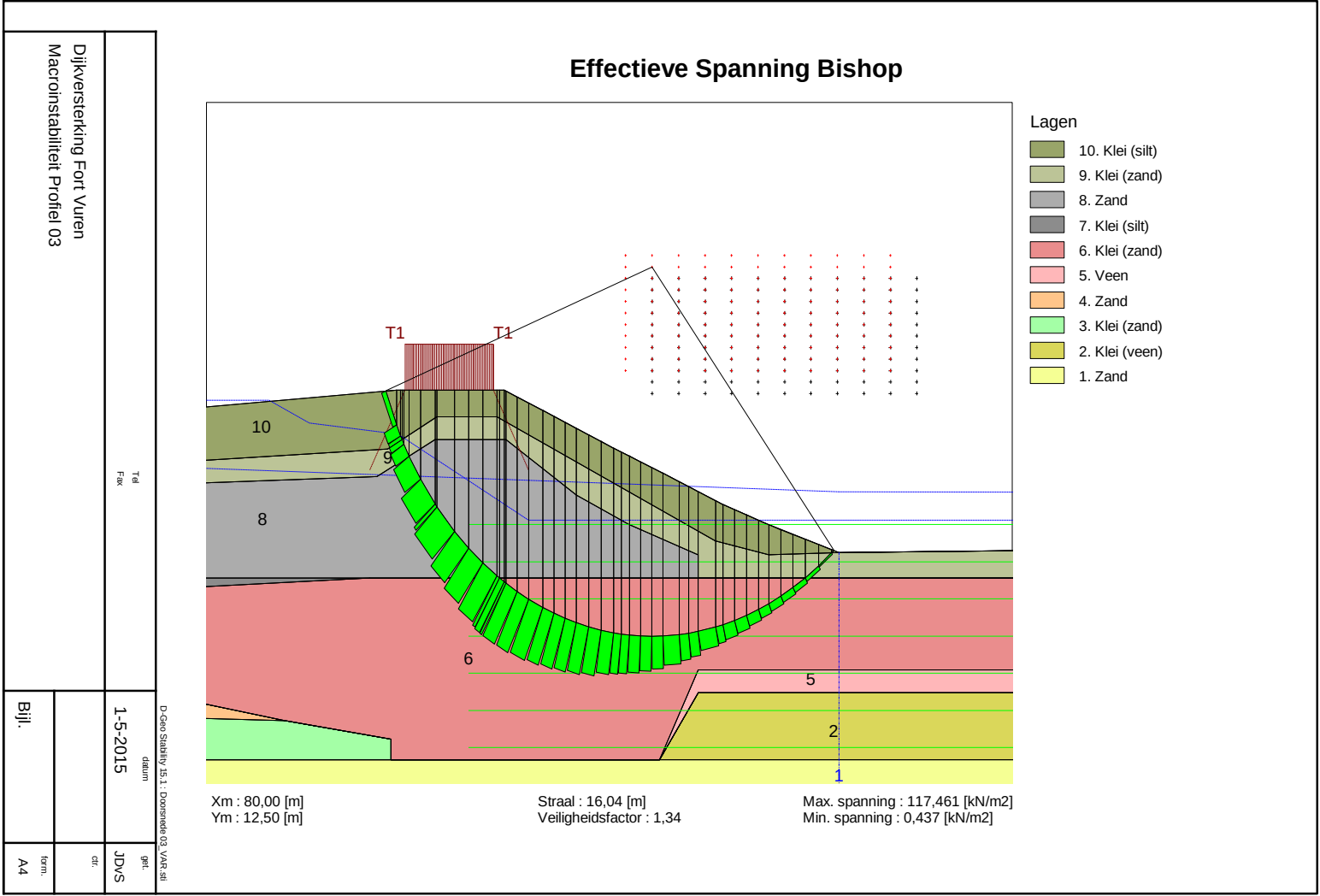


2 Schematisering grondspanning DS 02



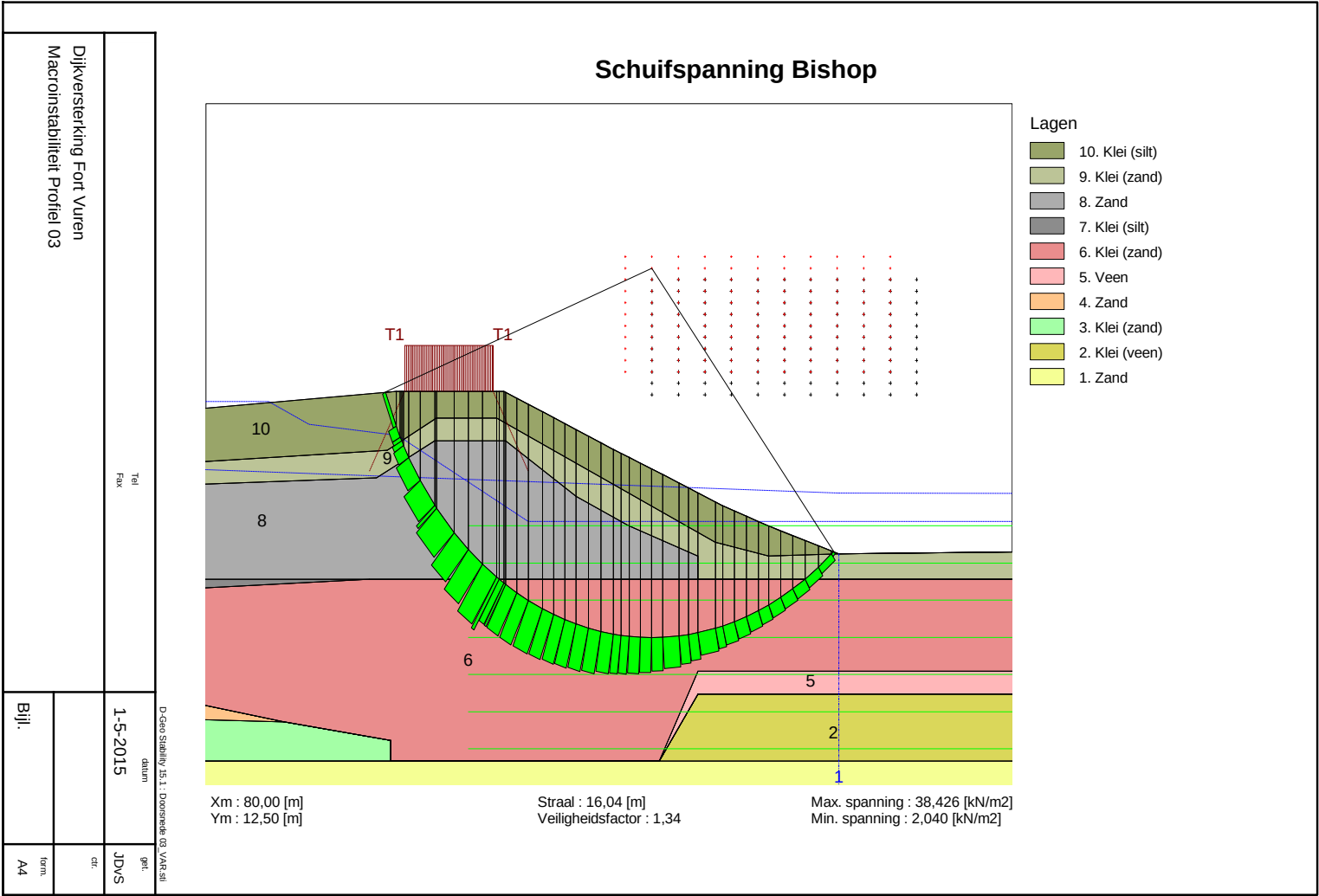


2 Schematisering effectieve spanning DS 02



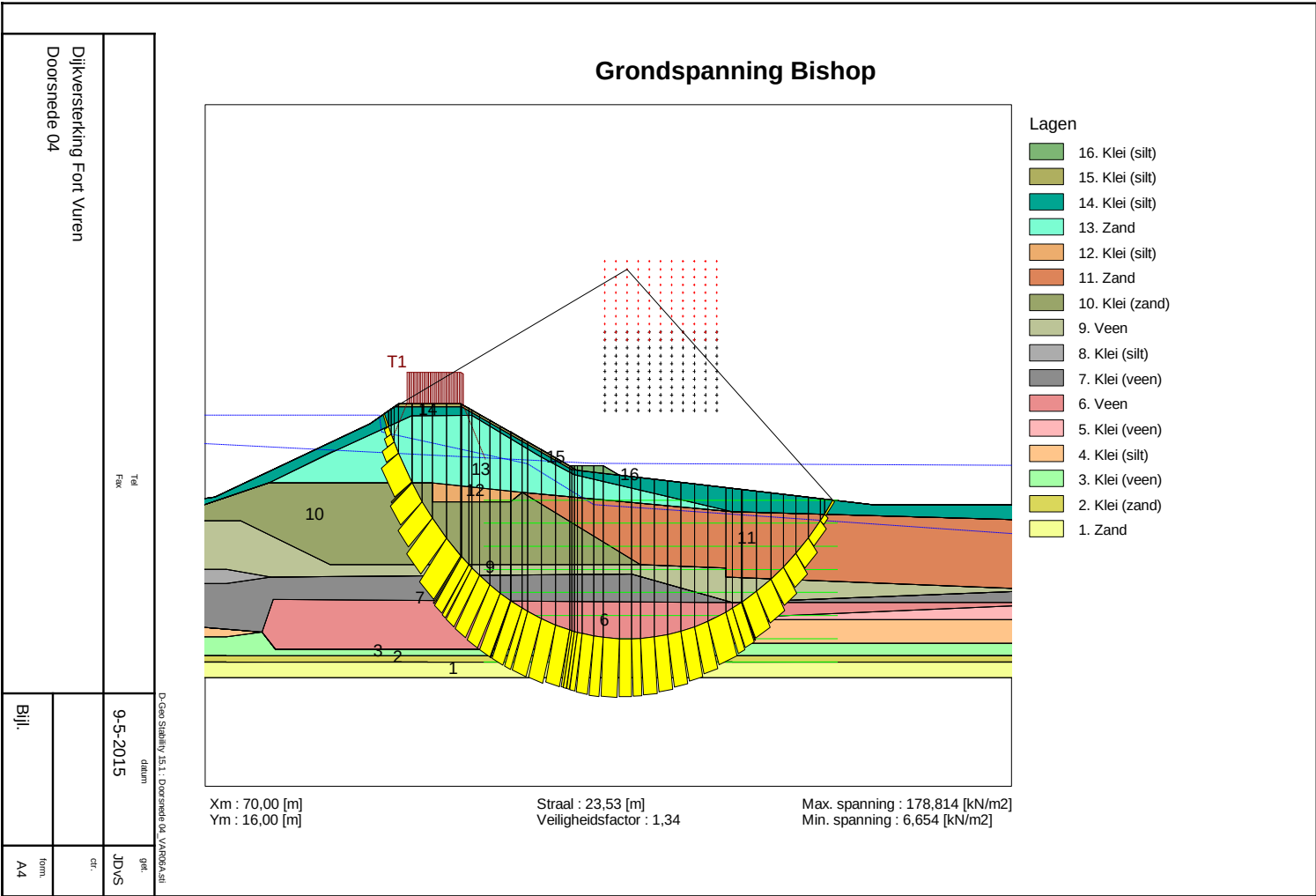


2 Schematisering schuifspanning DS 02



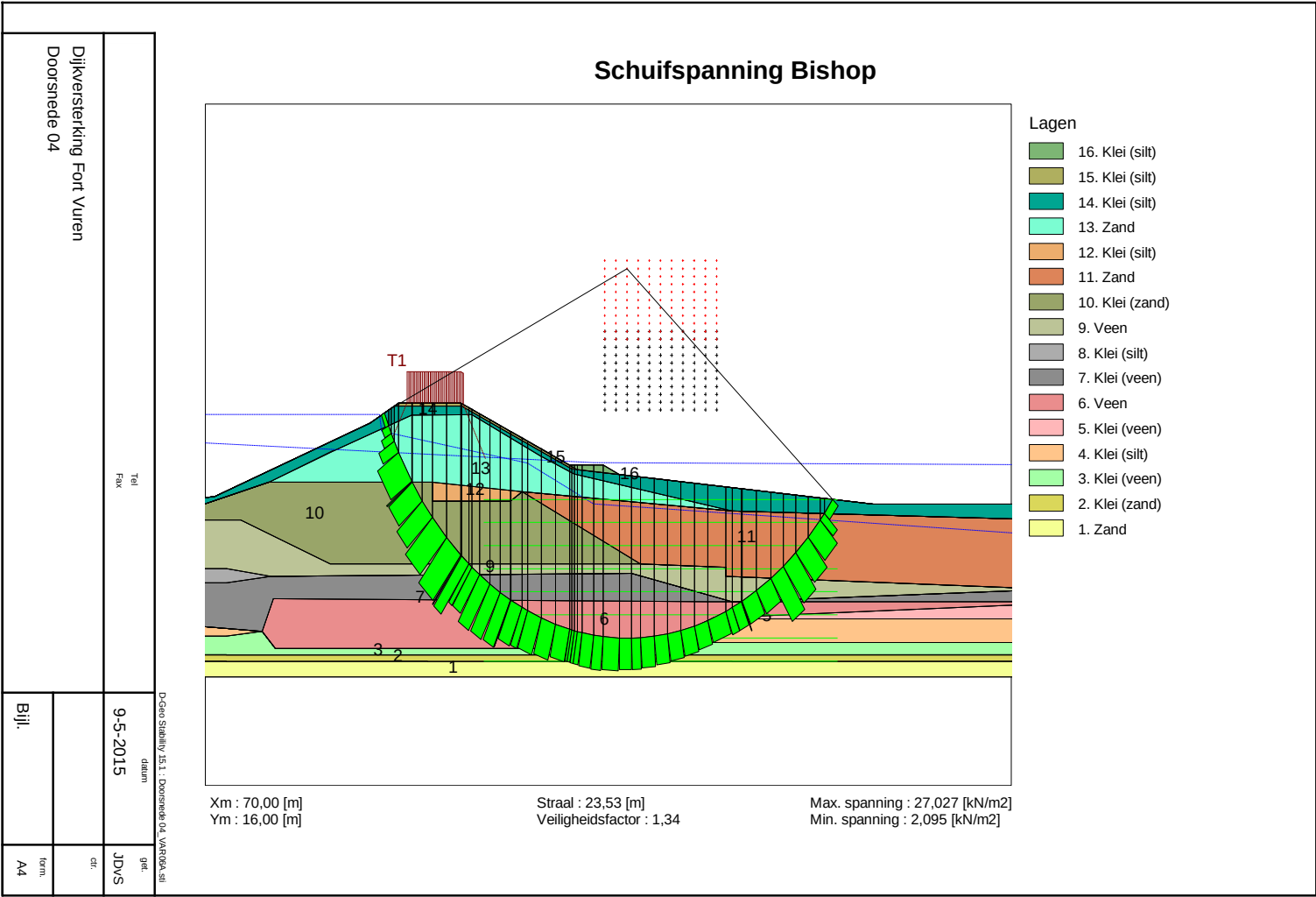


3. Schematisering grondspanning DS 04 (VAR 05, steunberm b =3,00m)



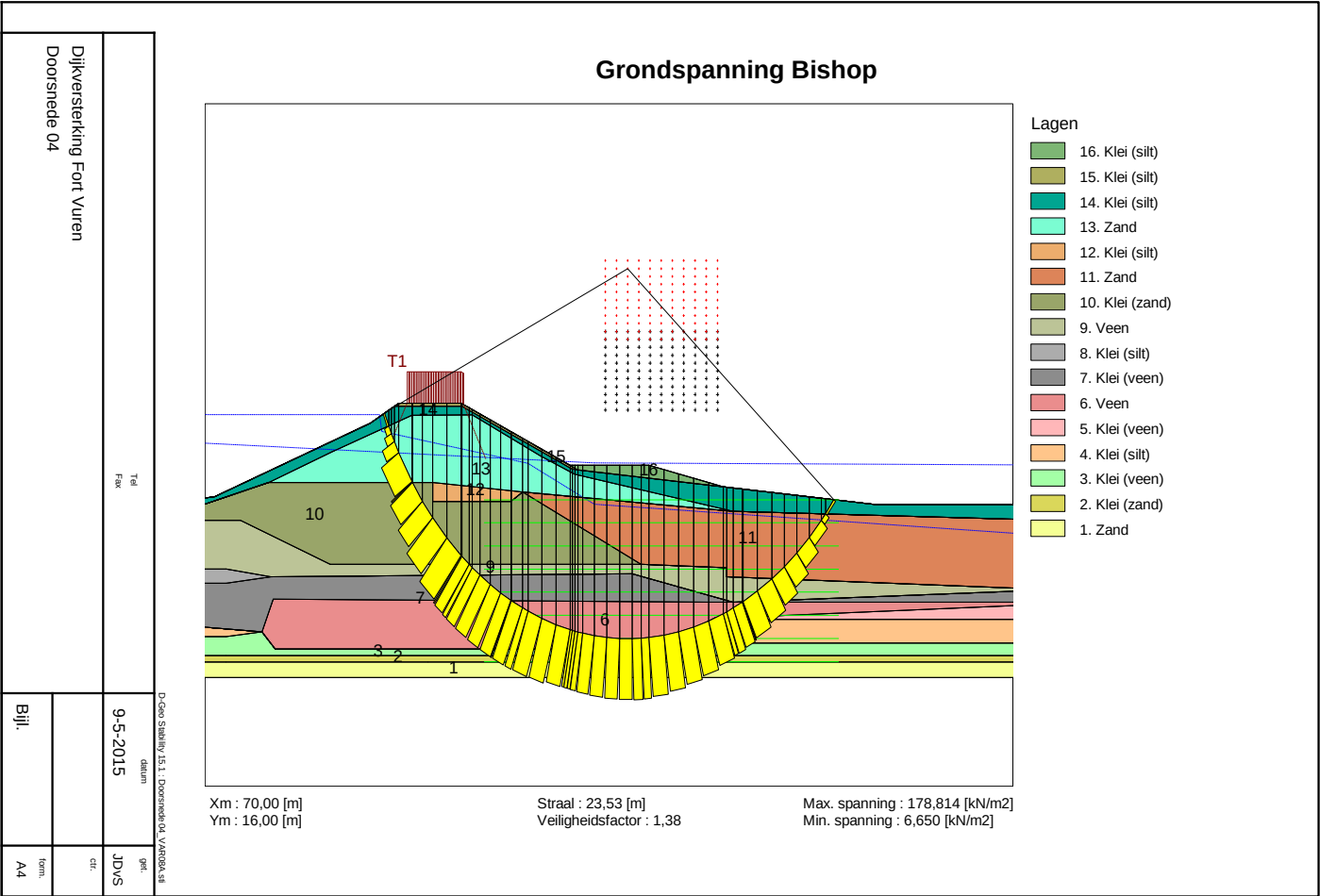


3. Schematisering schuifspanning DS 04 (VAR 05, steunberm b =3,00m)



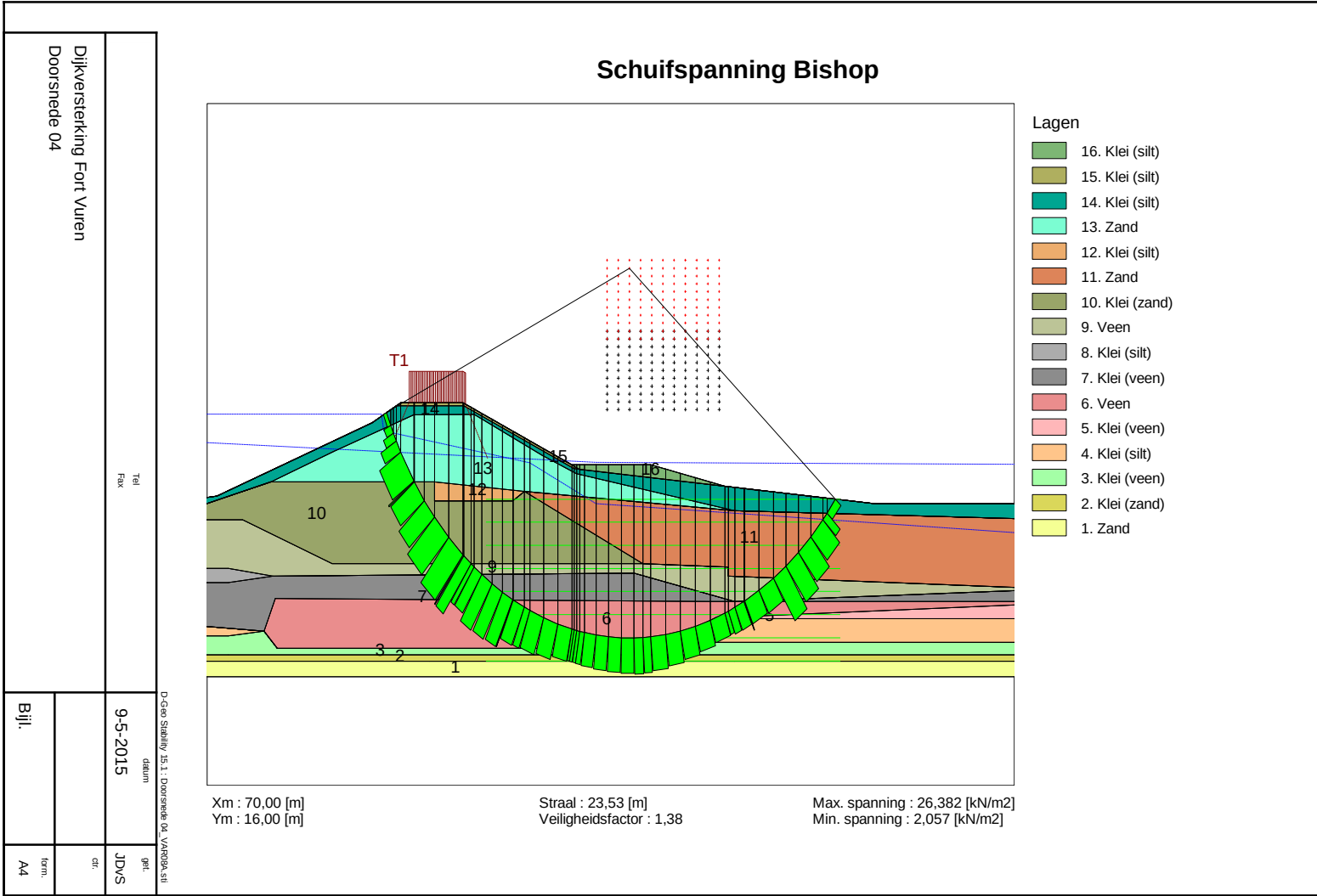


3. Schematisering grondspanning DS 04 (VAR 08, steunberm b =7,00m)



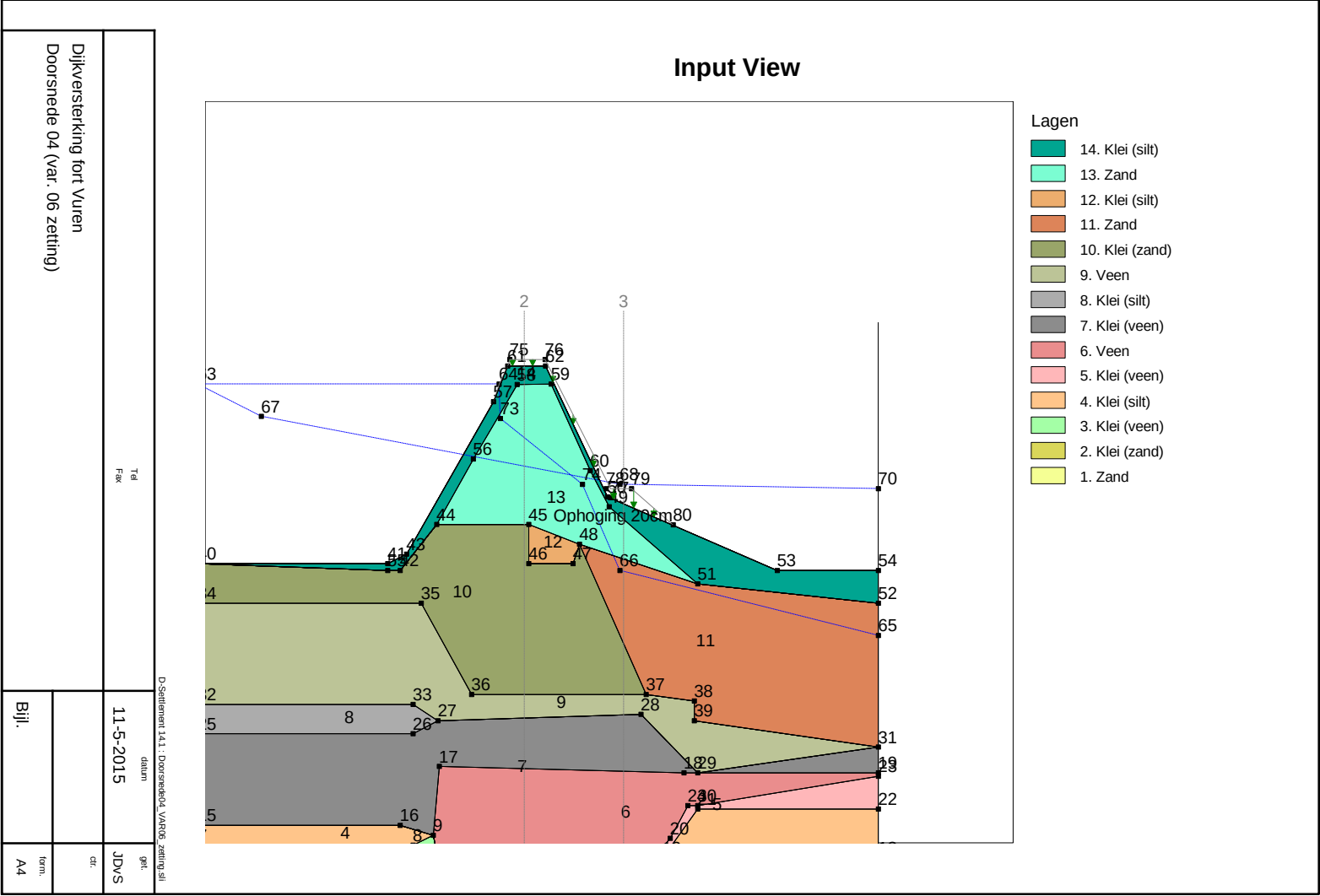


3. Schematisering schuifspanning DS 04 (VAR 08, steunberm b =7,00m)



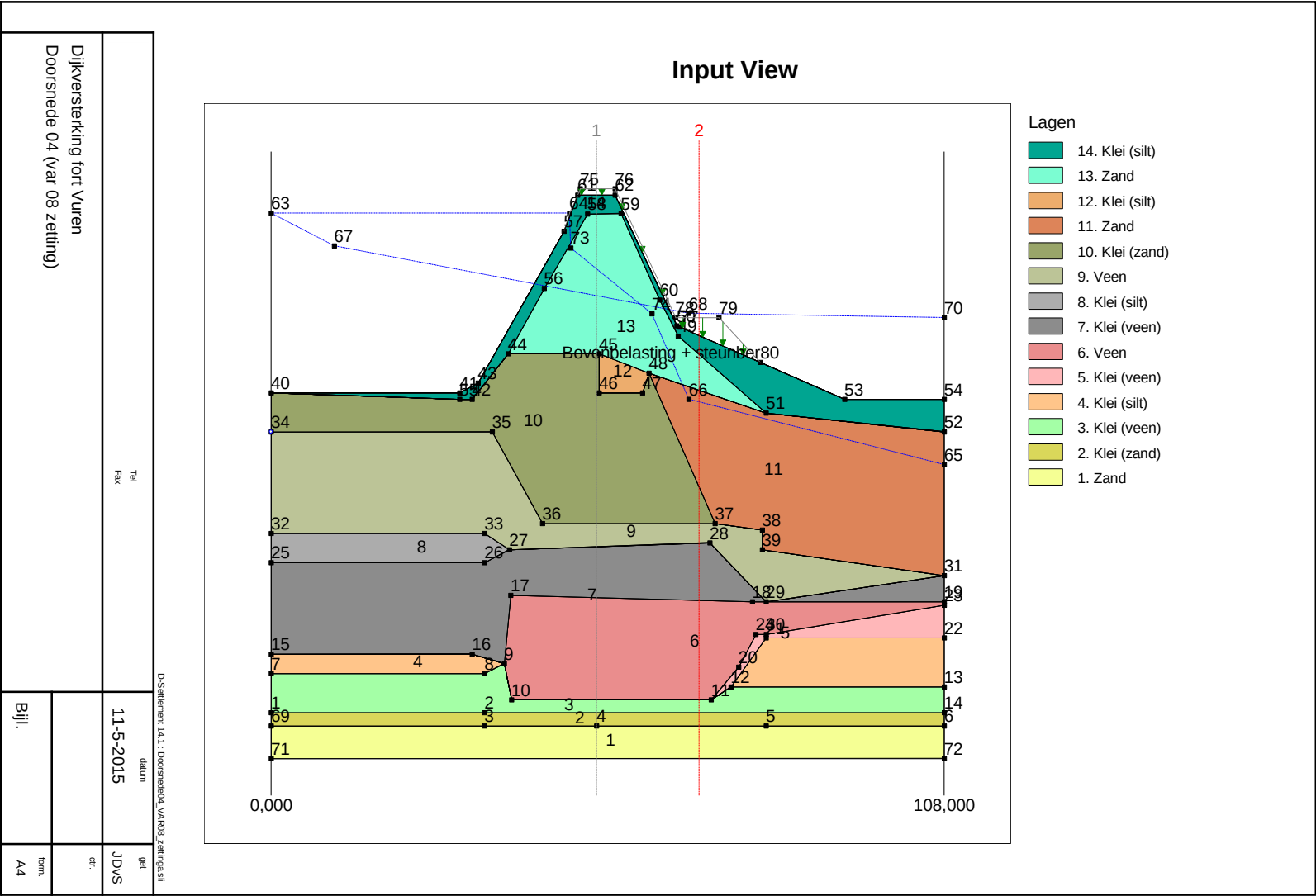


INPUT ZETTINGSBEREKENING PROFIEL 06

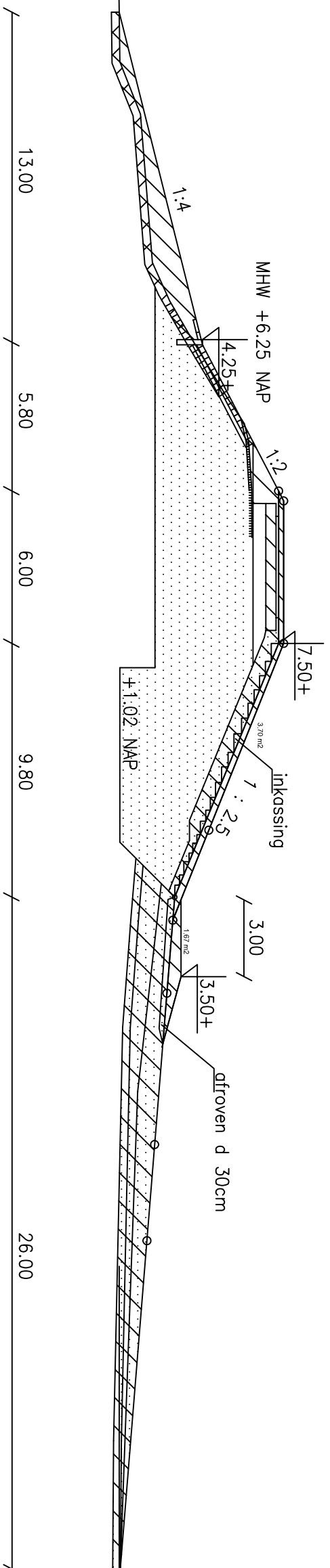




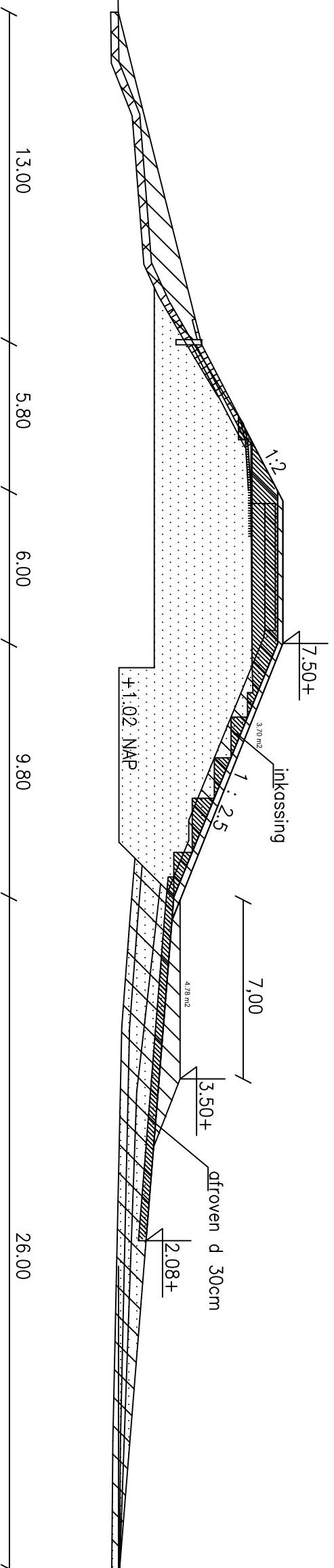
INPUT ZETTINGSBEREKENING PROFIEL 08

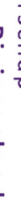


Variatie 01



Variatie 02



  Waterschap Rivierenland Postadres: postbus 599 4000 AN, Tiel Beroepsadres: De Bloemboogerd 1 4003 AN, Tiel tel: (0344) 64 90 90		
Project: ARSTUDEERPROJECT DIJKVERSTERKING FORT VUREN BILAGE 11 UITVOERINGSTEKENING STEUNBERM		
Onderdeel: DIJKPROFIELEN OP BASIS VAN GEOTECHNISCH LENGTEPROFIE		
Formaat: A3	Blad: 1 van: 1	Getekend: JDVS
Schaal: 1:200	Datum: mei 2015	Gecontroleerd: WSRl
Projectnr.:	Status: DEF	Versie: A
Besteksnr.:		
Tekeningnr.: 10		

Raming Dijkverstering Fort Vuren

Alternatief 1 Aanbrengen steunberm+ ophoging (bovenbreedte =3,00m)

Nr	Omschrijving	Hoeveelheid	Eenheid	Eenheidsprijs	Geraamde kosten	
1	Toepassen verkeersmaatregelen	1	st	€ 120,00	€ 120,00	
2	Onderzoekskosten	1	m2	€ 20,00	€ 20,00	
3	Frezen (8 cm)	400	m2	€ 4,00	€ 1.600,00	
4	Afvoer/ transport	80	ton	€ 38,50	€ 3.080,00	
5	Verwijderen menggranulaat (30cm)	221,4	ton	€ 7,50	€ 1.660,50	
6	Ontgraven dijktaalud + bodem tbv inkassing	300	m3	€ 10,00	€ 3.000,00	
7	Aanbrengen klei (zetting) (2,996 m2)	299,6	m3	€ 20,00	€ 5.992,00	
8	Aanbrengen klei (ophoging)	370	m3	€ 20,00	€ 7.400,00	
9	Aanbrengen klei tbv steunberm	167	m3	€ 20,00	€ 3.340,00	
10	Aanbrengen afdekking grond uit depot	100	m3	€ 15,00	€ 1.500,00	
11	Aanbrengen fundering	221,4	ton	€ 9,00	€ 1.992,60	
12	Aanbrengen asfalt (onder/tussenlaag)	80	ton	€ 110,00	€ 8.800,00	
13	Aanbrengen kleef	400	m2	€ 0,05	€ 20,00	
14	Aanbrengen asfalt (deklaag)	40	ton	€ 60,00	€ 2.400,00	
15	Afwerken berm	100	m2	€ 0,50	€ 50,00	
17	Inzaaien berm (graszaad e.d.)	100	m2	€ 1,00	€ 100,00	
18	Aanbrengen markering (1-3) beide zijden	200	m1	€ 3,60	€ 720,00	
	Bijkomende kosten				ntb	
			TOTAAL	€	41.795,10	
				€	10.448,78	25%
				€	52.243,88	

Raming Dijkverstering Fort Vuren

Alternatief 2 Aanbrengen steunberm+ ophoging (bovenbreedte =7,00m)

Nr	Omschrijving	Hoeveelheid	Eenheid	Eenheidsprijs	Geraamde kosten	
1	Toepassen verkeersmaatregelen	1	st	€ 120,00	€ 120,00	
2	Onderzoekskosten	1	m2	€ 20,00	€ 20,00	
3	Frezen (8 cm)	400	m2	€ 4,00	€ 1.600,00	
4	Afvoer/ transport	80	ton	€ 38,50	€ 3.080,00	
5	Verwijderen menggranulaat (30cm)	221,4	ton	€ 7,50	€ 1.660,50	
6	Ontgraven dijktaalud + bodem tbv inkassing	210	m3	€ 10,00	€ 2.100,00	
7	Aanbrengen klei (zetting) (4,22 m2)	422,1	m3	€ 20,00	€ 8.442,00	
8	Aanbrengen klei (ophoging)	370	m3	€ 20,00	€ 7.400,00	
9	Aanbrengen klei tbv steunberm	478	m3	€ 20,00	€ 9.560,00	
10	Aanbrengen afdekking grond uit depot	100	m3	€ 15,00	€ 1.500,00	
11	Aanbrengen fundering	221,4	ton	€ 9,00	€ 1.992,60	
12	Aanbrengen asfalt (onder/tussenlaag)	80	ton	€ 110,00	€ 8.800,00	
13	Aanbrengen kleef	400	m2	€ 0,05	€ 20,00	
14	Aanbrengen asfalt (deklaag)	40	ton	€ 60,00	€ 2.400,00	
15	Afwerken berm	100	m2	€ 0,50	€ 50,00	
17	Inzaaien berm (graszaad e.d.)	100	m2	€ 1,00	€ 100,00	
18	Aanbrengen markering (1-3) beide zijden	200	m1	€ 3,60	€ 720,00	
	Bijkomende kosten				ntb	
			TOTAAL	€	49.565,10	
				€	12.391,28	25%
				€	61.956,38	

BIJLAGE 12

PLAN VAN AANPAK



DEFINITIEF

Jan Dirk van Straten

Land & Watermanagement
L4D Deeltijd

INHOUDSOPGAVE

1.	Inleiding.....	3
1.1.	Algemeen:	3
1.2.	Probleemstelling:	3
1.3.	Opdracht:	3
1.4.	Deelvragen:	3
1.5.	Leeswijzer:	3
2.	Werkwijze	4
3.	Organisatie.....	6
3.1.	Afstudeeropdracht:.....	6
3.2.	Betrokken personen:	6
3.3.	Periodiek overleg:	6
3.4.	Locatie:.....	6
3.5.	Contactgegevens:	6
4.	Risico-analyse.....	7
4.1.	Doel risico-analyse.....	7
4.2.	Risico's.....	7
5.	Planning	8
6.	Bronvermelding	9
	BIJLAGE A Situatiekening en locatie doorsneden.....	10

1. Inleiding

1.1. Algemeen:

Waterschap Rivierenland wil de rivierdijk ter plaatse van Fort Vuren, die op dit moment gebaseerd is op een overstromingsfrequentie van 1/1250 jaar, zodanig versterken dat de overstromingsfrequentie kleiner wordt dan eens in de 1/30000 jaar. Uiteraard dient dit op de meest logische wijze plaats te vinden.

1.2. Probleemstelling:

De ruimte voor dijkversterkingsmaatregelen is hier beperkt. In de dijk zitten diverse damwandconstructies en een betonnen u-bak op palen. Bovendien bevindt zich aan de binnenzijde de gracht van Fort Vuren, een verdedigingswerk met cultuurhistorische waarde.

Voor het versterken van de dijk is het nodig een nader onderzoek uit te voeren naar de binnenwaartse macro-instabiliteit, of standzekerheid, van het dijklichaam tijdens maatgevende omstandigheden. Vervolgens dient bij ontoereikende standzekerheid hiervoor een oplossing te worden gevonden, waarbij ook het eventuele tekort aan hoogte wordt meegenomen. De buitenwaartse standzekerheid en piping worden buiten beschouwing gelaten. Ook zullen er geen constructieve berekeningen worden uitgevoerd. De hoogteberekening gebeurt volgens de nieuwe normen (1/30000^e) en de standzekerheid met een waterstand volgens de oude berekeningen (1/1250^e).

De maatregelen dienen praktisch en financieel uitvoerbaar te zijn. Uitgangspunten hierbij zijn dat de cultuur-historische waarde van het fort behouden blijft en het huidige winterbed van de Waal niet wordt aangetast. Daarnaast dient de hinder voor de omgeving aanvaardbaar te zijn en moeten de investeringskosten aanvaardbaar zijn.

1.3. Opdracht:

Voor mij, als student van Hogeschool Larenstein, is deze opdracht zeer geschikt als afstudeeronderwerp voor m'n studie. Daarom wil ik hierbij dit projectplan presenteren, waarin ik rekening zal houden met de geotechnische factoren ter plaatse van Fort Vuren en de gestelde uitgangspunten en afbakeningen.

Hoofdvraag:

Hoe kan de dijk ter plaatse van Fort Vuren op de meest logische wijze worden versterkt en welke financiële gevolgen heeft dit?

1.4. Deelvragen:

1. Hoe is de ondergrond geologisch en geomorfologisch opgebouwd?
2. Hoe is de bodem grondmechanisch en hydrologisch opgebouwd en welke randvoorwaarden worden gehanteerd bij het ontwerp?
3. Welk profiel heeft de Waaldijk ter plaatse van doorsnede 1,2,3 en 4*?
4. Welke invloed heeft macro-instabiliteit binnenwaarts op de dijkprofielen?
5. Welke mogelijke principe-oplossing kan er voor de standzekerheid worden gevonden, wanneer deze ontoereikend blijkt te zijn?
6. Welke mogelijke principe-oplossing kan er voor de hoogte worden gevonden, wanneer de dijk inderdaad te laag blijkt te zijn?
7. Wat is een kostenindicatie voor deelvraag 5 en 6 met betrekking tot doorsnede 4?

Gezien de doorlooptijd zal de focus vooral op doorsnede 4, zijnde een profiel zonder bijzondere constructies erin, worden gelegd

1.5. Leeswijzer:

Hoofdstuk 2 beschrijft de werkwijze, de te nemen stappen en de bijbehorende (sub)doelen. Hoofdstuk 3 beschrijft hoe het project organisatorisch is geregeld. Hoofdstuk 4 beschrijft de risicobeheersing en tenslotte wordt in hoofdstuk 5 de planning gegeven.

* Zie kaartje op blz. 10.

2. Werkwijze

De onderzoeksmethode die zal worden toegepast, is gebaseerd op de Work-Breakdown-Structure, kortgezegd WBS. Deze methode wordt in het projectmanagement veel gebruikt om de verschillende grote (deel) producten hiërarchisch te ordenen en vervolgens concreet te maken. Het past in die zin goed bij de opdracht, die op hoofdlijnen wel bekend is, maar die zeker nog nader uitgewerkt dient te worden. Bovendien is uiteindelijk het doel met zeer concrete, goed onderbouwde suggesties voor de dijkversterking te komen. Het onderzoek zal worden uitgevoerd volgens de onderstaande 8 stappen.

Algemeen: Veldbezoek, overleg met de dijkbeheerder en technisch manager over de locatie.

Stap 1: Analyseren bodem/ grondwater/ oppervlaktewater.

Doel:

Het verzamelen en in kaart brengen van de huidige ondergrond rond Fort Vuren op geologisch, waterstaatkundig-, historisch, bodemkundig en hydrologisch vlak.

Uitwerking:

Het ingewonnen (kaart)materiaal zal worden gebruikt om een overzicht te maken van de bestaande situatie, waarin in het bijzonder de grondlagen en de waterhuishouding belangrijke aspecten zijn. In het rapport zal hiervoor kaartmateriaal worden opgenomen. Daarnaast zijn op dit moment al diverse metingen op het gebied van bodem en water verricht. De resultaten daarvan zullen meegenomen worden in een tekening met dwarsprofielen.

Stap 2: Analyseren huidige dijk ter plaatse van de doorsneden 1 t/m 4

Doel:

Een gedetailleerde uitwerking van de 4 dijkdoorsneden genereren zodat inzichtelijk kan worden gemaakt wat de huidige opbouw van de dijk is.

Uitwerking:

De bestekken uit de laatste dijkversterking (1995) lezen en de bijbehorende tekeningen bekijken. Ook zal het toetsingsrapport van de 3^e Toetsing worden doorgenomen en zullen de te hanteren Hydraulische Randvoorwaarden worden afgestemd. Hieruit zal de normhoogte worden bepaald. De ervaring van specialisten zal hierbij worden gebruikt. De 4 doorsneden worden, met inbegrip van een schetsmatig freatische lijn, in een tekenprogramma gemaakt en opgenomen in de rapportage.

Uit deze stap zal volgen of er een hoogtetekort is. Er wordt hierna van uitgegaan dat dit zo is. Evenals dat de binnenwaartse standzekerheid ontoereikend is.

Stap 3: Geotechnische situatie per profiel tekenen en spanningsniveaus uitrekenen.

Doel:

Het in kaart brengen van de bodemopbouw en grond-, water- en korrelspanningen in de vier doorsneden tot 5 meter in het Pleistocene zand onder maatgevende omstandigheden.

Uitwerking:

De gegevens uit de stappen 1 en 2 worden gebruikt om de spanningen te berekenen. De spanningsdiagrammen kunnen uit de software worden gegenereerd.

Stap 4: Verzamelde gegevens verwerken in de software

Doel:

Het verwerken van de verzamelde gegevens in D-Settlement en D-Geostability zodat daarmee de zetting en de standzekerheid kan worden berekend.

Uitwerking:

In eerste instantie zullen de handleidingen van de software evenals de theoretische achtergronden worden bestudeerd. Vervolgens worden de verkregen gegevens uit de vorige stappen ingevoerd in de genoemde software. Ook de te verwachten aanwezige hydrologische situatie en de damwand (waardoor geen glijcirkels worden toegelaten) worden opgenomen. Hieruit volgt 4x een verschillend

dwarsprofiel. Daarna wordt profiel geïmporteerd in de software om de zetting en standzekerheid te kunnen berekenen. Uit de 4 profielen volgen ook spanningsdiagrammen.

Bij deze stap zal een geotechnisch specialist worden geraadpleegd, ook voor wat betreft de in te voeren samendrukkings- en sterkteparameters.

Stap 5: Berekeningen macro-stabiliteit binnenwaarts profiel 1 t/m 4

Doel:

Het inzichtelijk maken van de actieve glijvlakken in het dijkprofiel en het berekenen van de verschillende schuifkrachten in het profiel, de aanwezige damwand gaat buiten de constructie om.

Uitwerking:

Het plaatsen van een uitgebreid rasterscherm aan de binnenzijde van de profielen en met behulp van D-Geostability een ingesloten meest negatief glijvlak laten uitrekenen. De resultaten zullen worden gerapporteerd.

Stap 6: Interpretieren uitslag berekeningen en bepalen oplossingsrichtingen en suggesties.

Doel:

Het formuleren van de mogelijke oorza(a)k(en) van het tekort aan standzekerheid en dit in een overleg met de technisch managers bespreken.:

Uitwerking:

De resultaten uit de rapportage doornemen en zaken opschrijven die bijdragen aan de oorzaak van het tekort aan standzekerheid. Daarna zal proefondervindelijk een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd worden. Daarna vindt er een overleg plaats met de technisch managers om hieruit eventueel mogelijke ingrepen/ maatregelen te formuleren. Hierin worden ook de gegevens met betrekking tot de hoogte besproken.

Stap 7: Technische uitwerking versterking profiel 4

| Doel: Een haalbare technische oplossing formuleren en de methode aan-tonen in een berekening.

Uitwerking:

Uit het overleg met de technisch managers kunnen diverse (mij nu nog onbekende) suggesties komen voor de dijkversterking. Indien mogelijk kan dit met behulp van de programma's D-Settlement en D-Geostability worden afgeschat op het gewenste effect op de standzekerheid. Vervolgens zal er een eenvoudige uitvoeringstekening worden gemaakt met daarop de te nemen maatregelen.

Stap 8: Financiële uitwerking versterking profiel 4.

Doel: De kosten van 1 of twee uitgewerkte maatregelen begroten waardoor een afweging kan worden gemaakt.

Uitwerking:

Aan de hand van de uitvoeringstekening kan ik ongeveer afleiden welke en hoeveel materialen er nodig zijn. Hier wordt een lijst van opgesteld. Verder vraag ik bij een kostendeskundige informatie op over de prijzen hiervan. Er komt geen uitgebreid uitvoeringsplan, de prijzen zullen worden gecombineerd en vervolgens worden opgeteld.

3. Organisatie

3.1. Afstudeeropdracht:

Het onderzoek Dijkversterking Fort Vuren wordt gebruikt als afstudeeronderwerp voor het afronden van mijn studie Land en Watermanagement aan Hogeschool van Hall Larenstein te Velp. Daarnaast zal Waterschap Rivierenland het onderzoek mede gebruiken voor het opstellen van een voorkeursalternatief.

3.2. Betrokken personen:

Dit project zal ik op-pakken. Hierin wordt ik vanuit het Larenstein bijgestaan door vakdocent Harrie van Rosmalen. Vanuit Waterschap Rivierenland is Frans v/d Berg mijn begeleider en voer ik ook met hem periodiek overleg. Daarnaast zijn er mogelijkheden tot ondersteuning, vooral op geotechnisch gebied, door Hans v/d Velde en andere leden van projectteam Gorinchem-Waardenburg.

3.3. Periodiek overleg:

In de planning heb ik periodiek overleg opgenomen, enerzijds als een soort procesbewaking, en anderzijds ook om inhoudelijke vragen te kunnen stellen. Met Frans v/d Berg zal dit, over de gehele periode genomen, ongeveer 3 a 4 keer zijn, met Harrie van Rosmalen ongeveer 2 a 3 keer zijn.

3.4. Locatie:

Het onderzoek zal voor het overgrote deel uitgevoerd worden op het hoofdkantoor van Waterschap Rivierenland, gevestigd aan de Blomboogerd 1 te Tiel. Daarnaast zal ik af en toe Hogeschool Larenstein en regiokantoor Groot Ammers gebruiken.

3.5. Contactgegevens:

Naam	Rol		Gegevens
Jan Dirk van Straten	Student	Tel.	06-48176477
		Email	jdvanstraten@gmail.com j.d.van.straten@wsrl.nl jd.vanstraten@wur.nl
Frans v/d Berg	Begeleider	Tel.	06-52083422
		Email	f.van.den.berg@wsrl.nl
Hans v/d Velde	Projectleider bodemonderzoek	Tel.	06- 22692828
		Email	h.van.de.velde@wsrl.nl
Martin Groenewoud	Technisch manager	Tel.	06 42 09 46 84
			m.groenewoud@wsrl.nl
Cor Bisschop	Geotechnisch specialist	Tel.	06 50 93 94 84
		Email	c.bisschop@wsrl.nl
Harrie van Rosmalen	Extern begeleider/ Specialistisch docent	Tel.	026- 3695734
		Email	harrie.vanrosmalen@wur.nl

4. Risico-analyse

4.1. Doel risicoanalyse

Bij een omvangrijk en waardevol project als afstudeerproject Dijkversterking Fort Vuren, is het niet wenselijk op enig moment te worden geconfronteerd met onvoorziene zaken, waardoor of het project vertraging op loopt, of zelfs de afronding hiervan in gevaar komt. Daarom volgt hierbij de risicoanalyse.

4.2. Risico's

<i>Risico + oorzaak</i>	<i>Oplossing/ Maatregel</i>
De scope van het project is te groot door de complexiteit van het profiel waardoor er teveel inzet van uren verreis is.	Het opnemen van een hoofdstuk/paragraaf "kader" waarin zal worden beschreven wat wel en wat niet tot het onderzoek behoort. Hiertoe is in het document al voorzien door de afbakeningen en uitgangspunten aan te geven.
De programma's D-Geostability en D-Settlement werken niet naar behoren door softwarematige problemen.	Door deze programma's te gebruiken in de omgeving van WSRL kan ik rekenen op de ICT-servicedesk voor ondersteuning waardoor dit cruciale onderdeel in het onderzoek goed werkt.
Ontbrekende informatie door bijvoorbeeld een zeer gevarieerde ondergrond of niet afgerond plaatselijk onderzoek.	Informatie zal alsnog worden opgevraagd of parameters zullen, in overleg met de opdrachtgever, worden gebaseerd op aannames.
Communicatieproblemen doordat begeleiders over het algemeen niet op de onderzoeksdag aanwezig zijn en/of een volle agenda hebben.	Het inplannen van vast-staande periodieke overleggen die worden opgeschreven en het houden van telefonisch contact met de begeleiders.
Uitloop in de planning door (niet ingeschatte) omstandigheden	In dat geval zal de planning moeten worden herzien en de deadlines opgeschoven moeten worden.
Verlies van rapportage en onderzoeksresultaten door computerstoring	Maken van back-up bestanden op USB-stick en digitale opslag op drop-box.

5. Planning

Zie bijlage B

Id	Taak	Doel	Begindatum	Einddatum	Feb '15	Mrt '15	Apr '15	Mei '15	Jun '15
					02/09	16/09	30/09	14/10	28/10
1									
2	AFSTUDEERTRAJECT DIJKVERSTERKING FORT VUREN	90 dagen	maa 26-01-15	vri 29-05-15					
3									
4	Voorbereiding	25 dagen	maa 12-01-15	vri 13-02-15					
5	Projectplan maken	25 dagen	maa 12-01-15	vri 13-02-15					
6									
7	Onderzoek	66 dagen?	vri 06-02-15	vri 08-05-15					
8									
9	Analyse Bodem/Grond/Oppervlaktewater	6 dagen	vri 06-02-15	vri 13-02-15					
10	Raadplegen kaartmateriaal (geleverd)	6 dagen	vri 06-02-15	vri 13-02-15					
11	Bodemprofielen Dino-loket	1 dag	vri 06-02-15	vri 06-02-15					
12	Gegevens peilbuizen doornemen	6 dagen	vri 06-02-15	vri 13-02-15					
13	Peilkaart uit GIS halen (Erwin)	6 dagen	vri 06-02-15	vri 13-02-15					
14	Parameters opschrijven	1 dag	don 12-02-15	don 12-02-15					
15									
16	Analyseren huidige dijk ter plaatse van de doorsneden 1 t/m 4	6 dagen	vri 20-02-15	vri 27-02-15					
17	Bestekken 1995 lezen	1 dag	vri 20-02-15	vri 20-02-15					
18	Tekeningen doornemen	1 dag	vri 20-02-15	vri 20-02-15					
19	Rapport Hoogte doornemen	1 dag	vri 20-02-15	vri 20-02-15					
20	Toetsingsrapport HiRW doornemen	1 dag	vri 20-02-15	vri 20-02-15					
21	Tekenen 4 dwarsprofielen in Autocad	1 dag	vri 27-02-15	vri 27-02-15					
22									
23	Geotechnische situatie per profiel uitrekenen en 1 dag tekenen	1 dag	vri 06-03-15	vri 06-03-15					
24	Spanningsdiagrammen uitrekenen	1 dag	vri 06-03-15	vri 06-03-15					
25									
26	Verzamelde gegevens verwerken in de software	6 dagen	vri 13-03-15	vri 20-03-15					
27	Invoeren profielen in Deltares Software	6 dagen	vri 13-03-15	vri 20-03-15					
28									
29	Berekeningen macro-stabiliteit binnenwaarts profiel 1 t/m 4	11 dagen	vri 27-03-15	vri 10-04-15					
30	Berekenen afschuiving met Formule v. Bishop	6 dagen	vri 27-03-15	vri 03-04-15					
31									
32	Interpreteren uitslag berekeningen.	1 dag	vri 10-04-15	vri 10-04-15					
33	Doornemen resultaten berekening en overleg	1 dag	vri 10-04-15	vri 10-04-15					
34									
35	Technische uitwerking gangbare versterking profiel 3 en 4	6 dagen	vri 17-04-15	vri 24-04-15					
36	Alternatieven invoeren/ doorrekenen	1 dag	vri 17-04-15	vri 17-04-15					
37	Schetsmatige uitvoeringstekening maken	1 dag	vri 24-04-15	vri 24-04-15					
38									
39	Financiële uitwerking versterking profiel 3 en 4.	6 dagen?	vri 01-05-15	vri 08-05-15					
40	Lijst maken met materialen adhv uitvoeringstekening	1 dag	vri 01-05-15	vri 01-05-15					
41	Aan de hand van eenheidsprijzen kleine raming maken	1 dag	vri 08-05-15	vri 08-05-15					
42									
43	Rapport	6 dagen	maa 02-03-15	maa 09-03-15					
44	Hoofdstukindeling maken (globaal)	4 dagen	maa 11-05-15	don 14-05-15					
45	Schrijven samenvatting	5 dagen	maa 18-05-15	vri 22-05-15					
46	Presentatie maken	1 dag	vri 29-05-15	vri 29-05-15					
47	ALLES INLEVEREN	1 dag	don 04-06-15	don 04-06-15					
48									
49	Organisatie	11 dagen	vri 30-01-15	vri 13-02-15					
50									
51	Veldbezoek Fort Vuren en overleg Jan v. Straten	1 dag	don 12-02-15	don 12-02-15					
52	Overleg Larenstein (Harrie)	1 dag	vri 30-01-15	vri 30-01-15					
53	Overleg Waterschap (Frans en Hans)	1 dag	woe 04-02-15	woe 04-02-15					
54	Overleg Technisch Managers (nog inplannen)	1 dag							
55	Overleg Huub iwm kosten (nog inplannen)	1 dag							
56	Terugkomdag Larenstein ovb	1 dag	vri 13-02-15	vri 13-02-15					

Project: Planning Afstudeerproject Datum: maa 02-02-15	Taak		Externe mijlpaal		Handmatige samenvatting	
	Splitting		Inactieve taken		Handmatige samenvatting	
	Mijlpaal		Inactieve mijlpaal		Alleen begindatum	
	Samenvatting		Inactieve samenvatting		Alleen einddatum	
	Projectsamenvatting		Handmatig taak		Deadline	
	Externe taken		Alleen duur		Voortgang	

Pagina 1

6. Bronvermelding

- Veldbezoek 23 December 2014
- Overleg Frans, Hans en de technisch managers WSRL op 12 januari 2015
- Afstudeerhandleiding VHL 2014-2015
- Opzet "Plan van Aanpak" fictief project Scoutingland
- Input H. van Rosmalen op 30 januari 2015.
- Input H. v/d Velde op 18 Februari 2015
- Input F. v/d Berg op 19 Februari 2015

ONDERTEKENING

Opdrachtgever.....

Namens Waterschap Rivierenland

15 april 2015

Handtekening



.....

Begeleidend docent.....

Namens Hogeschool Van Hall Larenstein

22 april 2015

Handtekening



.....

BIJLAGE A Situatietekening en locatie doorsnedes.

