

Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden

Praktijkrichtlijn



Aansprakelijkheid

SBRCURnet en degenen die aan dit product hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het samenstellen van deze publicatie. Toch kan niet worden uitgesloten dat de inhoud onjuistheden bevat. De gebruiker van dit product aanvaardt daarvoor het risico. SBRCURnet sluit, mede ten behoeve van de auteurs, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van informatie uit dit product.

© SBRCURnet

Alle rechten voorbehouden. Niets van deze uitgave mag worden veeveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand, getransformeerd tot software of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opname of enige andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever.

Voorzover het maken van kopieën uit deze uitgave is toegestaan op grond van artikel 16b Auteurswet 1912 in verbinding met het Besluit van 23 augustus 1985, Stb. 471 en artikel 17 Auteurswet 1912, dient men de daarvoor wettelijk verschuldigde vergoedingen te voldoen aan de Stichting Reprorecht (Postbus 882, 1180 AW Amstelveen). Voor het overnemen van gedeelte(n) uit deze uitgave in bloemlezingen, readers en andere compilatiewerken (artikel 16 Auteurswet 1912) dient u zich te richten tot: SBRCURnet, Postbus 1819, 3000 BV Rotterdam.

No part of this book may be reproduced in any form by print, photoprint, microfilm, stored in a database or retrieval system, or any other means without written permission from the SBRCURnet.

Colofon

Projectmanager

Fred Jonker, SBRCURnet

Rapporteur

Mark-Peter Rooduijn, Fugro Land NL

Redacteur

Aad van den Thoon, SBRCURnet

Vormgeving

Marja Timmermans, SenS Service

Coverfoto

Van 't Hek Groep BV

ISBN: 978-90-5367-653-0

Met nadruk wordt erop gewezen dat deze SBRCURnet publicatie de stand van de techniek en kennis weergeeft op het moment van uitgifte. SBRCURnet houdt zich dan ook aanbevolen te worden geïnformeerd over ervaringen die met het gebruik van deze publicatie worden opgedaan.

Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden

Praktijkrichtlijn

SBRCURnet, Delft december 2017

Voorwoord

Bij ondergrondse bouwprojecten in stedelijke omgeving is het al of niet kunnen trekken van tijdelijke damwanden van aanzienlijke invloed op de kritische succesfactoren van het project (veelal bouwkuipen). Enerzijds is het kunnen trekken van damwanden financieel gezien vaak een voorwaarde voor de haalbaarheid. Daarnaast is dit ook een pre voor wat betreft duurzaamheid (geen staal achter laten in de grond maar hergebruiken) en mogelijk voor het in standhouden van de hydrologische situatie. Voorop staat echter dat de constructie zelf – op staal of op palen gefundeerd – en de omgeving, hier geen nadelige invloed van dient te ondervinden. In de praktijk wordt hier verschillend tegenaan gekeken, waarbij het spanningsveld tussen geld, kans en risico (kleine kans, grote schade) lastig te voorspellen is.

In 'CUR 166' (deel 2, par. 5.4.13) is de invloed van het inbrengen en trekken van damwanden beschreven. De daarin opgenomen "Bestekseisen Rijkswaterstaat" worden in de praktijk soms rücksichtslos toegepast, waarbij in een aantal situaties te optimistisch wordt gewerkt, met mogelijke schade aan de bebouwde omgeving.

Het ontbreekt in feite aan een theoretische onderbouwing. Daarnaast zijn er praktijkgevallen waaruit lessen kunnen worden getrokken. Dit vormde de basis voor de ontwikkeling van de thans voorliggende praktijkrichtlijn.

De richtlijn is van toepassing voor het kunnen inbrengen en trekken van damwanden in relatie tot nabijgelegen funderingen (te realiseren bouwwerk en bebouwde omgeving) en K&L.

Deze praktijkrichtlijn is tot stand gekomen in de SBRCURnet commissie 2175 "Omgevingsbeïnvloeding door het inbrengen en trekken van stalen elementen". Bij het verschijnen van deze praktijkrichtlijn was de samenstelling ervan als volgt:

Harry Dekker, voorzitter	Rijkswaterstaat GPO
Mark-Peter Rooduijn, secretaris, rapporteur	Fugro NL Land
Frans van den Berg	HWBP/Waterschap Rivierenland
Arjen Blacquièr	Antea Group
Joris Bruens	Havenbedrijf Rotterdam
Abjan Jacobse	GEO2 Engineering
Wilfred Jongeneel	TAUW
Arnold Kleinjan	Sweco Nederland
Wim Koreman	Ingenieursbureau Gemeente Amsterdam
Erik Kwast	Kwast Consult
Dirk de Lange	Deltares
Haike van Lottum	Mobilis TBI
Piet Meijers	Deltares
Guido Meinhardt	CRUX Engineering
Patrick Mulders	ArcelorMittal Projects Europe
Gilliam de Nijs	BMNED
Richard de Nijs	Witteveen+Bos
Bart van Paassen	BAM Infraconsult
Arjen Ramkema	Dura Vermeer
Aruna Ramkisoen	BT Geoconsult
Albert-Jan Snethlage	Fugro NL Land
Ed van Vaneveld	BAM Infraconsult
Joost van de Water	Heijmans
Patrick IJnsen	Hektec
Fred Jonker, programmamanager	SBRCURnet

De volgende personen hebben gedurende de ontwikkeling van deze praktijkrichtlijn deelgenomen in de begeleidingscommissie:

Bert Westland	Delta Lloyd
Gerard Wittenberg	Antea Group

Voor de realisatie van deze praktijkrichtlijn werden financiële bijdragen ontvangen van:

Antea Group
ArcelorMittal Projects Europe
BAM Infraconsult
BMNED
BT Geoconsult
Delta Lloyd Schadeverzekering
Deltares
Dura Vermeer
Fugro NL Land B.V.
Gemeente Amsterdam
GEO2 Engineering
Havenbedrijf Rotterdam
Hektec
Heijmans
HWBP
Kwast Consult
Mobilis TBI
Rijkswaterstaat GPO
Sweco Nederland B.V.
Tauw bv
TKI

SBRCURnet spreekt haar dank uit aan deze instanties en bedrijven, evenals aan de leden van de commissie, die met veel inzet en enthousiasme hebben samengewerkt aan de realisatie van deze praktijkrichtlijn.

Delft, december 2017

Fred Jonker

Programmamanager Geotechniek en Bodem

Inhoud

Samenvatting	9
1 Inleiding	11
1.1 Aanleiding	11
1.2 Doelstelling	11
1.3 Doelgroep	12
1.4 Toepassingsgebied	12
1.5 Leeswijzer	13
2 Literatuurstudie	15
2.1 Inleiding	15
2.2 Beschrijving basismechanismen	15
2.2.1 Relevante mechanismen	15
2.2.2 Verdichting als gevolg van trillingen	16
2.2.3 Wateroverspanningen	22
2.2.4 Vullen van de spleet / aanhangende grond	23
2.2.5 Overeenkomst en verschillen met situatie tijdens aardbevingen	24
3 Analyse praktijkcases	25
3.1 Inleiding	25
3.2 Kwalitatieve vergelijking modellen	25
3.3 Beschrijving van de praktijkcases	25
3.4 Analyse praktijkcases met methode Meijers	30
3.4.1 Model Meijers in DSheetPiling	30
3.4.2 Relatieve dichtheid	30
3.4.3 Horizontale waterdoorlatendheid	31
3.4.4 Grondsoort	31
3.4.5 Resultaten analyses methode Meijers	31
3.5 Analyse praktijkcases met methode Hergarden	37
3.5.1 Model Hergarden in Excelsheet	37
3.5.2 Invoerparameters trillingsmodel	37
3.5.3 Relatieve dichtheid	38
3.5.4 Bepaling drempelwaarde voor de versnelling η_0	38
3.5.5 Bepaling initieel poriëngetal e_0	38
3.5.6 Resultaten analyses	38
3.6 Conclusie analyse praktijkcases	45
4 Nadere uitwerking van de praktijkcases	47
4.1 Invloed op paalfundering	47
4.1.1 Inleiding	47
4.1.2 Draagvermogen op drukbelasting	47
4.1.3 Grond- en paaldeformaties	48
4.1.4 Stap 1: Verticale gronddeformaties	48
4.1.5 Stap 2: Horizontale gronddeformaties	48
4.1.6 Stap 3: Verticale paalzakking	50
4.1.7 Stap 4: Horizontale paaldeformatie en bijkomend paalmoment	51
4.1.8 Stap 5: Toetsing paalmoment	51

4.2	Involed op fundering op staal en leidingen	51
4.2.1	Inleiding	51
4.2.2	Draagvermogen	51
4.2.3	(Grond)deformaties	51
4.2.4	Kabels en leidingen	56
4.3	Inbrengen en trekken damwanden in eindige elementenmodel (Plaxis)	56
4.3.1	Inleiding	56
4.3.2	Modellering van de spleet door het trekken damwanden	57
4.3.3	Modellering van de zetting door verdichting als gevolg van trillingen	59
4.3.4	Conclusies uittrekken wand en zetting / verdichting door trillen	60
4.3.5	Beïnvloeding constructieve elementen	61
<hr/>		
5	Stappenplan	65
5.1	Inleiding	65
5.2	Stappenplan	66
5.2.1	Stap 1: Het bepalen van de verwachtingswaarde van de verticale gronddeformaties	66
5.2.2	Stap 2: Het bepalen van de verwachtingswaarde van de horizontale gronddeformaties	67
5.2.3	Stap 3: Het bepalen van de karakteristieke waarde van de gronddeformaties	67
5.2.4	Stap 4: Het bepalen van de invloed op belendende objecten	68
5.2.5	Stap 5: Toetsing van draagvermogen en deformatie	69
5.3	Stappenplan voor benadering op basis van engineering judgement	69
5.4	Stappenplan voor PLAXIS	69
5.5	Toelichting bepaling invoerparameters	70
5.5.1	Invoerparameters model Meijers	70
5.5.2	Invoerparameters model Hergarden	70
5.6	Invoerparameters PLAXIS	71
<hr/>		
6	Involed van de uitvoeringswijze	73
6.1	Inleiding	73
6.2	Trillend inbrengen	74
6.3	Heiend inbrengen	76
6.4	Trillend trekken	76
6.5	Indrukken	77
6.6	Problemen bij het inbrengen van damwanden volgens GeoBrain	78
6.7	Bepaling invloed op een fundering met GeoBrain	78
<hr/>		
7	Leidraad risicogestuurde aanpak	81
7.1	Inleiding	81
7.2	Geotechnische risico's	81
7.3	Risicomanagement	82
7.4	Geotechnisch onderzoek	82
7.5	Risico-inventarisatie	83
7.6	Ervaringsdatabase GeoBrain	83
7.7	Observational method	83

8	Monitoring en toetsing	85
8.1	Inleiding	85
8.2	Monitoring en monitoringsplan	85
8.2.1	Bouwkundige opname of visuele inspectie	86
8.2.2	Scheurmetingen	87
8.2.3	Deformatiemetingen	88
8.2.4	Trillingsmetingen en toetsingskaders	89
8.3	Geluid	91
	Literatuur	95
Bijlage A	Beschrijving model CUR166 en achtergrond toetsing trillingen	97
Bijlage B	Beschrijving model Hergarden	109
Bijlage C	Beschrijving model Meijers (TRILDENS)	113
Bijlage D	Factsheets bij hoofdstuk 3 - Analyse Praktijkcases	121
Bijlage E	Vuistregels voor invloed op een fundering of leiding	137
Bijlage F	Plaxisanalyses volumerek en verdichting	143
Bijlage G	Wateroverspanning door in- en uittrillen	153

Samenvatting

Bij de bouw van ondergrondse constructies, zoals kelders, tunnels, leidingen, en dergelijke, worden vaak damwanden toegepast om een bouwkuip mogelijk te maken. In een stedelijke omgeving is het trillend inbrengen en trekken van de damwanden van invloed op de schadekans voor de omgeving en daarmee van invloed op de economische haalbaarheid van het ontwerp.

In CUR-publicatie 166 'Damwandconstructies' zijn vuistregels gegeven waarmee de invloed van het inbrengen en trekken op de omgeving globaal kan worden beoordeeld. Uit de advies- en uitvoeringspraktijk is echter gebleken dat de vuistregels niet toereikend zijn om de invloed op de omgeving goed en eenduidig te kunnen bepalen en beoordelen.

In de voorliggende praktijkrichtlijn zijn consistente, algemeen geaccepteerde beoordelingsmethoden en rekenregels gepresenteerd, waarmee de effecten en de invloed van het trillend inbrengen en trekken van stalen damwanden op de belendende funderingen en ondergrondse infra, kunnen worden bepaald en beoordeeld. De invloed heeft in dit verband betrekking op verlies van draagvermogen, reductie van beddingsconstanten en additionele momenten bij paalfunderingen en zakking van funderingen op staal en leidingen. Centraal staat het effect van maaiveldzetting door verdichting van zand en het vullen van het damwandvolume (de spleet) na het trekken van damwanden. Secundair is het effect van wateroverspanningen onderzocht en waar mogelijk zijn praktische aanwijzingen gegeven.

De ontwikkeling van de methoden is gebaseerd op de beschikbare literatuur en een aantal praktijkcases. De methoden sluiten zo veel mogelijk aan op de bestaande richtlijnen. Er is onderscheid gemaakt in een eenvoudige analytische / empirische methode en een methode die gebruik maakt van de eindige elementenmethode Plaxis 2D. Om de beoordelingsmethoden eenduidig toe te kunnen passen is een duidelijk en goed te volgen stappenplan opgesteld.

De richtlijn geeft ook inzicht in de uitvoeringsaspecten, zoals een goede voorbereiding van de uitvoering, de juiste keuze van het materieel, bedieningswijze en eventuele maatregelen die cruciaal zijn om de omgevingsbeïnvloeding te beperken of voorkomen.

Tevens worden handreikingen gegeven voor een risicogestuurde werkwijze bij het ontwerp en de uitvoering, waarmee wordt aangesloten op de algemeen geaccepteerde GeoRM systematiek. Ook is aandacht besteed aan monitoring en toetsing van de omgeving, waarbij ook de mogelijkheden van de zogenoemde Observational Method onder de aandacht worden gebracht.

1.1 Aanleiding

Bij de bouw van ondergrondse constructies, zoals kelders, tunnels, leidingen, en dergelijke, worden vaak damwanden toegepast om een bouwkuip mogelijk te maken.

In stedelijke omgeving is de methode van inbrengen en trekken van de damwanden van invloed op de schadekans voor de omgeving en de economische haalbaarheid van het ontwerp. Tenzij is gekozen voor statisch inbrengen, zal het inbrengen en trekken van damwanden gepaard gaan met trillingen die schadelijk kunnen zijn voor de omgeving.

Het bepalen van de invloed en de kans op schade door het trillend inbrengen en trekken van damwanden gebeurt als onderdeel van een integrale risicoanalyse, waarbij ook hei- en trilbaarheid en omgevingsbeïnvloeding door uitbuiging van de damwanden wordt meegenomen.

In CUR-Publicatie 166 deel 2 [8] worden vuistregels geven waarmee de invloed van het inbrengen en trekken op de omgeving globaal kan worden beoordeeld. Uit de advies- en uitvoeringspraktijk is echter gebleken dat de vuistregels niet toereikend zijn om de invloed op de omgeving goed en eenduidig te kunnen beoordelen. In het ene geval pakt een regel conservatief uit en in het andere geval te optimistisch.

Uit de voorgaande argumenten blijkt dat het ontbreekt aan een goed onderbouwde, maar praktische benadering voor de beoordeling van omgevingsbeïnvloeding.

Er zijn praktijkgevallen bekend waaruit lessen kunnen worden getrokken. Deze aspecten vormden de basis voor de ontwikkeling van de thans voorliggende praktijkrichtlijn.

1.2 Doelstelling

Het primaire doel is om consistente, algemeen geaccepteerde beoordelingsmethoden en rekenregels te ontwikkelen, waarmee de effecten en de invloed van het trillend inbrengen en trekken van stalen damwanden op de belendende funderingen en ondergrondse infra, kunnen worden bepaald en beoordeeld. De methode dient te voorzien in:

- een eenvoudige analytische / empirische methode;
- een geavanceerdere methode met gebruik van een Eindige Elementen Methode (b.v. EEM Plaxis 2D).

In situaties waarbij 3D-effecten een rol spelen is het verstandig om over te gaan op 3D eindige elementen methoden.

De methoden worden eerst onderbouwd met literatuuronderzoek naar de belangrijkste mechanismen en berekeningsmodellen. Daarna volgt een onderbouwing aan de hand van praktijkcases. De methoden dienen zo veel mogelijk aan te sluiten op bestaande richtlijnen, zoals:

- COB-rapport F530 voor bouwkuipen in stedelijke omgeving [6];
- CUR-richtlijn 223 voor kwaliteits- en risicomanagement bij het meten en monitoren van bouwputten [7];
- SBRCURnet handboek hei- en trilbaarheid [58].

Voor een compleet referentiekader is ook een inventarisatie gedaan van de bestaande vuistregels. De vuistregels dienen echter met de nodige voorzichtigheid door een deskundig adviseur te worden gebruikt.

Een van de doelstellingen ter onderbouwing van de resultaten uit de praktijkcases was het uitvoeren van een proefopstelling waarbij maaiveldzakkingen, waterspanningen en deformaties van een belendende constructie als gevolg van het in- en uittrillen van een damwand konden worden gemonitord. Wegens gebrek aan een geschikte proeflocatie is de proef uiteindelijk niet uitgevoerd.

Om de beoordelingsmethoden eenduidig toe te kunnen passen is een duidelijk en goed te volgen stappenplan noodzakelijk.

Het secundaire doel is om handreikingen te geven waarmee een risicogestuurde werkwijze bij het ontwerp en de uitvoering kan worden bevorderd. Hiermee wordt aangesloten op de algemeen geaccepteerde GeoRM systematiek. Ook worden de mogelijkheden van de zogenoemde Observational Method onder de aandacht gebracht.

1.3 Doelgroep

De doelgroep voor de richtlijn bestaat uit partijen die direct of indirect betrokken zijn bij het ontwerp en/of de uitvoering van hei- of trilwerken.

Veelal direct betrokkenen zijn opdrachtgevers, ontwerpers, geotechnici, verzekeraars, (onder)aannemers, toezichthouders en leveranciers van damwanden en materieel. Maar ook voor indirect betrokken partijen, die veiligheidsaspecten moeten beoordelen (overheden) of belangen hebben in de omgeving van het hei- en trilwerk (eigenaren van panden en objecten), is de richtlijn van belang.

Het belang en de interesse van elke betrokkene is niet in dezelfde mate en voor elk onderwerp gelijk. Vooral voor ontwerpers en toetsers is de richtlijn een belangrijk document. Beiden zijn gebaat bij een eenduidige en algemeen geaccepteerde ontwerp- en beoordelingsmethode.

De ontwerper zal zijn voordeel en efficiëntie halen uit de toepassing van een duidelijk stappenplan. De toetsers van de bouwput kan bijvoorbeeld eenduidig beoordelen hoe de invloed van het trillen van damwanden op de omgeving voor een ontwerp is bepaald.

De uitvoerende partijen dienen te weten hoe het uitvoeringsproces moet worden ingericht om het risicoprofiel van beïnvloeding te minimaliseren.

1.4 Toepassingsgebied

De richtlijn is van toepassing op het intrillen en trekken van damwanden bij belendende gebouwen en constructies binnen het invloedgebied van de trillingen. Het statisch indrukken van damwanden komt slechts zijdelings aan de orde.

De beoordelingsmethoden en regelregels hebben vooral betrekking op de gronddeformaties op maaiveldniveau door het trillen van damwanden en de invloed hiervan op belendende funderingen en leidingen.

De invloed heeft in dit verband betrekking op verlies van draagvermogen, reductie van beddingsconstanten en additionele momenten bij paalfunderingen en zakking van funderingen op staal en leidingen.

Centraal staat het effect van maaiveldzetting door verdichting van zand en het vullen van het damwandvolume (de spleet) na het trekken van damwanden. Secundair is het effect van wateroverspanningen onderzocht en waar mogelijk zijn praktische aanwijzingen gegeven.

Bij het analyseren van de praktijkcases zijn, voor het berekenen van de maaiveldzettingen ten gevolge van het inbrengen en trekken van damwanden, de analytische modellen van Meijers en Hergarden gebruikt. De dieper gelegen gronddeformaties en deformaties van de constructies zelf zijn buiten beschouwing gelaten.

Op basis van de bevindingen en conclusies uit de praktijkcases zijn rekenmethoden afgeleid voor paalfunderingen, funderingen op staal en leidingen, waarmee de invloed door gronddeformaties kan worden beoordeeld.

Gronddeformaties door uitbuiging van damwanden zijn in het kader van de richtlijn evenmin beschouwd, maar dienen wel als onderdeel van de risicoanalyse te worden meegenomen bij de beoordeling van de schadekans op de omgeving.

De richtlijn behandelt feitelijk alleen het indirecte effect van trillingen op funderingen en leidingen. Het directe effect van trillingen, dat ook kan leiden tot schade en hinder in de omgeving, is niet primair beschouwd. Hierover is wel achtergrondinformatie gegeven in de bijlage A over trillingen en de gangbare prognose- en toetsingsmethoden.

Het trillen van damwanden in bebouwde omgeving vereist gestructureerd omgevings- en risicomanagement. Om de risico's op schade en hinder zoveel mogelijk te verkleinen en te beheersen, is een risico gestuurde werkwijze van belang. Daarbij wordt door middel van een risicoanalyse de kans op schade en de gevolgen (de feitelijke risico's) van het inbrengen van damwanden in alle projectfasen in beeld gebracht (inventarisatie en identificatie) en gekwalificeerd. Uit de risicoanalyses wordt een beeld gevormd van het risicoprofiel. Tegen de onvermijdelijke restrisico's dienen preventieve en/of correctieve beheersmaatregelen te worden genomen.

1.5 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt een overzicht gegeven van de relevante mechanismen (verdichting en wateroverspanningen) als gevolg van trillingen en de modellen die deze mechanismen en het vullen van de spleet beschrijven.

In hoofdstuk 3 zijn de geanalyseerde praktijkcases beschreven en de resultaten gepresenteerd.

Op basis van de bevindingen en conclusies uit de praktijkcases zijn in hoofdstuk 4 de methoden afgeleid waarmee voor paalfunderingen, funderingen op staal en leidingen, de invloed door gronddeformaties kan worden beoordeeld.

In hoofdstuk 5 is het stappenplan te vinden waarmee de deformatieberekeningen en beoordeling met een analytische en een geavanceerde methode kan worden uitgevoerd.

In hoofdstuk 6 worden de uitvoeringsaspecten bij het in- en uittrillen van damwanden belicht. Door een correcte voorbereiding van de uitvoering en de juiste keuze van het materieel, bedieningswijze en eventuele maatregelen, kan omgevingsbeïnvloeding worden beperkt of voorkomen.

In hoofdstuk 7 en 8 is ruim aandacht gegeven aan een risicogestuurde aanpak en monitoring en toetsing van trillingen en constructies.

2.1 Inleiding

Damwanden worden meestal trillend geïnstalleerd en verwijderd. Voor de omgeving kan dit twee soorten schade tot gevolg hebben. De eerste is directe schade aan de belendingen door trillingen. Het tweede effect is indirecte schade door verdichting van de ondergrond met (verschil)zakkingen van belendende funderingen en leidingen als gevolg.

De gevolgen van verdichting van de ondergrond kunnen zijn:

- zakking van bestaande funderingen, met als gevolg schade aan bestaande belendingen;
- verlies van draagkracht van funderingen door een tijdelijke wateroverspanning in de ondergrond;
- zakking van nieuw gebouwde constructies binnen de bouwkuip;
- (verschil-)zakking van leidingen in de omgeving van de damwand;
- bij pers- en ontvangstuipen verschil van zakking van de leiding binnen en buiten de kuip;
- opdrijven van leidingen in verweekte grond;
- zakking van wegen en spoorwegen, met als gevolg dat deze tijdelijk moeten worden afgesloten;
- instabiliteit van dijken, oevers en andere waterbouwkundige constructies.

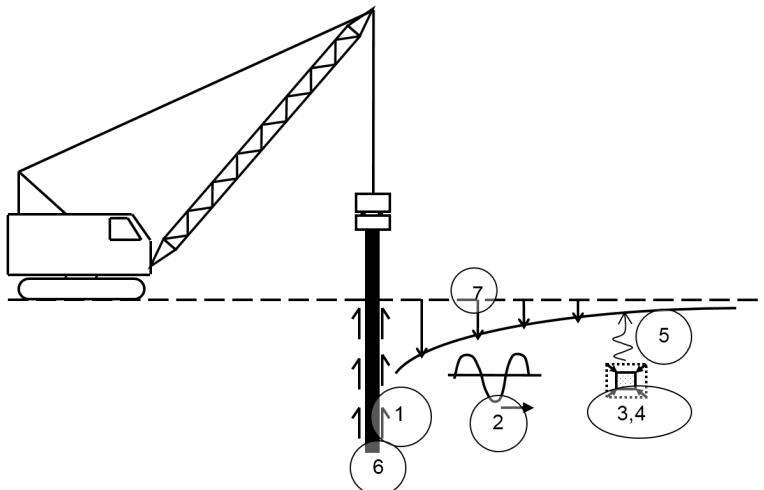
Het doel van de literatuurstudie is het geven van een overzicht van de bestaande kennis over zakking door verdichting, waarbij ook een beschrijving wordt gegeven van de belangrijkste optredende mechanismen. Tevens is een overzicht gegeven van de bestaande modellen om de zakking als gevolg van verdichting te voorspellen.

Als onderdeel van de literatuurstudie is ook een inventarisatie gedaan van in de adviespraktijk gebruikte vuistregels. In bijlage E zijn de vuistregels opgenomen die in diverse literatuur zijn genoemd en in de adviespraktijk worden gebruikt ter bepaling van de invloed op funderingen en leidingen.

2.2 Beschrijving basismechanismen

2.2.1 Relevante mechanismen

In Meijers 2007 [39] en Meijers en Van Tol 2009 [41] wordt het mechanisme dat tot zakking leidt beschreven. Zie ook bijlage C. Daarbij is uitgegaan van de zogenoemde 'bron-pad-object' benadering. Figuur 2-1 toont schematisch het totale proces.



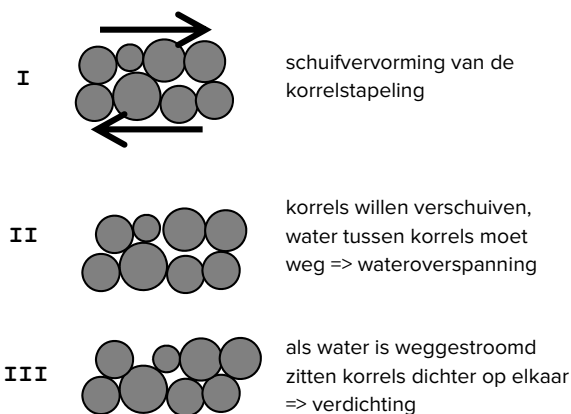
Figuur 2-1 Schema met deelprocessen die maaiveldzakking geven, voor een verklaring van de nummers wordt naar de tekst verwezen.

Het proces dat uiteindelijk tot verdichting leidt kan worden opgedeeld in een aantal deelprocessen. Deze zijn (voor de nummering zie ook figuur 2-1):

1. overdracht van trillingen (schuifspanningen) vanuit de plank naar de omgeving;
2. voortplanting van de trillingen in de ondergrond;
- 3, 4 de trillingen veroorzaken een verdichting van het korrelskelet, onder de grondwaterstand zal in eerste instantie een opbouw van wateroverspanning optreden;
- 5 een eventuele wateroverspanning dissipeert, waardoor het korrelskelet alsnog een dichtere pakking aanneemt;
- 6 het volume van de damwand veroorzaakt ook een gronddeformatie, bij het plaatsen van de damwand compenseert deze het volumeverlies door verdichting, bij het verwijderen van de damwand geeft dit een extra volume verlies;
- 7 de grond zal zakken om het volumeverlies te compenseren, met als gevolg een maaiveldzakking.

2.2.2 Verdichting als gevolg van trillingen

In Meijers en Van Tol 2009 [41] wordt een kwalitatieve beschrijving gegeven van het gedrag van een korrelskelet tijdens trillingen. Voor een begrip van de optredende verschijnselen wordt dat gedeelte hier overgenomen. In essentie bestaat zand uit een stapeling van korrels met daartussen poriën. Deze poriën kunnen leeg zijn, gedeeltelijk gevuld met water of volledig gevuld met water. In rustsituatie rusten de korrels op elkaar en worden de spanningen via contactkrachten overgedragen (subfiguur I in figuur 2-2).

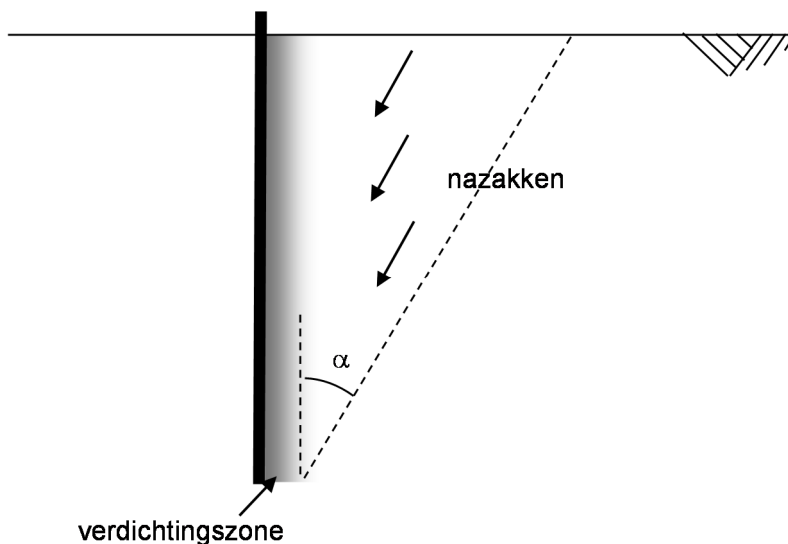


Figuur 2-2 Gedrag korrelskelet (schematisch) bij wisselende belasting.

Een trilling betekent in feite dat de korrels iets heen en weer willen verschuiven. Voor het begrip kan een trilling het beste worden gezien als een kleine schuifvervorming. Bij een zeer kleine trillingsamplitude (schuifrekamplitude) zullen de korrels alleen een beetje heen en weer bewegen, maar niet blijvend t.o.v. elkaar verplaatsen. Bij iets grotere schuifrekamplituden kunnen ze blijvend ten opzichte van elkaar verplaatsen. Dit is weergegeven in II en III van figuur 2-2. Als er niets in de ruimte tussen de korrels zit kunnen ze een iets dichtere pakking aannemen (contractie, ze vallen als het ware in de ruimte tussen de korrels, zie III van figuur 2-2. Hierdoor ontstaat er elders in het korrelskelet weer enige ruimte zodat dit proces zich bij een volgende wisseling kan herhalen. De verdichting bij iedere volgende wisseling neemt wel af. Als de schuifrek groter wordt zullen de korrels weer over de volgende korrels worden verschoven zodat dan het volume (tijdelijk) wil toenemen. Voor statische belasting (schuifvervorming) staat dit verschijnsel bekend als 'dilatantie'.

In veel gevallen zijn de poriën tussen de korrels gevuld met water. Voordat de korrels dichter op elkaar kunnen gaan zitten moet dit water eerst wegstromen, waar enige tijd voor nodig is. Bij een laagfrequente belasting is deze tijd wel aanwezig en is het gedrag niet wezenlijk anders dan hiervoor beschreven. Bij een hoogfrequente belasting is de tijd tussen twee wisselingen te kort om het water te laten wegstromen. Het gevolg is dat de korrels in eerste instantie een deel van hun onderlinge contact verliezen. Zie II in figuur 2-2. Hierdoor neemt de korrelspanning, en daarmee de sterkte, af. Na enige tijd is het teveel aan water weggestroomd en zitten de korrels wel dichter op elkaar. Het resultaat is dat het volume van de grond alsnog afneemt, maar dan vertraagd t.o.v. het moment van belasting. Zie III in figuur 2-2.

Volgens Meijers 2007 [39] en Meijers en Van Tol 2009 [41] treedt de verdichting op in een beperkte zone (minder dan 1 m) van de damwand. Door het nazakken ontstaat aan het maaiveld een bredere trog, zie figuur 2-3. Door Hergarden [18] en Meijers [38] wordt verondersteld dat de hoek van het nazakken ongeveer 30 graden is en overeenkomt met de hoek die hoort bij de actieve gronddruk op de damwand. Deze hoek is in diverse onderzoeken (Meijers [39] en Meijers en Van Tol [41], Nijs et al 2015a) [47] bevestigd.



Figuur 2-3 Illustratie nazakken.

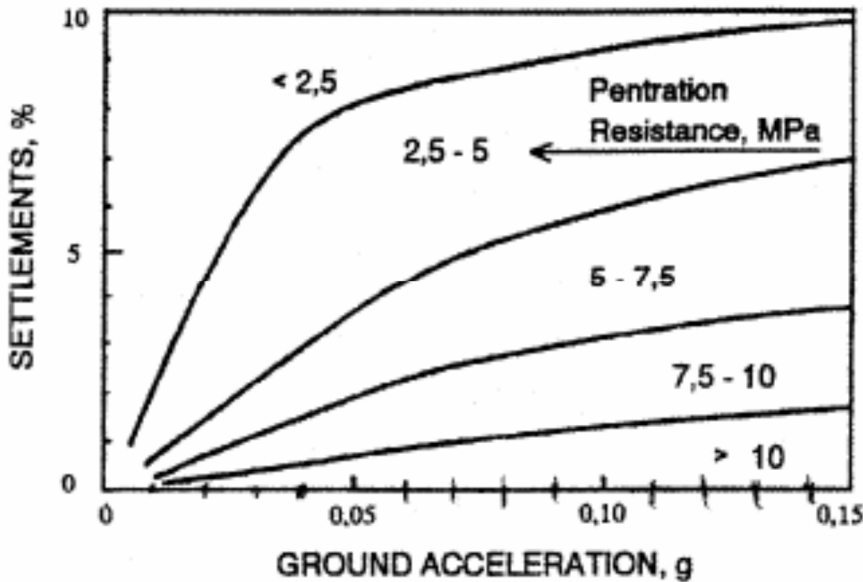
Diverse onderzoekers hebben modellen opgesteld om de zakking/verdichting bij het in- en uittrillen van damwanden te voorspellen. De volgende modellen zijn in de literatuur beschreven:

- Methode Massarsch 1992
- Methode Massarsch 2000
- Methode Massarsch 2004
- Methode Drabkin, Kim et al.
- Methode Bement
- Methode Hergarden
- Methode Lukas and Gill
- Methode Meijers
- Methode McGough
- Methode De Nijs
- FEM berekeningen

Hierna worden deze modellen kort beschreven. Tot slot wordt in een tabel een overzicht van de belangrijkste kenmerken van deze modellen gegeven.

Methode Massarsch 1992

Massarsch 1992 [29] toont een grafiek in figuur 2-4 op basis waarvan de verdichting als functie van de conusweerstand en piekversnelling kan worden bepaald. Gesteld wordt dat de grafiek gebaseerd is op ervaringen bij vibro-compactie. Die ervaringen worden echter niet gegeven.



Figuur 2-4 Verdichting volgens Massarsch 1992 [29].

Methode Massarsch 2000

In 2000 publiceert Massarsch [30] een tweede methode om de verdichting bij het intrillen te bepalen. De methode bestaat in essentie uit twee stappen:

- bepaling van de schuifrekamplitude;
- bepaling van de volumerek uit de schuifrekamplitude.

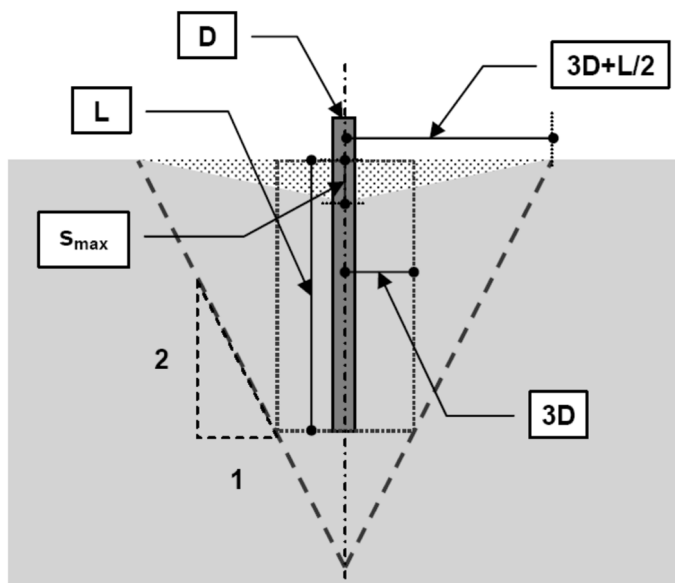
Voor het bepalen van de schuifrekamplitude wordt uitgegaan van de snelheidsamplitude. Voor het verloop met de diepte wordt een Rayleigh golf verondersteld.

Methode Massarsch 2004

In 2004 publiceert Massarsch [31] een eenvoudige methode om de maaiveldzakking bij het installeren van palen in zand te bepalen. Uit de publicatie is niet duidelijk of de methode geldig is voor heien of voor intrillen. Strikt genomen is deze methode dus niet opgesteld voor het intrillen van damwanden, maar vanwege de eenvoud wordt de methode hier wel genoemd.

De methode omvat drie eenvoudige formules. Behalve de geometrie parameters komt hierin een empirische parameter α voor. Deze is een functie van de relatieve dichtheid en de benodigde energie van het blok. De laatste is echter alleen kwalitatief benoemd als 'laag', 'gemiddeld' en 'hoog', zonder verdere kwantificering daarvan.

De vorm van de trog is weergegeven in figuur 2-5.



Figuur 2-5 Afmetingen zakkingstrog volgens Massarsch 2004 [31].

De formules waarmee de vorm van de zakkingstrog berekend kan worden zijn hierna gegeven:

De halve breedte van de trog bedraagt:

$$B = 3D + \frac{L}{2}$$

Waarin:

D is diameter paal

L is lengte paal in de grond

De zakking dicht bij de damwand, s_{max} , en de gemiddelde zakking, s_{avg} , zijn:

$$s_{max} = \alpha(L + 6D)$$

$$s_{avg} = \frac{\alpha(L + 6D)}{3} = \frac{s_{max}}{3}$$

Waarin:

α is de compressiefactor, een empirische constante.

In tabel 2-1 worden de waarden voor α gegeven.

Tabel 2-1 Compressiefactor α .

Dichtheid zand	driving energy		
	laag	gemiddeld	hoog
zeer los	0.02	0.03	0.04
los	0.01	0.02	0.03
middel vast	0.005	0.01	0.02
vast	0.00	0.005	0.01
zeer vast	0.00	0.00	0.005

Methode Drabkin, Kim et al.

Op basis van een serie van 27 cyclische testen op zand hebben Drabkin, Lacey en Kim (Kim Drabkin 1995 [23]), Drabkin, Lacy, Kim 1996 [14]) een formule afgeleid voor de verdichting als functie van snelheidsamplitude, deviatorische spanning, isotrope spanning, korrelafmeting, aantal wisselingen, droog of verzadigd zand en begindichtheid.

Methode Bement

Ook Bement en Shelby (Bement Shelby 1997 [3]) hebben uit cyclische proeven een uitdrukking voor de verdichting afgeleid. Parameters in de formule zijn de dichtheid, de korrelverdeling, de versnellingsamplitude en de verticale spanning.

Methode Hergarden

Door Hergarden (Hergarden 2000 [18], Hergarden en Tol 2001 [20]) is een model ontwikkeld waarmee de zakking bij het intrillen van damwanden bepaald kan worden. De zakking is een functie van de trillingsamplitude (versnellingsamplitude) en dichtheid zand. Hergarden was de eerste die rekening hield met de bijdrage van het damwandvolume op de maaiveldzakking.

Bij het opstellen van de methode is in eerste instantie wel gekeken naar de invloed van het aantal trillingen, maar uiteindelijk verondersteld dat bij het intrillen van damwanden de einddichtheid wordt bereikt zodat het aantal wisselingen geen modelparameter meer is.

Methode Lukas and Gill

Lukas en Gill (1992) [27] gebruiken deels modellen voor het analyseren van aardbeving om de verdichting bij het heien van palen te voorspellen. Hierbij worden een aantal formules en parameters gebruikt die voor het intrillen van damwanden niet geldig zijn. De methode is daarom daarvoor niet geldig.

Methode Meijers

Meijers (Meijers 2007 [39]) (Meijers en Van Tol, 2009 [41]) modelleert het proces van maaiveldzakking door het intrillen van damwanden als het resultaat van een serie deelprocessen, zoals beschreven in bijlage C.

De berekening wordt uitgevoerd in het tijddomein. Verondersteld wordt dat de plank met een constante snelheid wordt in- of uitgegrild.

Voor de validatie van het model is in Raamsdonksveer een goed geïnstrumenteerde veldproef uitgevoerd. Tevens is gebruik gemaakt van een aantal gerapporteerde maaiveldzakkingen bij het intrillen van damwanden. Daaruit volgde dat het met dit model voorspelde zakking door verdichting meestal binnen een factor 0,5 tot 2 van de werkelijk opgetreden zakking door verdichting ligt. De werkelijke nauwkeurigheid bij intrillen is (relatief) lager omdat het damwandvolume de zakking reduceert.

Het model is als onderdeel van het programma D-SheetPiling beschikbaar. Zie bijlage C.

Methode McGough

Op basis van zakkingsmetingen bij het verwijderen van damwanden bij een project in Perth (Australië) heeft McGough [32] een empirische formule voor de maaiveldzakking opgesteld. Als vorm is gekozen:

$$z (mm) = A \cdot \ln(r(m)) - B$$

Waarin:

z is de zakking (in mm);

r is de afstand tot de damwand (in m);

A,B zijn empirische parameters.

Voor de berekening van de maaiveldzakking moeten de volgende 6 stappen worden doorlopen:

- 1 Bepaal de doorsnede van de damwand per strekkende meter (X).
- 2 Bepaal de lengte van de damwand in de grond (L).
- 3 Bepaal met de voorgaande twee stappen het volume van de damwand per strekkende meter, $V_p = X * L$.
- 4 Bepaal een vergrotingsfactor voor het volume (door McClough wordt deze parameter een adhesie/geologie factor genoemd (f)).
- 5 Bereken het verwachte volumeverlies, $V_L = V_p * f$.
- 6 Bepaal de twee parameters A en B in de formule voor de maaiveldzakking met:
 $A = V_L / [0.0072 * \ln(V_L) + 0.0197]$
 $B = A * [0.5948 * \ln(V_L) + 3.1994]$
- 7 Bereken de maaiveldzetting met de eerder genoemde formule.

Voor de validatie van het model heeft McGough de resultaten van de damwandproef Raamsdonksveer gebruikt.

Deze methode is opgesteld en gevalideerd voor het verwijderen van damwanden. In de methode is in feite zowel het volumeverlies door verdichting als het volumeverlies door aanhangende grond bij het verwijderen verwerkt. Hoe de parameter f bepaald moet worden is overigens niet beschreven.

Methode De Nijs

Door De Nijs (Nijs 2003 [50]) (Nijs et al 2015a [47]) (Nijs et al 2015b [49]) wordt op basis van CPT onderzoek en bepaling van de benodigde slagkracht met behulp van de verwekingstheorie van Seed en Idriss de mate van verdichting bepaald middels de methode van Massarsch 1992. In de bronversnelling wordt daarbij een bandbreedte van 0,1 g tot 0,3 g gehanteerd. Vervolgens wordt uit de diepte specifieke vaststelling van verdichting en een inschatting van de breedte van de verdichtingszone (bandbreedte tussen de 0,5 en 1 m, afhankelijk van de benodigde slagkracht) een zakkingstrog berekend. Uitgegaan wordt van eindverdichting, daar het intrilproces al zeer veel trillingscycli met zich meebrengt. De zettingstrog wordt daarbij onder actieve wig berekend in analogie met Hergarden. De trogfmeting wordt vermeerderd met de breedte van de verdichtingszone.

Het verschil met de methode Hergarden en de methode Meijers is dat de verdichting niet wordt berekend met geschatte parameters op basis van CPT onderzoek, maar direct wordt afgeleid uit een verdichting/ slagkracht / CPT correlatie

EEM berekeningen

Er is een beperkt aantal publicaties waarin de zakking door intrillen van damwanden wordt berekend met een EEM berekening (Grabe, Mahutka 2005 [15]), (Mahutka, Grabe 2006 [28]) (Hamann Grabe 2013 [17]). Dit type berekeningen wordt ook gemaakt om het installeren van palen te modelleren (zie bijvoorbeeld Phuong et al 2014 [51]).

Momenteel zijn deze berekeningen nog tijdrovend, en kan er vanuit praktisch oogpunt slechts een beperkte tijdsperiode worden doorgerekend. Ze bieden wel de mogelijkheid om niet alleen de verdichting en maaiveldzakking, maar ook de invloed daarvan op belendingen te berekenen.

Vergelijking methoden

In tabel 2-2 worden de belangrijkste kenmerken van de verschillende methoden vergeleken.

Tabel 2-2 Vergelijking diverse methoden voorspelling maaiveldzakking.

Model	Type belasting	Belasting parameter	Aantal wisselingen meegenomen?	Berekening water-overspanning?	Dichtheid zand meegenomen?	Opmerkingen
Massarsch 1992	trillen	Versnellings-amplitude	nee	nee	ja	
Massarsch 2000	niet vermeld	Schuifrek-amplitude	ja	nee	deels (alleen Re = 45% en Re = 60%)	
Massarsch 2004	niet vermeld	--	nee	ja	ja	
Drabkin, Kim et al.	niet vermeld	Snelheids-amplitude	ja	nee	ja	
Bement	trillen	Versnellings-amplitude	nee	nee	ja	Korrelverdeling meegenomen
Hergarden	trillen	Versnellings-amplitude	nee (aanname: zeer groot)	nee	ja	
Lukas,Gill	niet vermeld	Schuifrek-amplitude	ja	nee	ja	
Meijers	trillen	Schuifspannings-amplitude	Ja	ja	Ja	
McGough	--	--	nee	nee	nee	Alleen verwijderen, verdichting moet worden geschat
De Nijs	--	--	nee	nee	ja	Afleiding verdichting op basis van Massarsch (verdichting) en Seed en Idriss (bronversnelling verweking)
Grabe, Mahutka	trillen	--	ja	nee	nee	EEM model

Resumé van de diverse methoden

Het aantal gepubliceerde methoden is beperkt. De meeste zijn relatief eenvoudig van opzet. De meeste methoden beschrijven alleen de berekening van de verdichting, aan de gebruiker wordt overgelaten om te bepalen hoe uit de verdichting de maaiveldzakking berekend moet worden. Ook geven niet alle methoden aan hoe de grootte van de belastingsamplitude (bijvoorbeeld de versnellingsamplitude) bepaald moet worden.

Voor de belastingparameter blijken er twee parameters te worden gebruikt, namelijk de versnellingsamplitude en de snelheid/schuifrekamplitude. Op dit punt zijn er dus twee "scholen" of "richtingen" te onderscheiden.

De methode Hergarden geeft een redelijk complete beschrijving van het totale proces.

De methode Meijers neemt het totale proces in nog meer detail mee, maar vereist specifieke software (D-SheetPiling) voor de berekening.

Met EEM berekeningen kan in theorie het totale proces worden gemodelleerd, inclusief de effecten op belendingen. Het grote aantal wisselingen tijdens plaatsen en verwijderen van damwanden maakt dat deze aanpak voor de praktijk nog niet bruikbaar is.

2.2.3 Wateroverspanningen

Waterspanningen hebben effect op de grootte van de effectieve korreldruk en daarmee invloed op de draagkracht van de ondergrond waarop de fundering op staal is gefundeerd. Bij waterkeringen kunnen hoge wateroverspanningen in combinatie met een dynamische belasting (heien / trillen) leiden tot instabiliteit van de kering.

Onder de grondwaterstand zal door trillingen in eerste instantie geen verdichting, maar wateroverspanning ontstaan. Deze wateroverspanning heeft invloed op de draagkracht van funderingen, vooral funderingen op staal.

Door afstroming (dissipatie) van water verdwijnt deze wateroverspanning weer en treedt de verdichting alsnog op. In bijlage G is het mechanisme meer in detail beschreven.

In de literatuur zijn geen modellen beschreven waarmee direct en op een eenvoudige manier de optredende wateroverspanning in de grond tijdens het trillen van een damwandplank voorspeld kan worden. In bijlage G is tevens een overzicht gegeven van een aantal praktijkcases waar metingen beschikbaar waren.

De grootte van de wateroverspanningen en de zone waarin wateroverspanningen aanwezig zijn wordt bepaald door de geohydrologische situatie. In situaties waarin de wateroverspanning snel kan dissiperen (goed doorlatend zand, geen afsluitende kleilaag aan maaiveld en bij of kort onder de teen van de damwand) is de zone met wateroverspanningen beperkt in grootte (orde 5 – 10 m). Indien de wateroverspanning minder gemakkelijk kan dissiperen zijn grotere zones met wateroverspanningen mogelijk. Er zijn metingen beschikbaar waarbij op 50 m afstand nog enige wateroverspanning is gemeten.

2.2.4 Vullen van de spleet / aanhangende grond

De damwand vertegenwoordigt een volume staal. Bij het installeren van damwanden zal dit volume een deel van het volumeverlies door verdichting compenseren. Bij verwijderen is er sprake van een extra volumeverlies bovenop het volumeverlies door verdichting. Dit betreft niet alleen het volume staal van de damwand, maar ook de grond die aan de damwand blijft hangen. Hierdoor ontstaat de situatie dat bij installeren van damwanden weliswaar de meeste verdichting optreedt, maar dat bij verwijderen van damwanden meestal de meeste zakking ontstaat. Voorbeelden hiervan zijn de damwandproef Raamsdonksveer (Meijers 2007 [38]) en de damwandproef Antwerpen (Nijs et al 2015a [47]). Zie ook foto 2-1 en paragraaf 6.4.



Foto 2-1 Voorbeeld aanhangende grond bij verwijderen Spanwand.

2.2.5 Overeenkomst en verschillen met situatie tijdens aardbevingen

Tijdens aardbevingen treden er ook verschijnselen als ontstaan van wateroverspanning en van verdichting op. Er zijn echter een aantal belangrijke verschillen, die in tabel 2-3 kort zijn weergegeven.

Tabel 2-3 Vergelijking belasting bij aardbeving en bij in- en uittrillen damwanden.

Aspect	In- en uittrillen damwand	Aardbeving
Duur	3 – 10 minuten	3 s – 1 minuut
Aantal wisselingen	10.000 – 30.000	2 – 20
Frequentie	25 – 40 Hz	0,2 – 5 Hz
Tussentijdse dissipatie wateroverspanning	Relevant	Verwaarloosbaar
Belastingamplitude	Sterke afname met toename afstand tot de damwand	Verwaarloosbare variatie in horizontale richting

Het belangrijkste verschil is het verschil in tijdsduur. Bij een aardbeving is de duur enkele seconden (bij ondiepe, geïnduceerde aardbevingen zoals in Groningen) tot 1 minuut bij zware tektonische aardbevingen. Dit heeft direct twee gevolgen:

- het aantal wisselingen is significant lager;
- door de korte tijdsduur is de tussentijdse dissipatie verwaarloosbaar.

Door deze verschillen kunnen rekenmethoden zoals die voor aardbevingen worden gebruikt niet zonder meer voor de situatie tijdens het in- en uittrillen van een damwand worden gebruikt.

Analyse praktijkcases

3.1 Inleiding

Momenteel zijn in Nederland twee veelgebruikte methoden beschikbaar om maaiveldzettingen te voorspellen als gevolg van trillingen door het inbrengen en verwijderen van damwanden. Dit zijn de methode Meijers en Hergarden.

In dit hoofdstuk zijn beide methoden geanalyseerd aan de hand van een aantal geselecteerde praktijkcases die binnen de commissie zijn verzameld.

Voor een beschrijving van het model Hergarden en Meijers wordt verwezen naar paragraaf 2.2. en bijlagen B en C.

3.2 Kwalitatieve vergelijking modellen

Ten behoeve van het inzicht in het verschil tussen de modellen van Meijers en Hergarden zijn in tabel 3-1 de invoerparameters weergegeven. De invoerparameters gelden voor de implementatie van het model in D-SheetPiling.

Tabel 3-1 Overzicht invoerparameters (X geeft aan dat het een invoerparameter is).

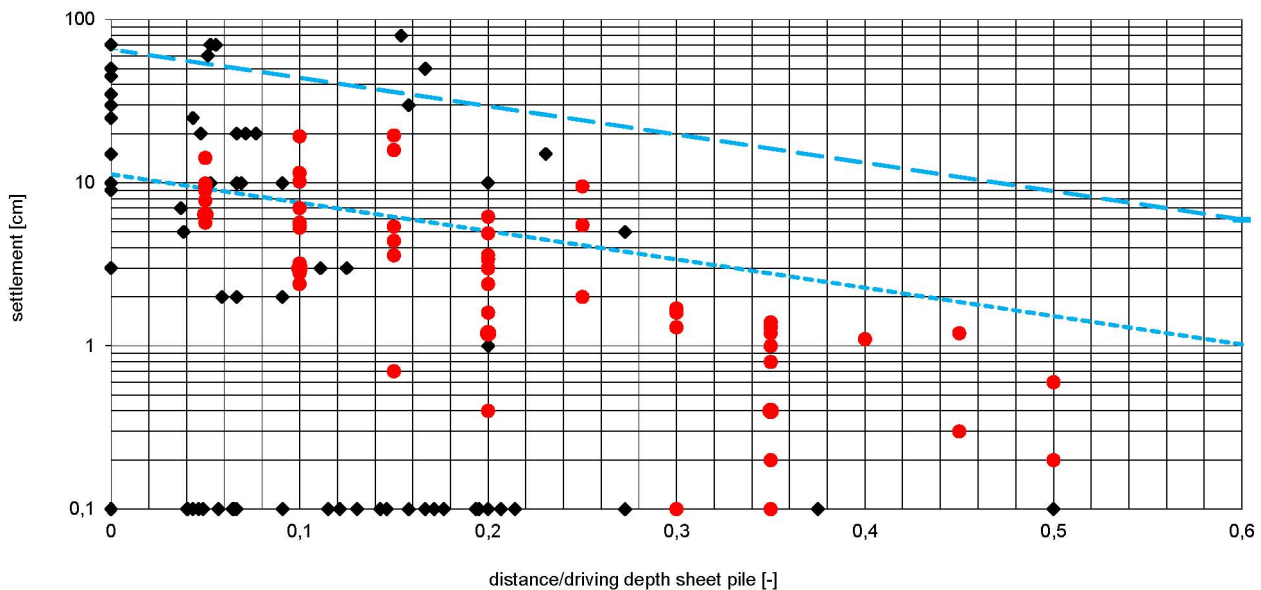
Invoerparameter	Meijers	Hergarden
Relatieve dichtheid	X	X
Horizontale doorlatendheid	X	
Empirische parameter α (Barkan)		X
Slagkracht trilblok		X
Correctiefactor slagkracht trilblok		X
Frequentie trilblok		X
Trillingsversnelling		X
Dempingsfactor		X
Poriëngetal (min/max)		X

3.3 Beschrijving van de praktijkcases

Door de commissieleden zijn praktijkcases aangedragen waarbij maaiveldzettingen zijn gemeten als gevolg van het inbrengen en verwijderen van damwanden. Kijkend naar het doel van de commissie, het bepalen van invloed op de omgeving, wordt opgemerkt dat er geen praktijkcases zijn waarbij:

- deformaties in de ondergrond zijn gemeten;
- deformaties aan objecten/funderingen zijn gemeten.

De bij de praktijkcases gemeten maaiveldzakkingen (totaalzakking) zijn voor de beeldvorming in eerste instantie afgezet tegen data uit GeoBrain zoals gepresenteerd in het proefschrift van Meijers [39]. De vergelijking is in figuur 3-1 weergegeven.



Figuur 3-1 Vergelijking praktijkcases met gegevens uit GeoBrain (zwarte punten: GeoBrain; rode punten: praktijkcases; blauwe lijnen: 50% en 95% waarden conform [39]).

Uit vergelijking van de gemeten zettingen met de data uit GeoBrain is op te maken dat de orde grootte en trend onderling vergelijkbaar zijn.

Van de vijftientig aangedragen praktijkcases zijn er vijf geselecteerd die uiteindelijk voldoende informatie bleken te bevatten om de beschikbare methoden om maaiveldzakkingen te voorspellen te analyseren. De vijf geselecteerde praktijkcases zijn:

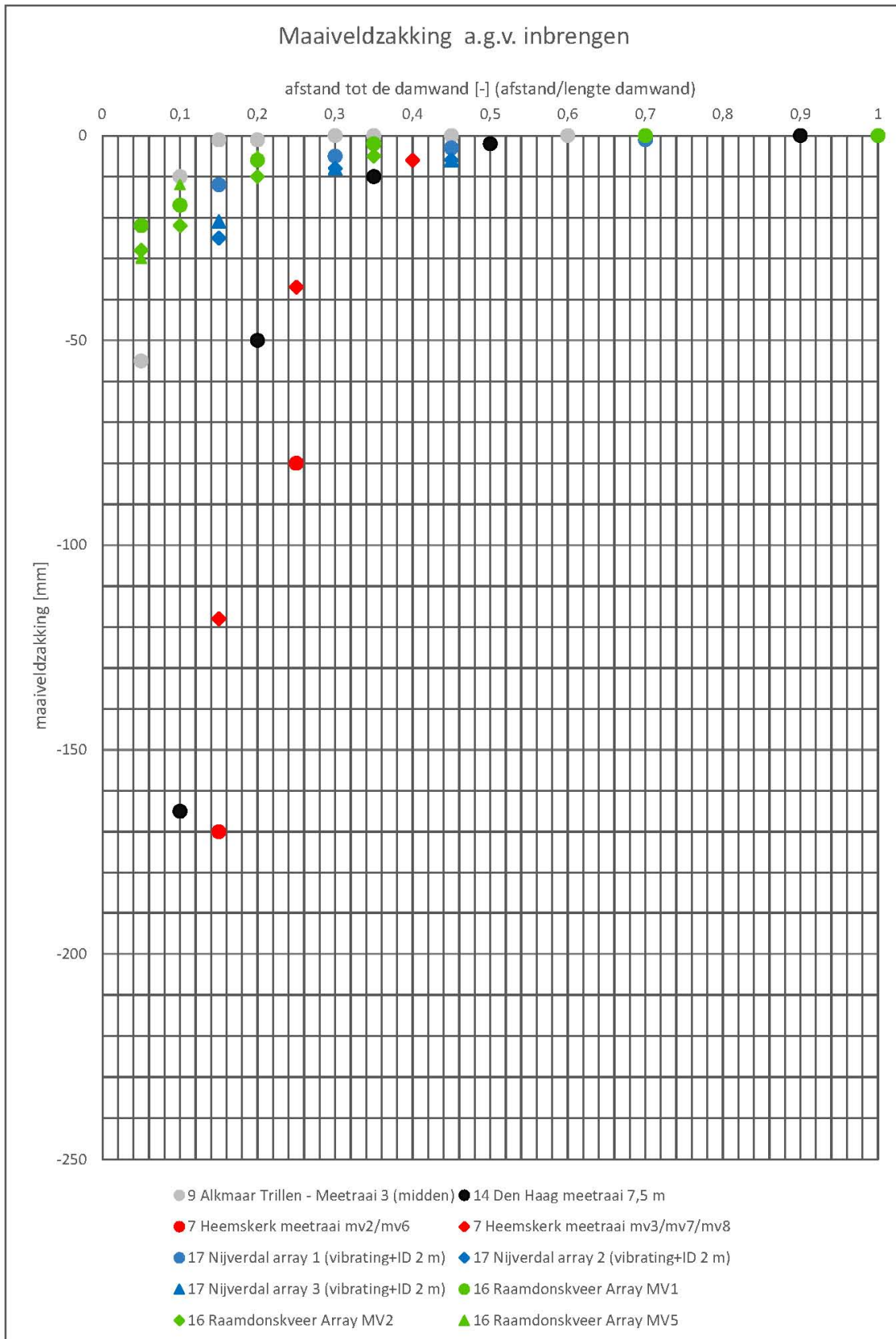
- Alkmaar;
- Den Haag;
- Heemskerk;
- Nijverdal;
- Raamsdonksveer.

Een samenvattende beschrijving inclusief relevante informatie van de vijf praktijkcases is in de vorm van fact-sheets opgenomen in bijlage A. De praktijkcases Nijverdal en Raamsdonksveer zijn overgenomen uit [39].

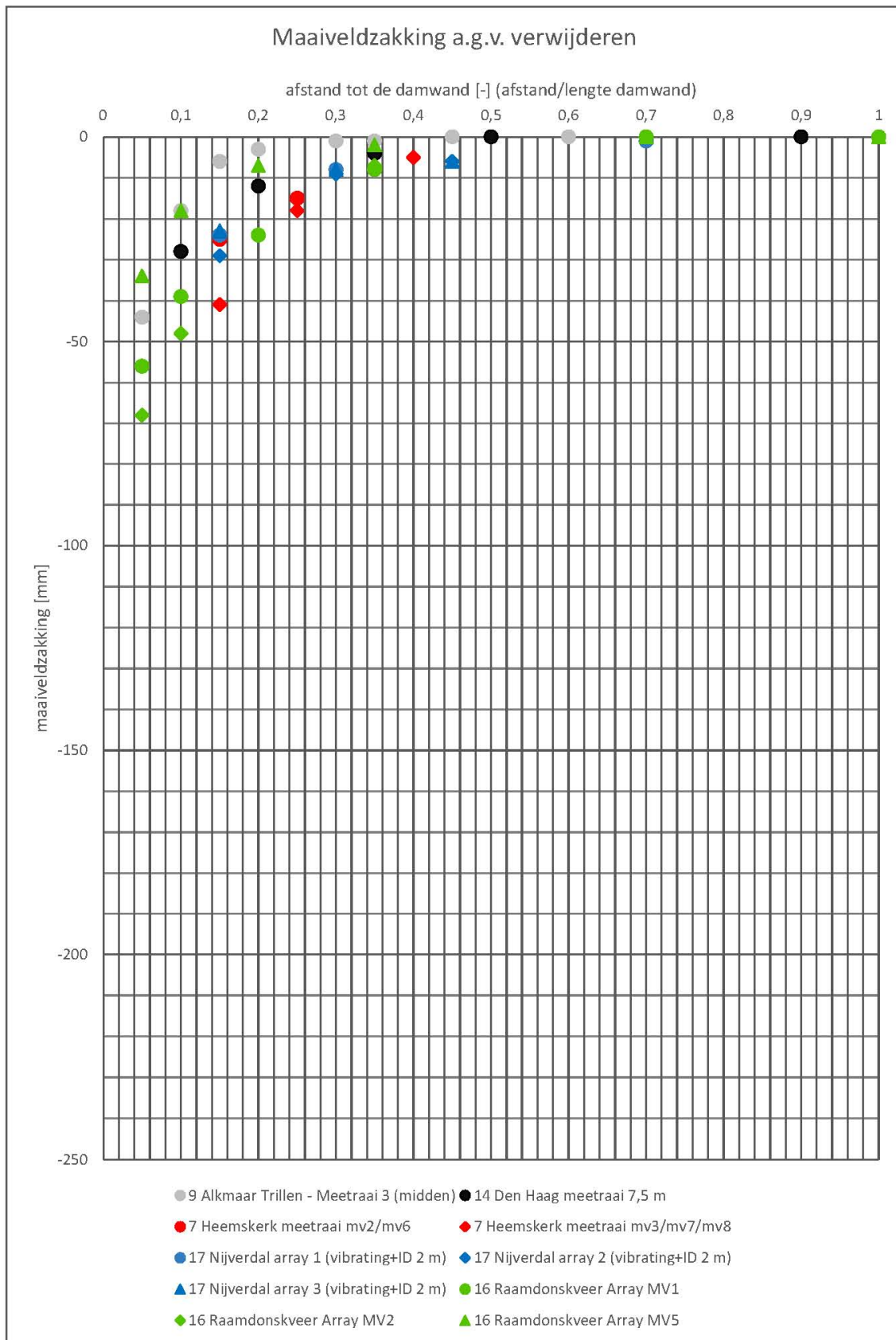
De bij de vijf praktijkcases gemeten, of daarvan afgeleide, maaiveldvormingen bij het installeren en trekken van de damwanden en de totale deformatie zijn in figuur 3-2 tot en met figuur 3-4 weergegeven. In deze figuren staat op de horizontale as de afstand tot de damwand en op de verticale as de maaiveldzakking. De horizontale afstand is dimensieloos gemaakt door deze te delen door de planklengte.

Een aantal opmerkingen bij deze figuren:

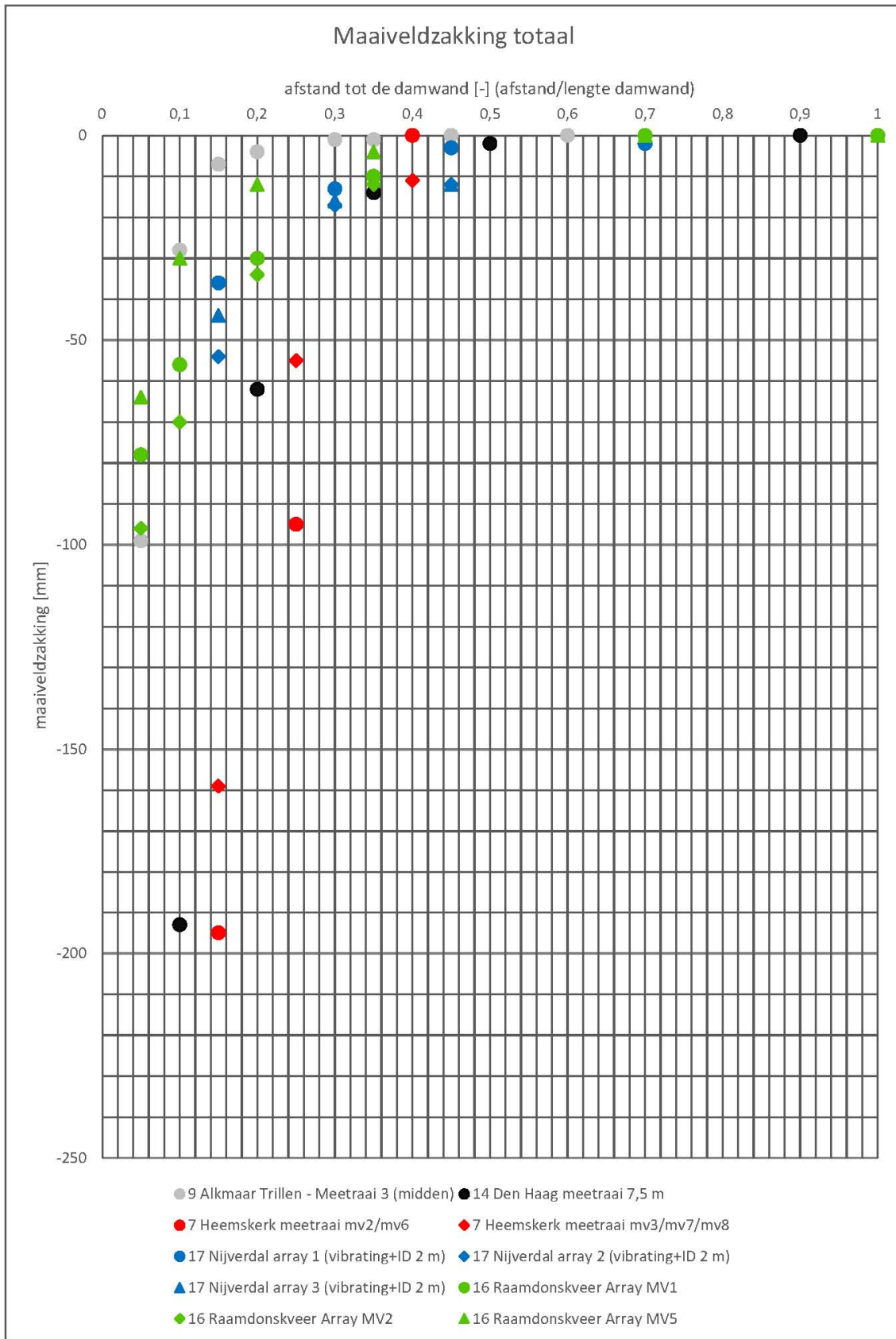
- Voor een aantal praktijkcases zijn meerdere raaien gemeten. In de figuren zijn per case de meest representatief geachte meetraaien weergegeven. Dit zijn meestal de meetraaien die zich min of meer in het midden bevinden van het traject waarover de damwanden zijn aangebracht.
- Alleen van de Case Raamsdonksveer zijn de totale zakkingen vermeld in de beschikbare informatie. Voor de overige praktijkcases is de totale zakking bepaald door de zakking als gevolg van inbrengen en verwijderen van de damwanden te sommeren.



Figuur 3-2 Gemeten maaiveldzakkingen bij intrillen.



Figuur 3-3 Gemeten maaiveldzakkingen bij uittrillen.



Figuur 3-4 Totale maaiveldzakkingen.

3.4 Analyse praktijkcases met methode Meijers

3.4.1 Model Meijers in DSheetPiling

De praktijkcases zijn geanalyseerd met het model Meijers zoals geïmplementeerd in D-SheetPiling versie 16.1.2.1.

De parameters die, naast de afmetingen van de damwand, ten behoeve van de voorspelling van de maaiveldzakkingen moeten worden ingevoerd zijn:

- relatieve dichtheid;
- horizontale waterdoorlatendheid;
- grondsoort.

3.4.2 Relatieve dichtheid

De relatieve dichtheid is afgeleid van de sonderingen met behulp van de empirische relaties van Baldi et al 1986 en Lunne et al 1997:

$$R_e = \frac{1}{2,41} \ln \frac{q_c}{157 \cdot (\sigma'_z)^{0,55}} * 100\% \quad \text{Baldi [1]}$$

$$R_e = \frac{1}{2,91} \ln \frac{q_c}{61 \cdot (\sigma'_z)^{0,71}} * 100\% \quad \text{Lunne en Christoffersen [24, 25, 26]}$$

Hierbij geldt:

R_e is poriëngetal of relatieve dichtheid o.b.v. poriëngetal;

Normaal geconsolideerd Ticino zand;

q_c is de conusweerstand [kPa];

σ'_z is de effectieve verticale korrelspanning [kPa].

Opgemerkt wordt dat de empirische vergelijkingen van Baldi en Lunne gelden voor homogene goed gegradeerde zandlagen. Indien toevoegingen zoals silt aanwezig is dan wordt een onderschatting van de relatieve dichtheid verkregen (in werkelijkheid is de dichtheid hoger).

Voor de meeste praktijkcases zijn meerdere sonderingen beschikbaar. Per case zijn in principe twee (vooraf gemaakte) sonderingen geselecteerd die naar verwachting de meeste en minste maaiveldzakking geven (lage en hoge conuswaarden). Voor de case Den Haag is één sondering beschikbaar. De per case gebruikte sonderingen zijn opgenomen in bijlage B.

Elke sondering is ingedeeld in lagen met vergelijkbare conusweerstand. In D-SheetPiling kunnen maximaal 15 lagen worden gemodelleerd. De per gebruikte sondering en per laag berekende relatieve dichtheid is opgenomen in bijlage B.

3.4.3 Horizontale waterdoorlatendheid

De horizontale waterdoorlatendheid moet, binnen de rekenmodule voor het bepalen van de maaiveldzakking, zodanig gekozen worden dat een gelijkmatig verloop van de zakkingslijnen wordt gevonden.

De gebruikte waarden zijn niet gerelateerd aan de grondeigenschappen van de grondlagen die op de betreffende locatie aanwezig zijn. De in de praktijkcases toegepaste waterdoorlatendheden staan in tabel 3-2.

Tabel 3-2 Toegepaste horizontale waterdoorlatendheid.

Case	Toegepaste horizontale waterdoorlatendheid [m/s]
Alkmaar	1.10^{-5}
Den Haag	1.10^{-4}
Heemskerk	1.10^{-5}
Nijverdal	1.10^{-5}
Raamsdonksveer	1.10^{-5}

In model Meijers wordt de doorlatendheid gebruikt om de dissipatie te berekenen, wat weer van invloed is op de stijfheid en de maximale schuifspanning bij de interface damwand-grond. Door de dissipatievergelijking in het model is dit gevoelig voor de doorlatendheid. Hierdoor ontspoot de berekening soms. Het is verstandig om geen doorlatendheid groter dan 10^{-4} m/s te kiezen. Bij onrealistische zakkingsstrogen (bijvoorbeeld een constante zakking op grote afstand van de damwand) is het verstandig om de berekening te herhalen met een lagere doorlatendheid in het zand van bijvoorbeeld 10^{-5} m/s.

3.4.4 Grondsoort

De per laag aan te houden grondsoort is afgeleid van de conusweerstand en het wrijvingsgetal. De gekozen grondsoort per laag is weergegeven in bijlage C. In het programma D-SheetPiling kan voor de volgende grondsoorten worden gekozen:

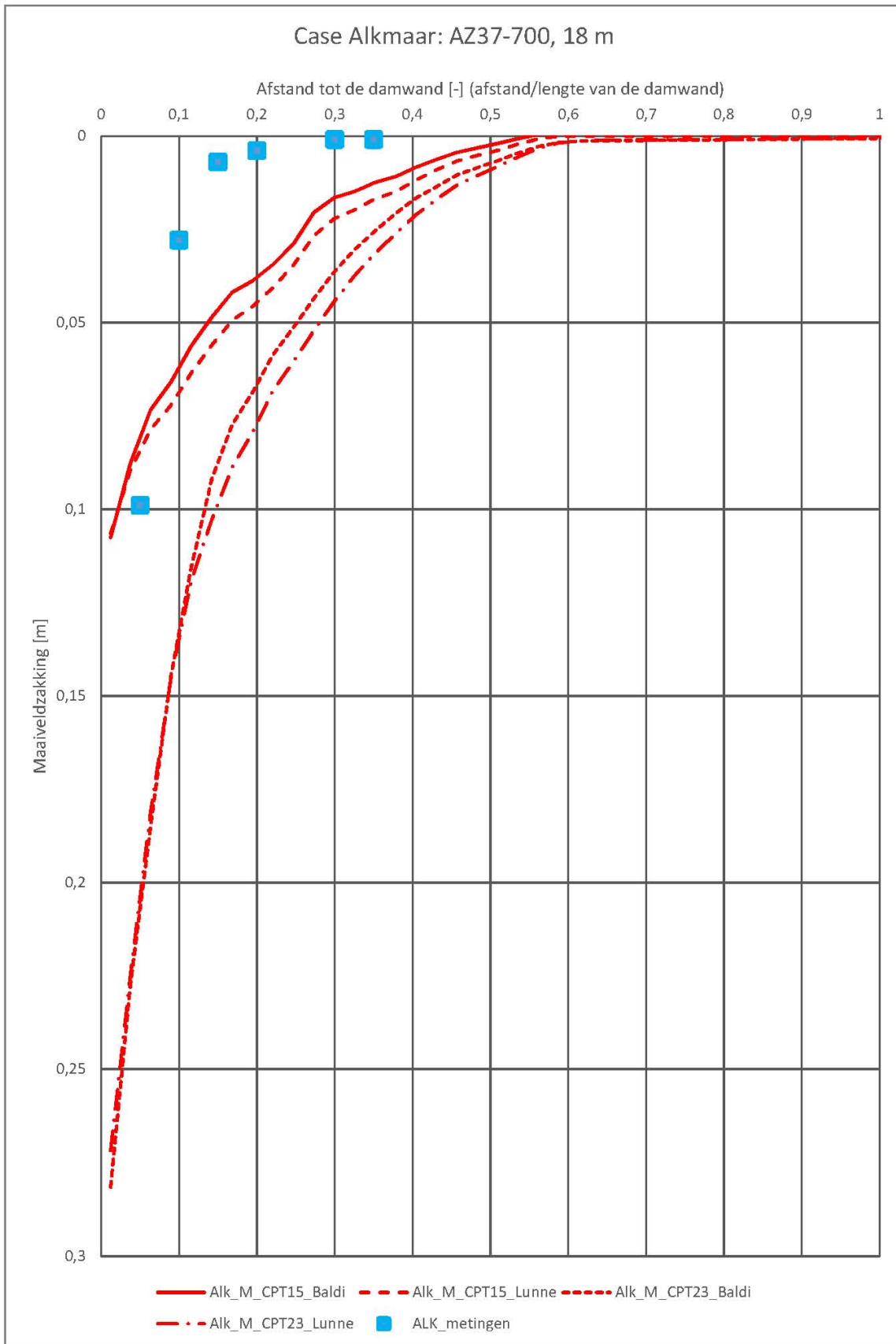
- Gravel;
- Sand;
- Loam;
- Clay;
- Peat.

Alleen voor de lagen die aangeduid worden met Sand en Gravel worden maaiveldzakkingen als gevolg van verdichting door trillingen berekend.

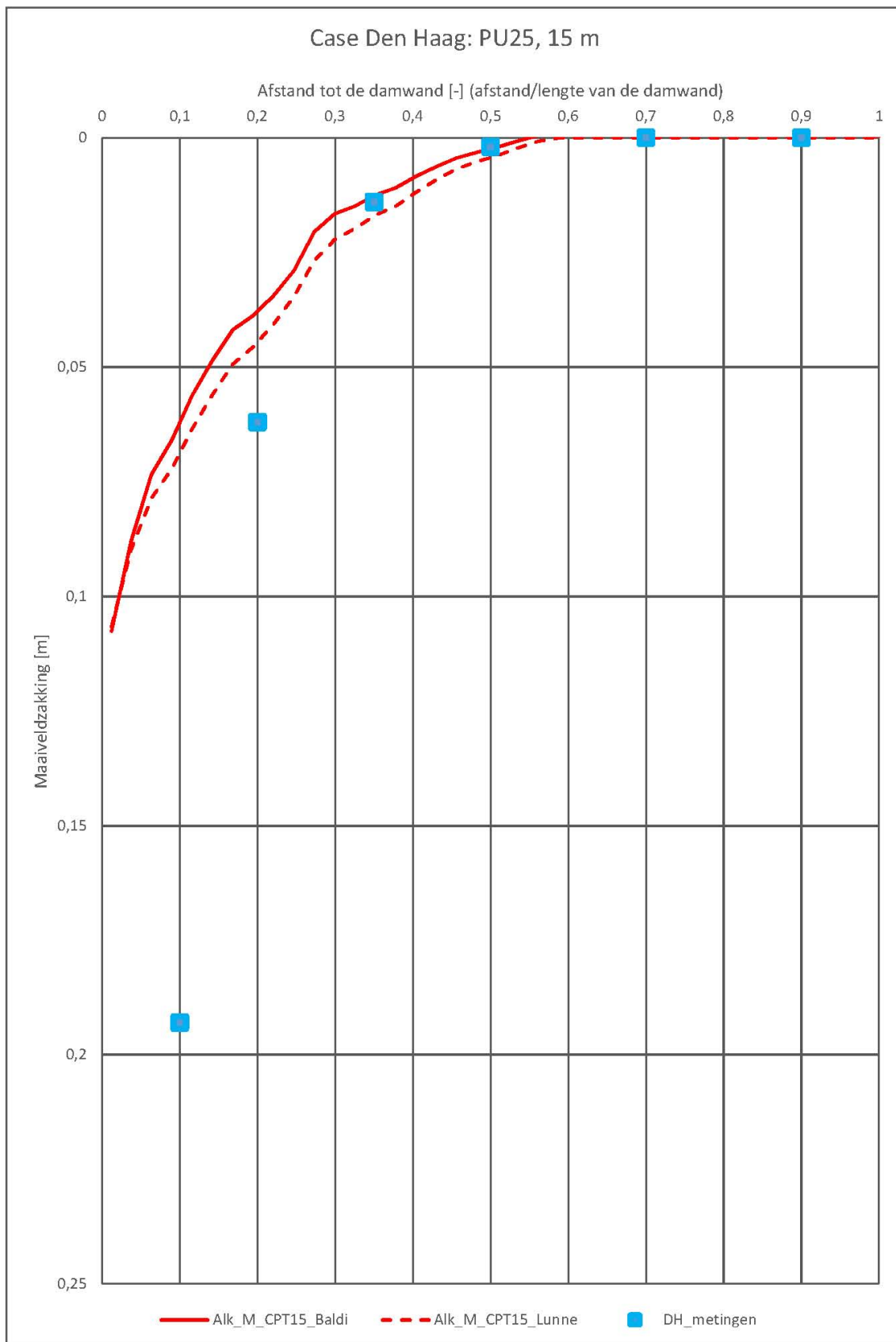
3.4.5 Resultaten analyses methode Meijers

De resultaten van de berekeningen voor de diverse praktijkcases zijn weergegeven in de figuren 3-5 tot/m 3-9. Het gaat om de totaalzettingen als gevolg van het inbrengen en verwijderen van de damwanden. In de figuren staan ook de metingen uitgezet.

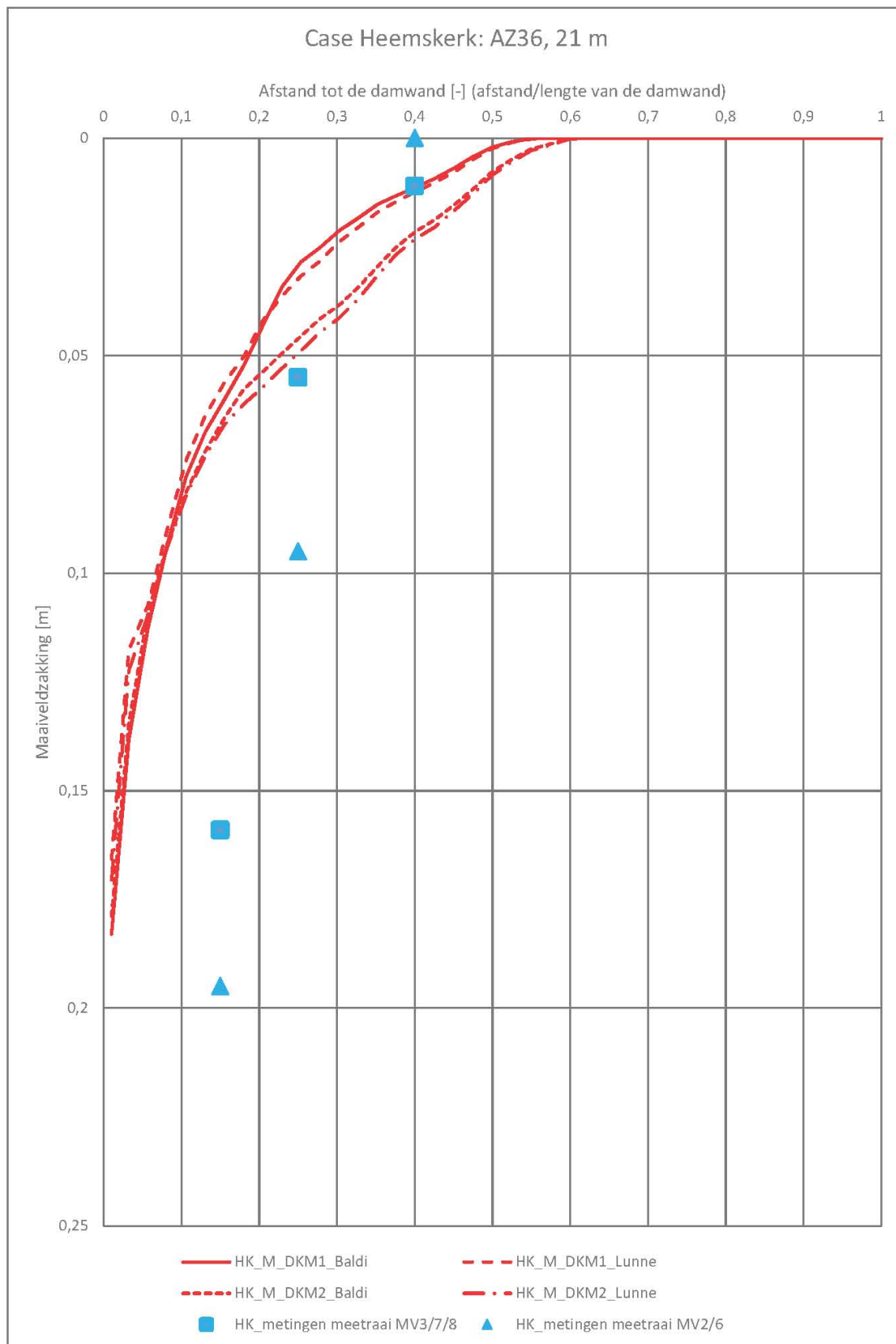
De horizontale afstand is dimensieloos gemaakt door deze te delen door de planklengte.



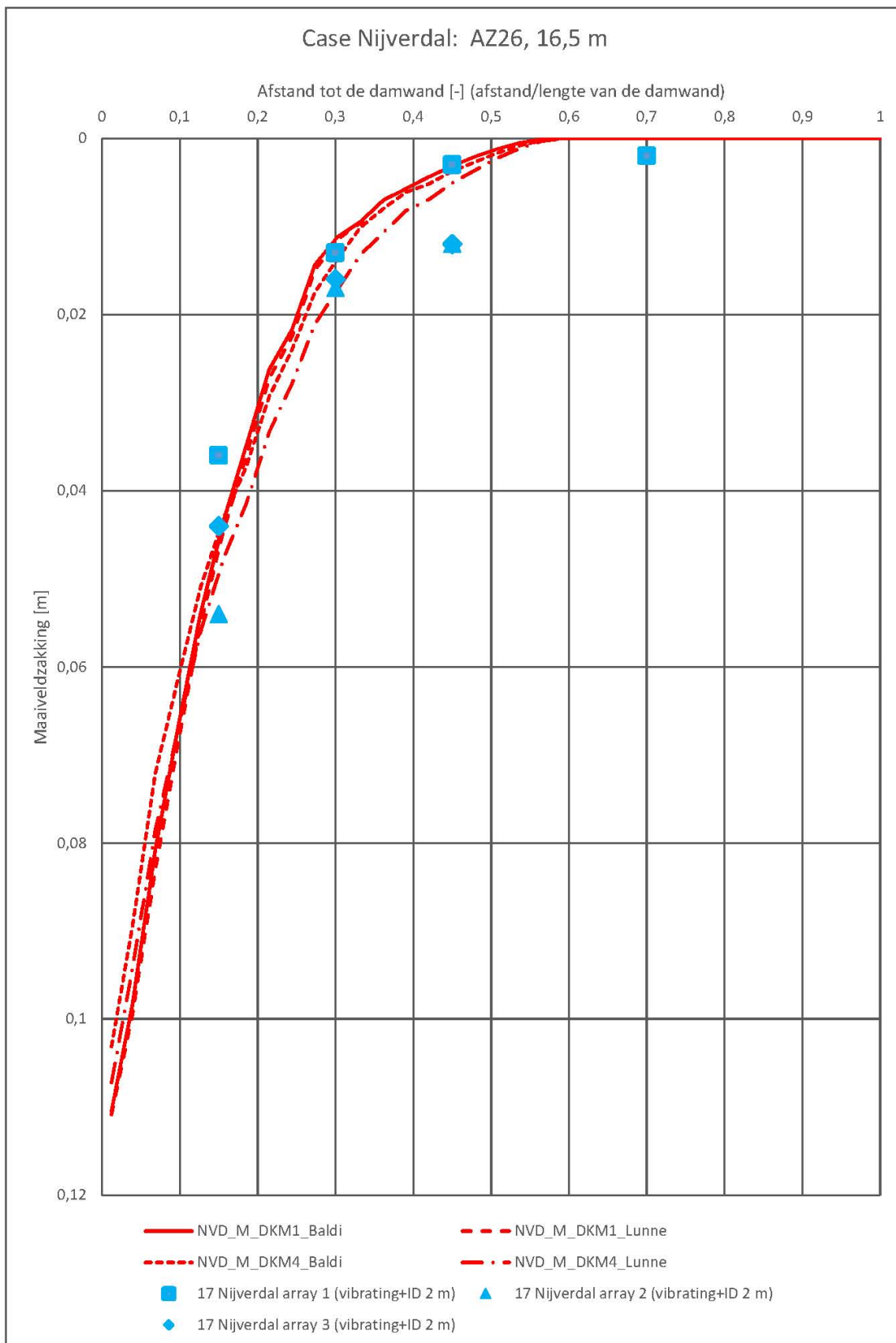
Figuur 3-5 Resultaten analyse methode Meijers voor case Alkmaar.



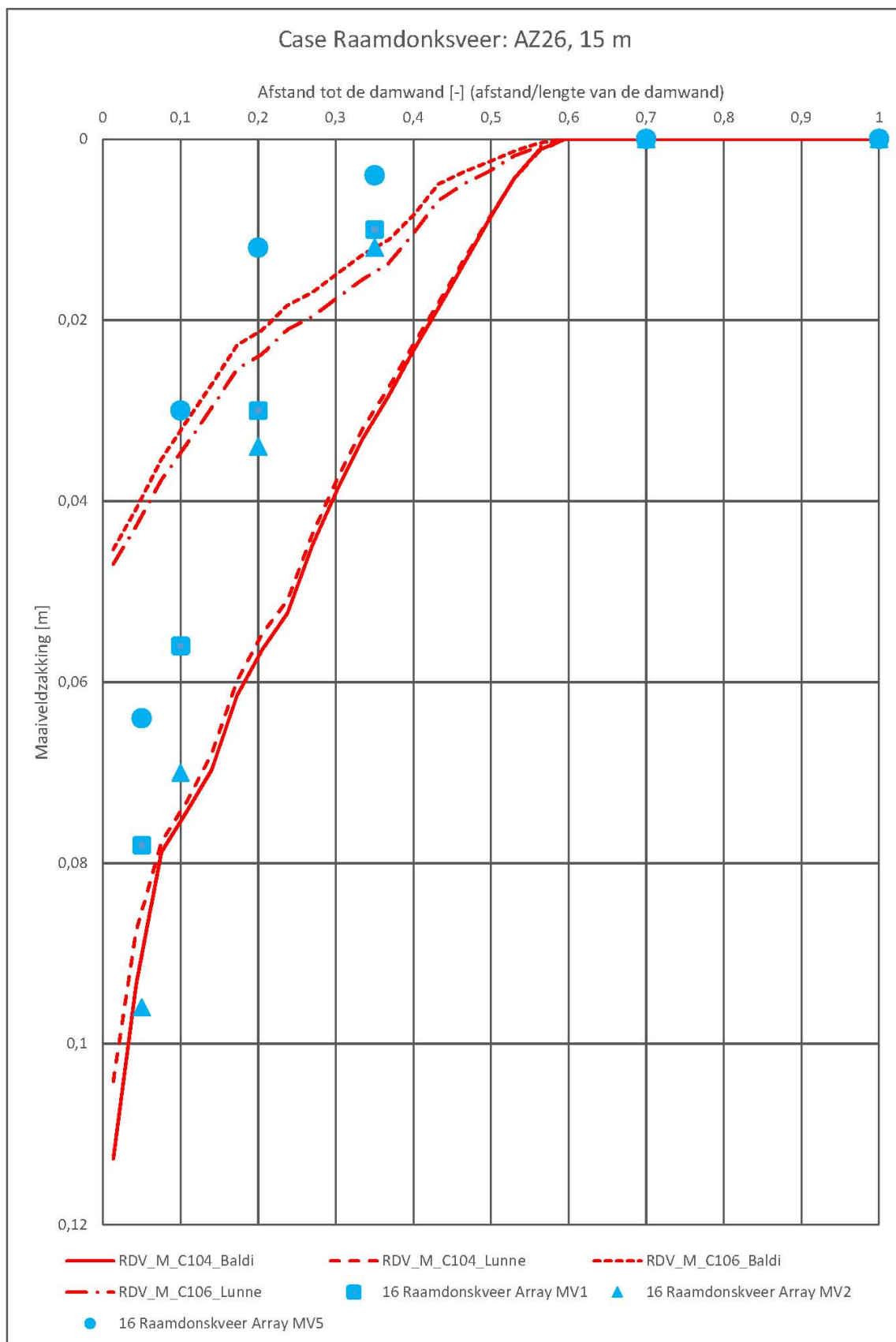
Figuur 3-6 Resultaten analyse methode Meijers voor case Den Haag.



Figuur 3-7 Resultaten analyse methode Meijers voor case Heemskerk.



Figuur 3-8 Resultaten analyse methode Meijers voor case Nijverdal.



Figuur 3-9 Resultaten analyse methode Meijers voor case Raamdonsveer.

Bespreking analyse resultaten methode Meijers:

- Voor de vijf praktijkcases komen de berekende maaiveldzakkingen qua ordegrrootte goed (vooral vanaf 0,1L van de damwand) overeen met de gemeten maaiveldzakkingen. Dit kijkend naar de totaalzakkingen. De informatie over de projecten is zodanig van aard dat meer gedetailleerde conclusies niet mogelijk zijn.
- De goede overeenkomst tussen berekeningen en metingen voor case Raamsdonksveer kan worden verklaard uit het feit dat deze case gebruikt is voor het valideren van het model [39].
- Uit de metingen en het model blijkt dat het invloedgebied voor de maaiveldzettingen beperkt is tot (globaal) de actieve wig gerekend uit de teen van de damwand.
- De methoden Baldi [1] of Lunne [24,25,26] voor de bepaling van de relatieve dichtheid zijn weinig onderscheidend voor de voorspelling van de maaiveldzakkingen.
- Voor de analyse is gebruikt gemaakt van de methode zoals deze is geïmplementeerd in D-SheetPiling. De invoerparameters zijn de relatieve dichtheid en de horizontale doorlatendheid voor de grind- en zandlagen (voor de cohesieve lagen wordt geen maaiveldzakking berekend).

3.5 Analyse praktijkcases met methode Hergarden

3.5.1 Model Hergarden in Excelsheet

De praktijkcases zijn geanalyseerd met het model Hergarden en is geïmplementeerd in een Excelsheet.

Met de prognosemethodiek uit CUR166 [8] is een versnellingswaarde versus de afstand te bepalen. Uit het grondonderzoek is per onderscheiden grondlaag de drempelwaarde te bepalen (Lunne / Baldi). Op moment dat de berekende versnellingswaarde groter is dan de drempelwaarde, kan verdichting optreden. Blijven de versnellingswaarden onder de drempelwaarde dan is geen verdichting te verwachten.

Het model Hergarden geeft een methodiek ter bepaling van de verdichting, gebaseerd op een verandering van relatieve dichtheden.

3.5.2 Invoerparameters trillingsmodel

Gebruik wordt gemaakt van een het trillingsmodel volgens CUR 166 [8] voor bepaling van de trillingsversnelling a_0 op afstand r van de trillingsbron (damwand).

Voor de trillingsparameters is uitgegaan van de waarden volgens Rijneveld en Snethlage [52] behorende bij een 50% betrouwbaarheid (verwachtingswaarden). Op basis van een gevoeligheidsberekening waarbij deze vergeleken zijn met meetresultaten is gebleken dat bij een betrouwbaarheid van 95% of 99% voor de trillingsprognoses de maaiveldzakkingen zeer ruim worden overschat.

De parameters die, naast de afmetingen van de damwand, ten behoeve van de voorspelling van de maaiveldzakkingen moeten worden ingevoerd zijn:

- slagkracht trilblok F [kN];
- frequentie trilblok f [Hz];
- correctiefactor invloed slagkracht trilblok c_{vel} [mm/s/kN];
- referentie trillingsnelheid v_0 [m/s] op $r_0 = 5,0$ m afstand;
- dempingsfactor α [-];
- relatieve dichtheid $R_{e,0}$ (beginwaarde) [-];
- empirische parameter α (Barkan) [-];
- minimum poriëngetal e_{min} en maximum poriëngetal e_{max} [-].

De aangehouden trillingsparameters voor de vijf praktijkcases zijn in tabel 3-3 weergegeven.

Tabel 3-3 Toegepaste trillingsparameters.

Case	Slagkracht (F) ¹⁾ [kN]	Frequentie (f) [Hz]	Trillings- snelheid (v ₀) [mm/s]	Correctie- factor (c _{vel}) [mm/s/kN]	Dempings- factor (α) ²⁾ [m ⁻¹]
Alkmaar	2030	38	1,9	0,002	0,0
Den Haag	2600	30	1,9	0,002	0,0
Heemskerk	2000	38	1,9	0,002	0,0
Nijverdal	2000	38	1,9	0,002	0,0
Raamsdonksveer	1350	38	1,9	0,002	0,0

¹⁾ maximale slagkracht trilblok

²⁾ In tegenstelling tot de in CUR166 vermelde dempingsconstante van 0,0 m⁻¹ dient deze groter dan 0 aangehouden te worden (afhankelijk van het aanwezige grondprofiel).

3.5.3 Relatieve dichtheid

De relatieve dichtheid is afgeleid van sonderingen met behulp van de relaties van Baldi en Lunne, zie paragraaf 3.4.2.

3.5.4 Bepaling drempelwaarde voor de versnelling η_0

Op basis van de relatieve dichtheid $R_{e,0}$ en de empirische parameter α (Barkan) wordt de drempelwaarde voor de versnelling η_0 bepaald. Voor de empirische parameter α (Barkan) = 4 aangehouden, uitgaande van een gemiddeld spanningsniveau en gemiddelde sterkte.

3.5.5 Bepaling initieel poriëngetal e_0

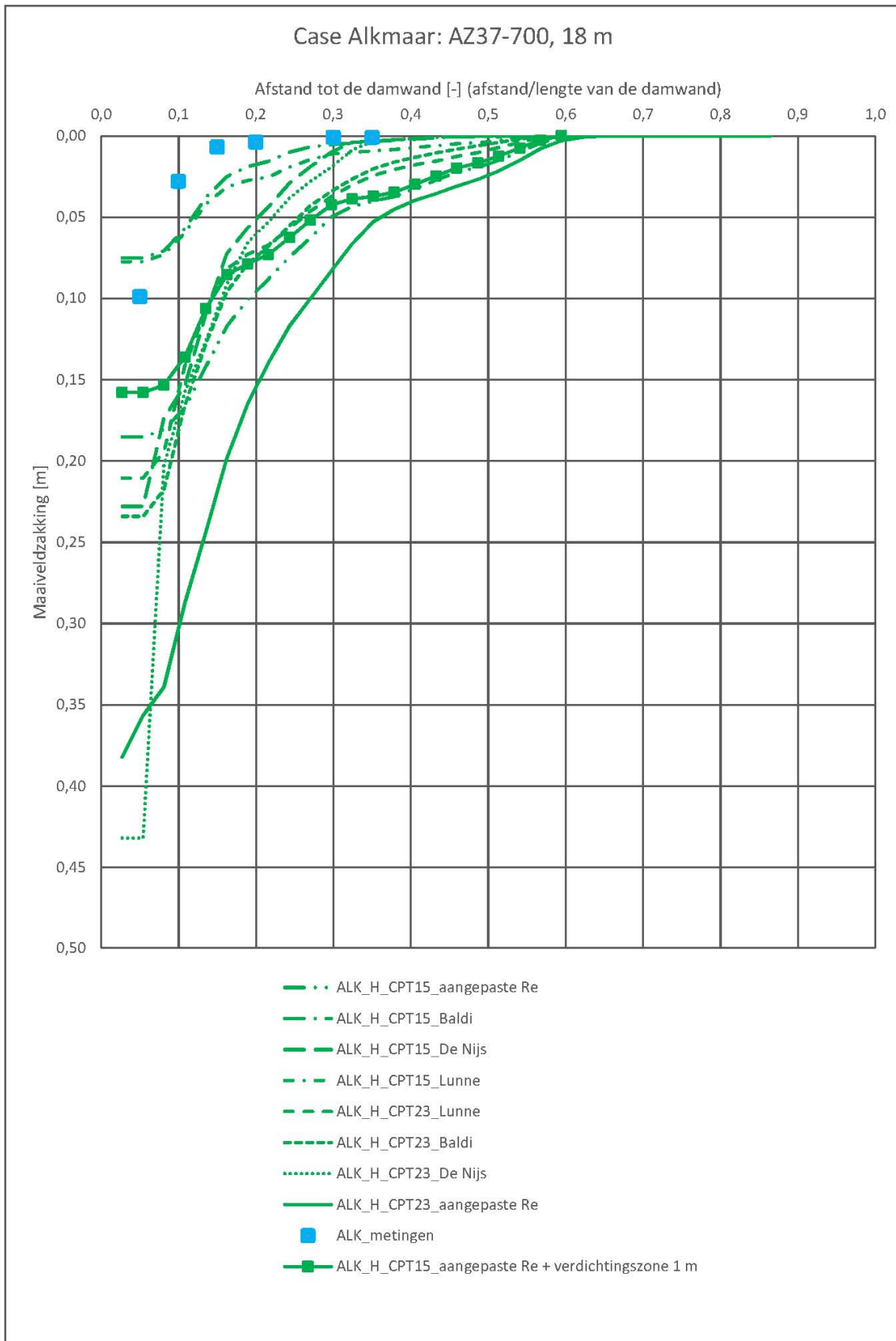
Op basis van de relatieve dichtheid $R_{e,0}$ en het maximum poriëngetal e_{max} en minimum poriëngetal e_{min} kan het initieel poriëngetal e_0 worden berekend. Hierbij is voor het maximum poriëngetal $e_{max} = 0,8$ en voor het minimum poriëngetal $e_{min} = 0,4$ aangehouden.

3.5.6 Resultaten analyses

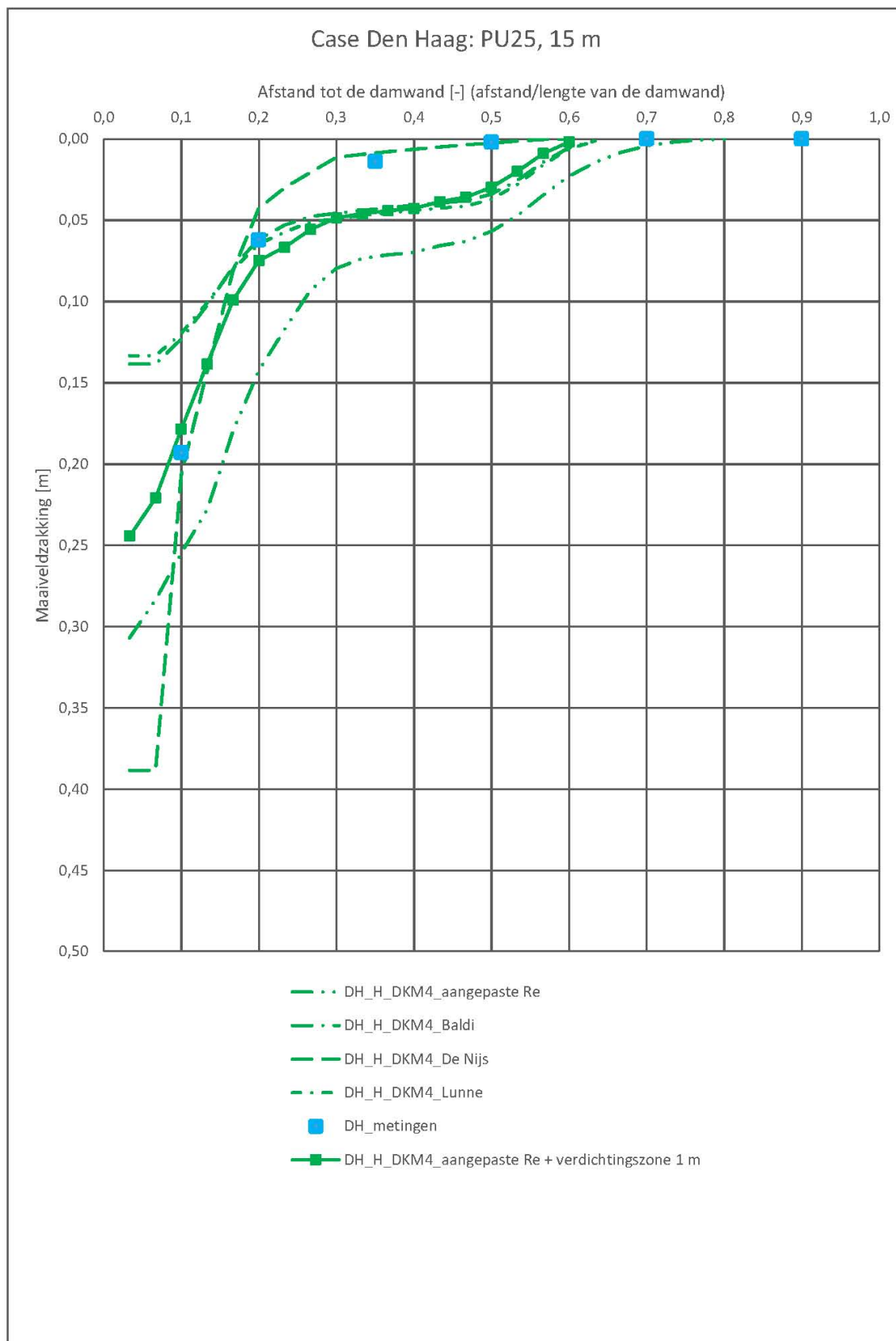
Voor de methode Hergarden zijn per case de volgende variaties onderzocht:

- Oorspronkelijke berekening met bepaling relatieve dichtheid volgens Lunne.
- Oorspronkelijke berekening met bepaling relatieve dichtheid volgens Baldi.
- Oorspronkelijke berekening met bepaling relatieve dichtheid volgens NEN 9997-1 op basis van $q_{c,ref}$.
- Aangepaste verdichtingszone van 1,0 m en bepaling relatieve dichtheid volgens NEN 9997-1 [47].
- aangepaste verdichtingszone van 1,0 m met empirische benadering (opgelegd volumeverlies) volgens De Nijs [50].

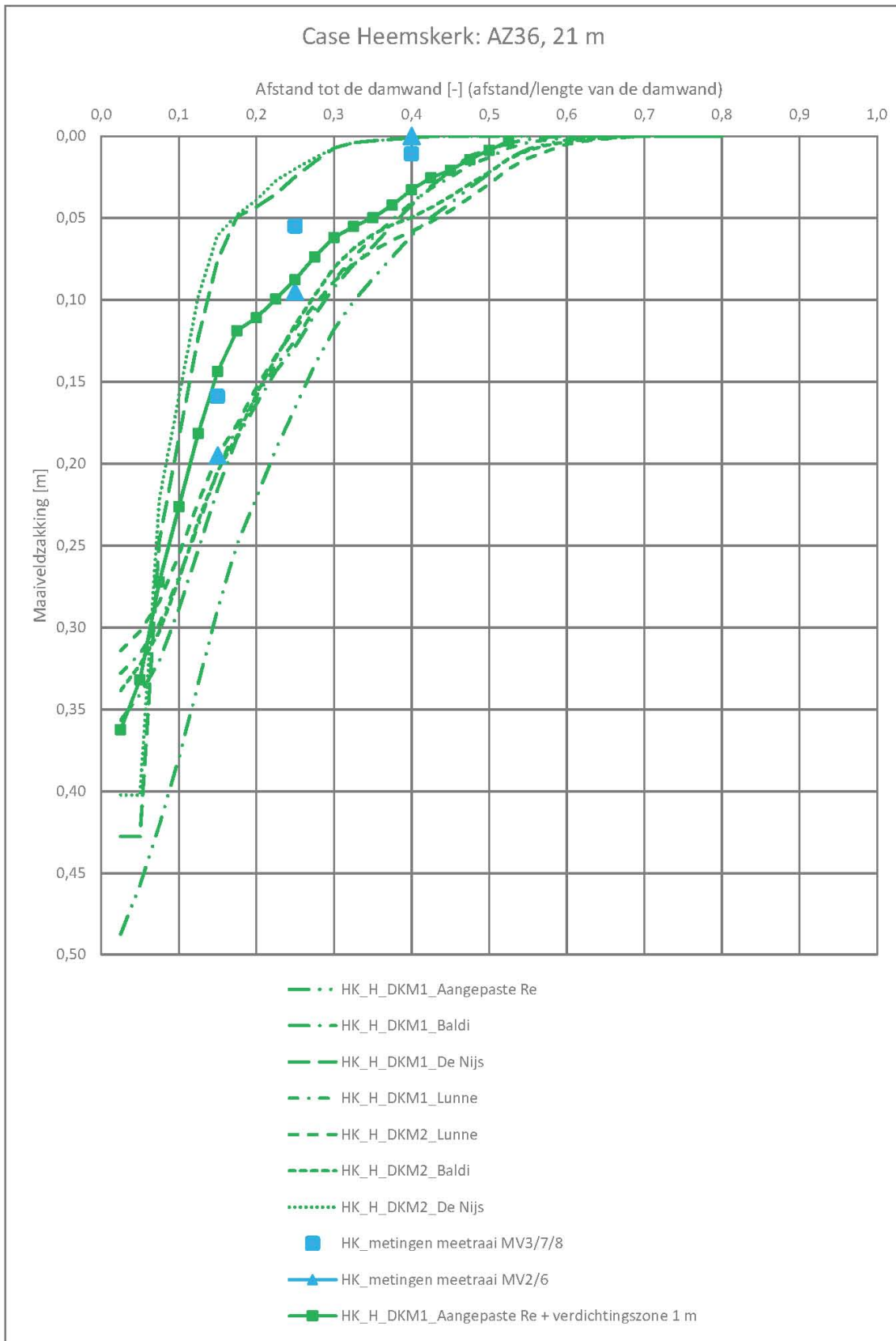
De resultaten van de berekeningen voor de diverse praktijkcases zijn weergegeven in figuur 3-10 tot/m figuur 3-15. Het gaat om de totaal zettingen als gevolg van het inbrengen en verwijderen van de damwanden. In de figuren staan ook de metingen uitgezet. De horizontale afstand is dimensieloos gemaakt door deze te delen door de planklengte.



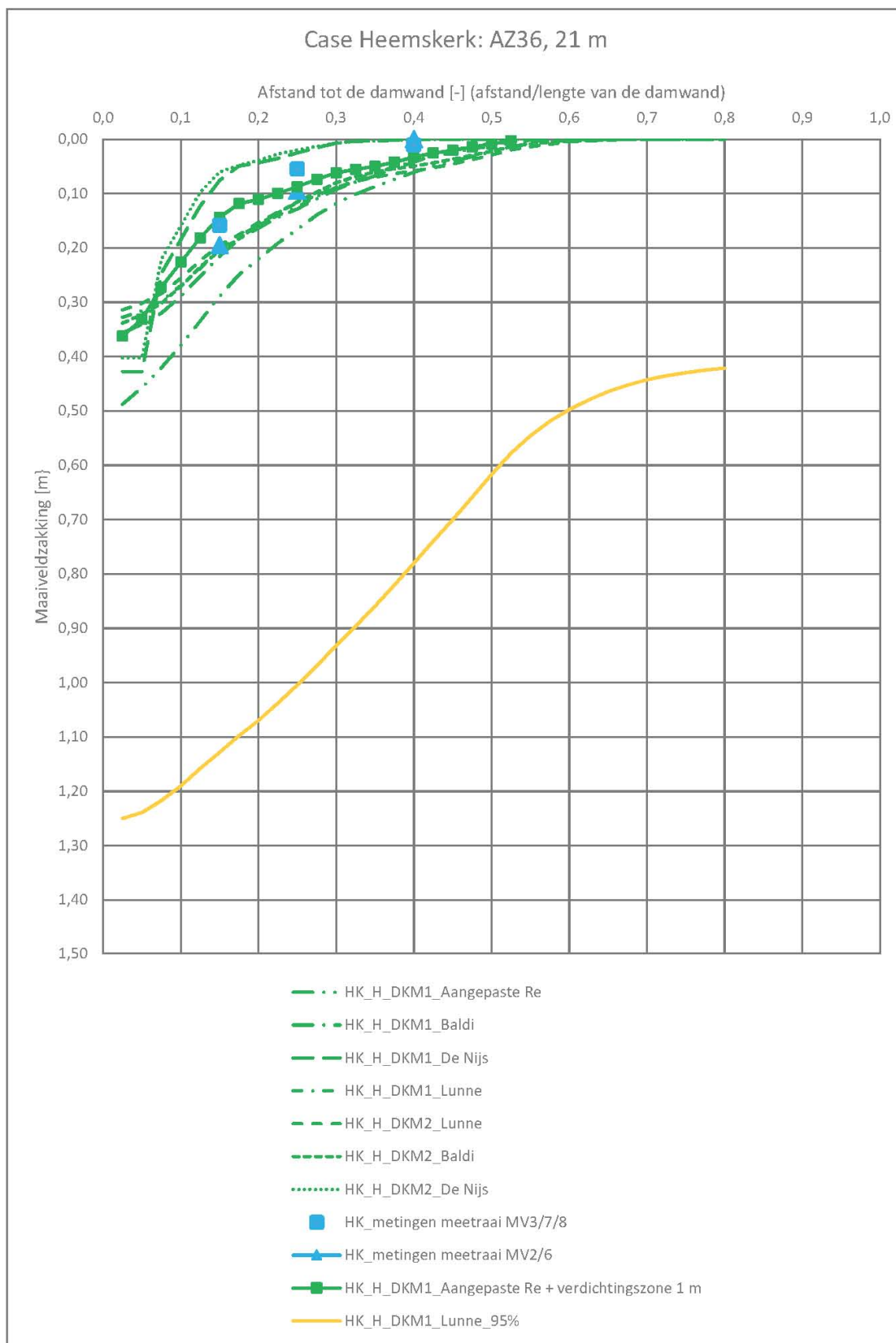
Figuur 3-10 Resultaten analyse methode Hergarden voor case Alkmaar.



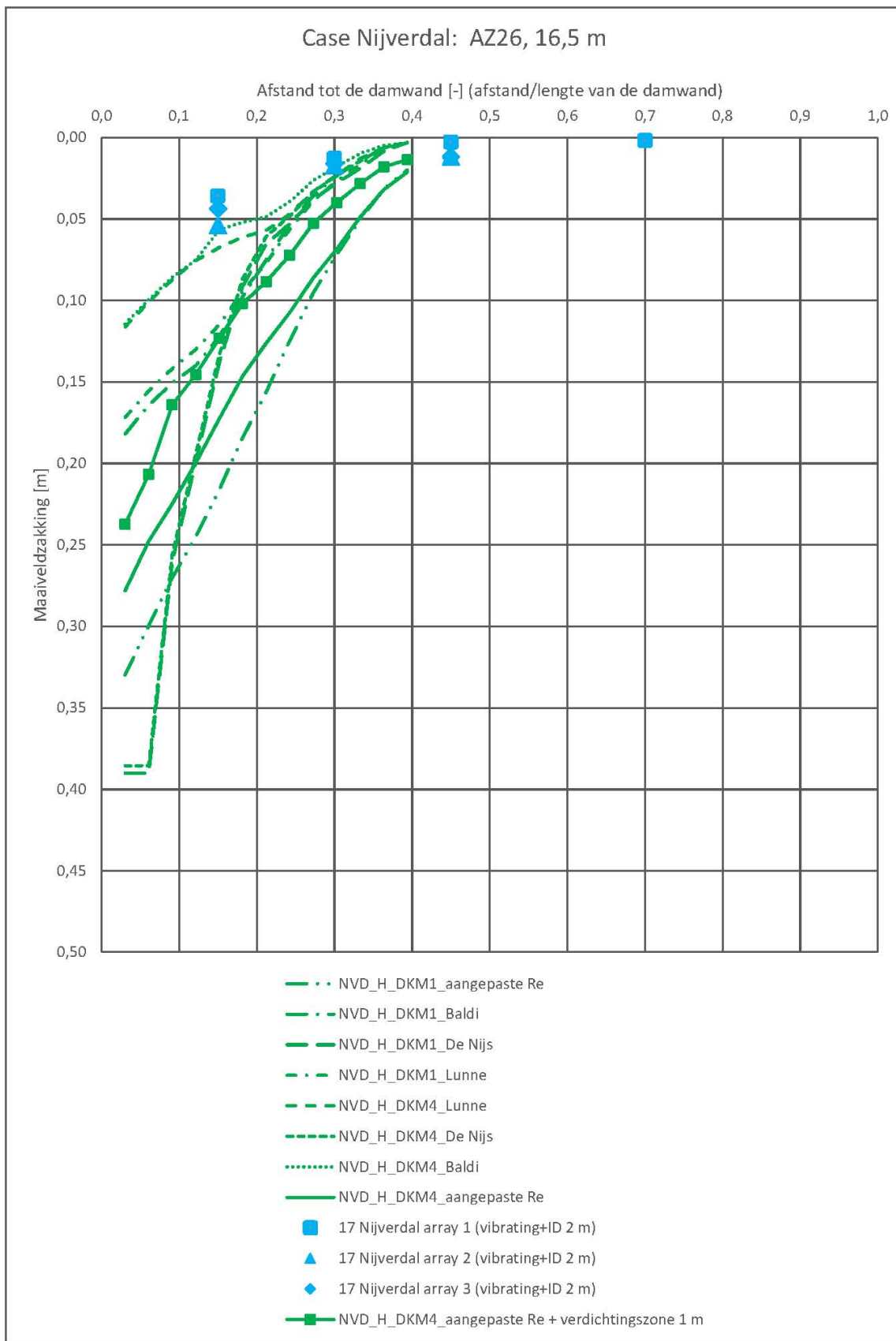
Figuur 3-11 Resultaten analyse methode Hergarden voor case Den Haag.



Figuur 3-12 Resultaten analyse methode Hergarden voor case Heemskerk.

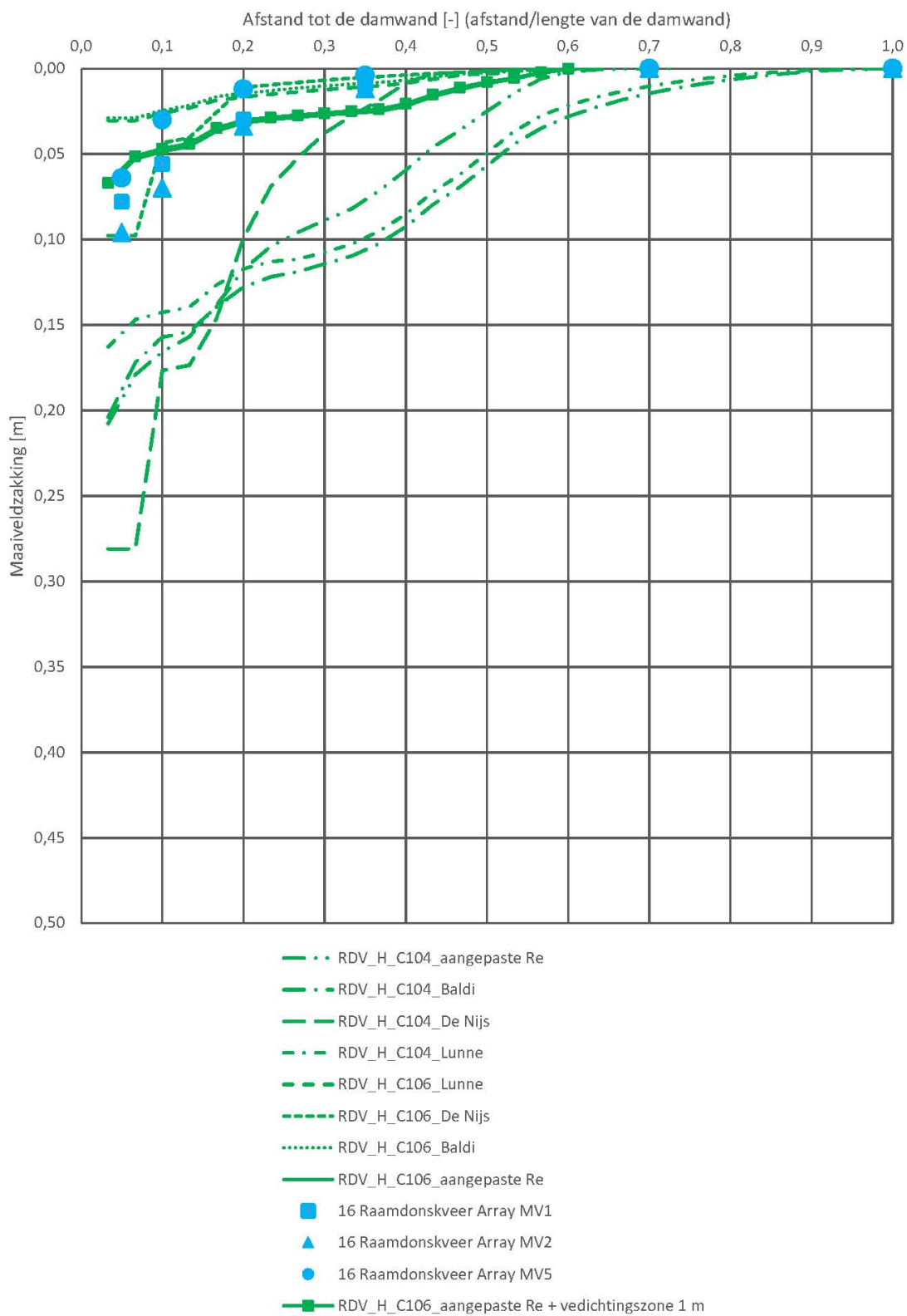


Figuur 3-13 Resultaten analyse methode Hergarden voor case Heemskerk.



Figuur 3-14 Resultaten analyse methode Hergarden voor case Nijverdal.

Case Raamdonskveer: AZ26, 15 m



Figuur 3-15 Resultaten analyse methode Hergarden voor case Raamdonskveer.

Bespreking analyse resultaten methode Hergarden:

- Voor de vijf praktijkcases komen de berekende maaiveldzakkingen over het algemeen qua ordegrootte overeen met de gemeten maaiveldzakkingen. Dit kijkend naar de totaalzakkingen. De range van maaiveldzakking op basis van lage en hoge conuswaarde is over het algemeen meer onderscheidend dan de onderzochte variaties voor de methode Hergarden. De informatie over de projecten is zodanig van aard dat meer gedetailleerde conclusies niet mogelijk zijn.
- De goede overeenkomst tussen berekeningen volgens de empirische methode de Nijs [50] en metingen voor case Den Haag kan worden verklaard uit het feit dat deze case gebruikt is voor het valideren van dit model.
- Uit de metingen blijkt dat het invloedgebied beperkt is tot (globaal) de actieve wig gerekend vanuit de teen van de damwand.

3.6 Conclusie analyse praktijkcases

De conclusies uit de analyses van de praktijkcases met de methoden Meijers en Hergarden zijn:

- Uit de metingen blijkt dat het invloedgebied beperkt is tot de actieve wig gerekend uit de teen van de damwand.
- De methoden Meijers en Hergarden benaderen qua ordegrootte goed de gemeten maaiveldzakking vanaf 0,1 L uit de damwand. Hierbij is voor methode Hergarden uitgegaan van de trillingsparameters behorende bij een betrouwbaarheid van 50% (verwachtingswaarden).
- Er is geen eenduidig beeld over welke methode de beste voorspelling geeft van de maaiveldzakking.
- Methode Meijers geeft in de meeste gevallen minder deformatie dan methode Hergarden.
- De bepalingen van de relatieve dichtheid volgens Baldi en Lunne zijn weinig onderscheidend in de voorspelling voor de maaiveldzakkingen (geldt voor beide methoden).
- Indien uit het model CUR 166 [8] niet de verwachtingswaarden, maar de berekende bovengrenswaarden gehanteerd worden, dan wordt met de methode Hergarden een overschatting verkregen van de berekende zettingen.
- In model Meijers [39] wordt de doorlatendheid gebruikt om de dissipatie te berekenen, wat weer van invloed is op de stijfheid en de maximale schuifspanning bij de interface damwand-grond. Door de dissipatievergelijking in het model is deze gevoelig voor de doorlatendheid. Hierdoor ontspoot de berekening soms. Het is verstandig om geen doorlatendheid groter dan 10^{-4} m/s te kiezen. Bij onrealistische zakkingstroggen (bijvoorbeeld een constante zakking op grote afstand van de damwand) is het verstandig om de berekening te herhalen met een lagere doorlatendheid in het zand van bijvoorbeeld 10^{-5} m/s.



Nadere uitwerking van de praktijkcases

4.1 Invloed op paalfundering

4.1.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt ingegaan op het bepalen en beoordelen van de invloed van het inbrengen en verwijderen van damwanden op een paalfundering.

Onderscheid wordt gemaakt tussen het drukdraagvermogen van de paal en het deformatiegedrag van de paal en daarmee samenhangende belastingen in de vorm van negatieve kleef en buigende momenten.

Het betreft eenvoudige en veilige benaderingen.

4.1.2 Draagvermogen op drukbelasting

Voor wat betreft het bepalen van de invloed van het trekken van damwanden op een paalfundering wordt in paragraaf 5.4.16 '*Invloed op omgeving bij het trekken van damwanden*' van CUR 166 gesteld:

"Invloed op draagkracht bestaande paalfundering

Bij paalfunderingen is er binnen de invloedzone van een damwand, naast het effect van een mogelijke optredende paalzakking als gevolg van de zettingen door verdichting, een effect op de draagkracht van de palen. Een conservatieve aanname van deze invloedzone wordt gevonden door vanaf de teen van de damwand een lijn met een hoek van 45° te trekken tot het punt waar deze de paal snijdt. Vanaf dit snijpunt tot aan de bovenkant van de positieve kleefzone mag geen positieve kleef in rekening gebracht worden (reductie 100%).

Indien de genoemde lijn de 4D/8D zone (punt draagvermogen) van de paal snijdt, moet ook voor de punt een reductie in rekening worden gebracht. Uit metingen blijkt dat voor de punt een reductie met 50% voldoende is aangezien er altijd een zekere conusweerstand aanwezig zal blijven.

Met sonderingen kan de werkelijke resterende conusweerstand worden gemeten. Door de hierdoor ontstane reductie van de maximale draagkracht zal er, naast de mogelijk paalzakking door verdichting, nog een extra paalzakking optreden."

De in CUR 166 beschreven werkwijze kan gehandhaafd blijven met dien verstande dat de afschuifhoek van 45°, voor situaties waar de ondergrond vergelijkbaar is met de ondergrond in de geanalyseerde praktijkcases, kan worden gewijzigd in 30°. De afschuifhoek kan 30° zijn, maar is afhankelijk van de lokale bodemopbouw en grondeigenschappen. Bij het vaststellen van de 30° is het trekken van de damwand meegenomen. Over het algemeen bestaat de ondergrond bij de praktijkcases uit matig tot vast gepakte zandlagen. Zie ook de sonderingen in bijlage D.

Indien een damwand niet wordt getrokken en alleen de invloed van het inbrengen van de damwand bepaald moet worden, kan voor het schachtdraagvermogen dezelfde werkwijze worden gevolgd als hierboven beschreven. Het reduceren van de puntweerstand dient te geschieden als, door het inbrengen van een damwand, een lossere pakking van het zand kan ontstaan en daarmee een afname van de sterkte van de grond.

Hoewel niet expliciet vermeld in CUR 166 kan bij grotere gronddeformaties binnen de invloedzone positieve kleef (draagvermogen) omslaan naar negatieve kleef (belasting). Bij het toetsen van het draagvermogen dient met dit effect rekening te worden gehouden. Op de berekening van de negatieve kleef wordt ingegaan in paragraaf 4.1.3.

De toetsing van het verticale draagvermogen dient te worden uitgevoerd conform NEN 9997-1.

4.1.3 Grond- en paaldeformaties

Op hoofdlijnen bestaat de berekening en toetsing van het deformatiegedrag van de paal en daarmee samenhangende belastingen uit de volgende stappen:

1. Het bepalen van de verticale gronddeformatielijn over de lengte van paal in de invloedzone, zoals beschreven in paragraaf 4.1.2.
2. Het bepalen van de horizontale gronddeformatielijn over de lengte van de paal in de invloedzone.
3. Het berekenen van de paalzakking.
4. Het berekenen van de horizontale deformatie van de paal en het bijkomend paalmoment.
5. Toetsing buigend paalmoment als gevolg van het bijkomend paalmoment.

De voornoemde stappen worden hierna uitgewerkt.

4.1.4 Stap 1: Verticale gronddeformaties

De verticale gronddeformaties ter plaatse van de paal en het verloop daarvan over de lengte van de paal in de invloedzone, kunnen worden berekend met zowel methode Meijers als methode Hergarden. Methode Meijers, zoals nu geïmplementeerd in D-Sheet Piling, biedt deze mogelijkheid echter niet.

Bij het bepalen van de verticale gronddeformaties wordt onderscheid gemaakt tussen het inbrengen en het verwijderen van de damwand:

- Inbrengen: bij het inbrengen van de damwand wordt alleen verdichting in rekening gebracht. In positieve zin werkende grondverdringingseffecten, methode Meijers gaat uit van dit effect, worden veiligheidshalve niet in rekening gebracht.
- Verwijderen: indien de damwand trillend wordt verwijderd dient zowel het opvullen van de holle ruimte die de damwand achterlaat, als de extra verdichting in rekening te worden gebracht. Deze extra verdichting is het gevolg van de hoge energie die nodig is om de plank in beweging te krijgen en de aanhechting tussen grond en plank te verminderen. Voor de extra verdichting wordt, conform methode Meijers, 20% van de verdichting als gevolg van het inbrengen in rekening gebracht.

In ieder geval dient de deformatie als gevolg van het inbrengen van de damwand in rekening te worden gebracht. Afhankelijk van de situatie dient ook de deformatie als gevolg van het verwijderen van de damwand in rekening te worden gebracht. De volgende situaties kunnen worden onderscheiden:

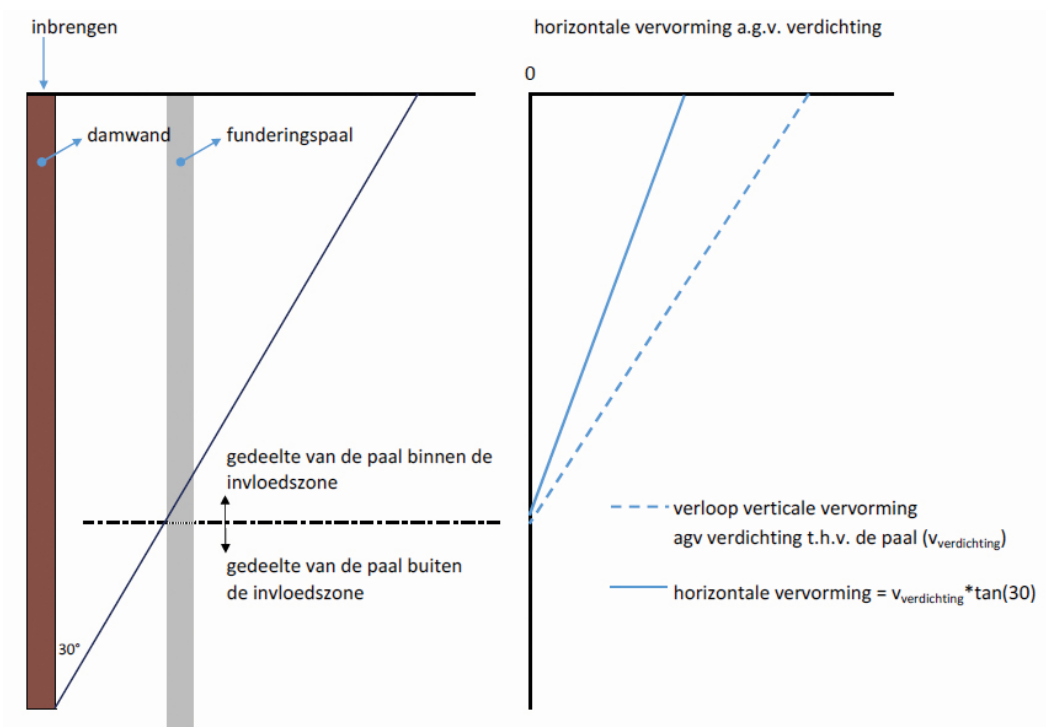
- bestaande paalfundering, damwand wordt niet getrokken: alleen inbrengen;
- bestaande paalfundering, damwand wordt getrokken: beide;
- nieuwe paalfundering (de funderingspaal wordt na het inbrengen van de damwand ingebracht): alleen verwijderen.

4.1.5 Stap 2: Horizontale gronddeformaties

Evenals bij het bepalen van de verticale gronddeformaties wordt onderscheid gemaakt tussen het inbrengen en het verwijderen van de damwand. Bij het inbrengen speelt alleen verdichting een rol. Bij het verwijderen speelt de extra verdichting en het opvullen van de holle ruimte die de damwand achterlaat een rol. Opgemerkt wordt dat de hierna beschreven methode een schatting van de horizontale deformatie betreft. De methode is niet gevalideerd.

- Inbrengen (zie schematische weergave in figuur 4-1): de horizontale gronddeformatie als gevolg van verdichting ($h_{\text{verdichting}}$) wordt met behulp van goniometrie afgeleid van de verticale gronddeformatie als gevolg van verdichting ($v_{\text{verdichting}}$). Hierbij wordt uitgegaan van de hoek die de invloedzone met de verticaal maakt. Voor deze hoek wordt uitgegaan van een hoek van 30° , uitgaande van de randvoorwaarde zoals beschreven in paragraaf 4.1.2. In formulevorm:

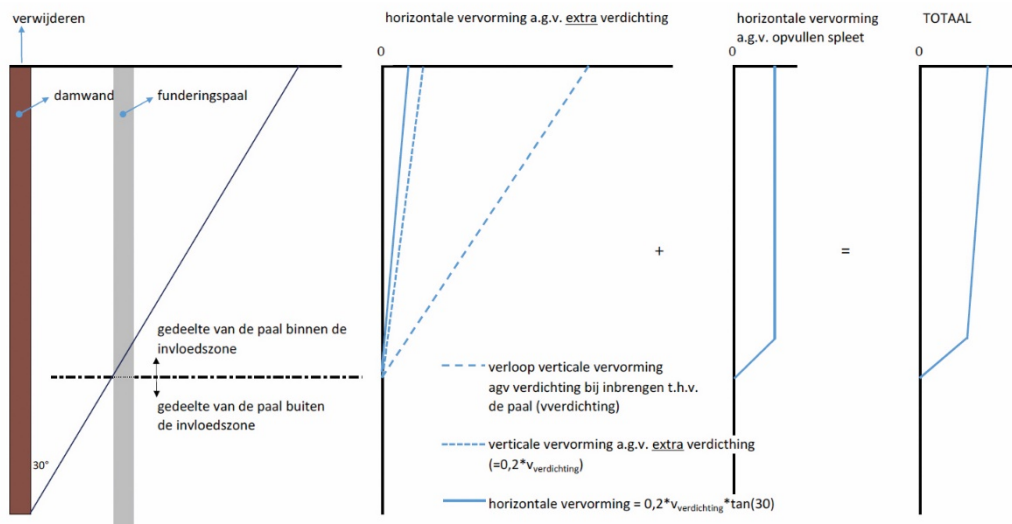
$$h_{\text{verdichting}} = v_{\text{verdichting}} * \tan(30^\circ)$$



Figuur 4-1 Schematische weergave berekening horizontale gronddeformaties bij inbrengen damwand.

- Verwijderen (zie schematische weergave in figuur 4-2):
 - De horizontale gronddeformatie als gevolg van de extra verdichting ($h_{\text{extra;verdichting}}$) bij het verwijderen kan, in analogie met de hiervoor staande formule, worden berekend met:

$$h_{\text{extra;verdichting}} = 0,2 * v_{\text{verdichting}} * \tan(30^\circ)$$
 - De horizontale gronddeformatie als gevolg van het opvullen van de holle ruimte is constant over de hoogte en maximaal gelijk aan de helft van de dikte van de plank vermeerderd met de aanhangende grond. Deze component van de horizontale gronddeformatie neemt lineair af met de afstand tot de damwand. Op afstand 0 is de horizontale gronddeformatie maximaal, op de rand van het invloedgebied is de horizontale gronddeformatie 0.

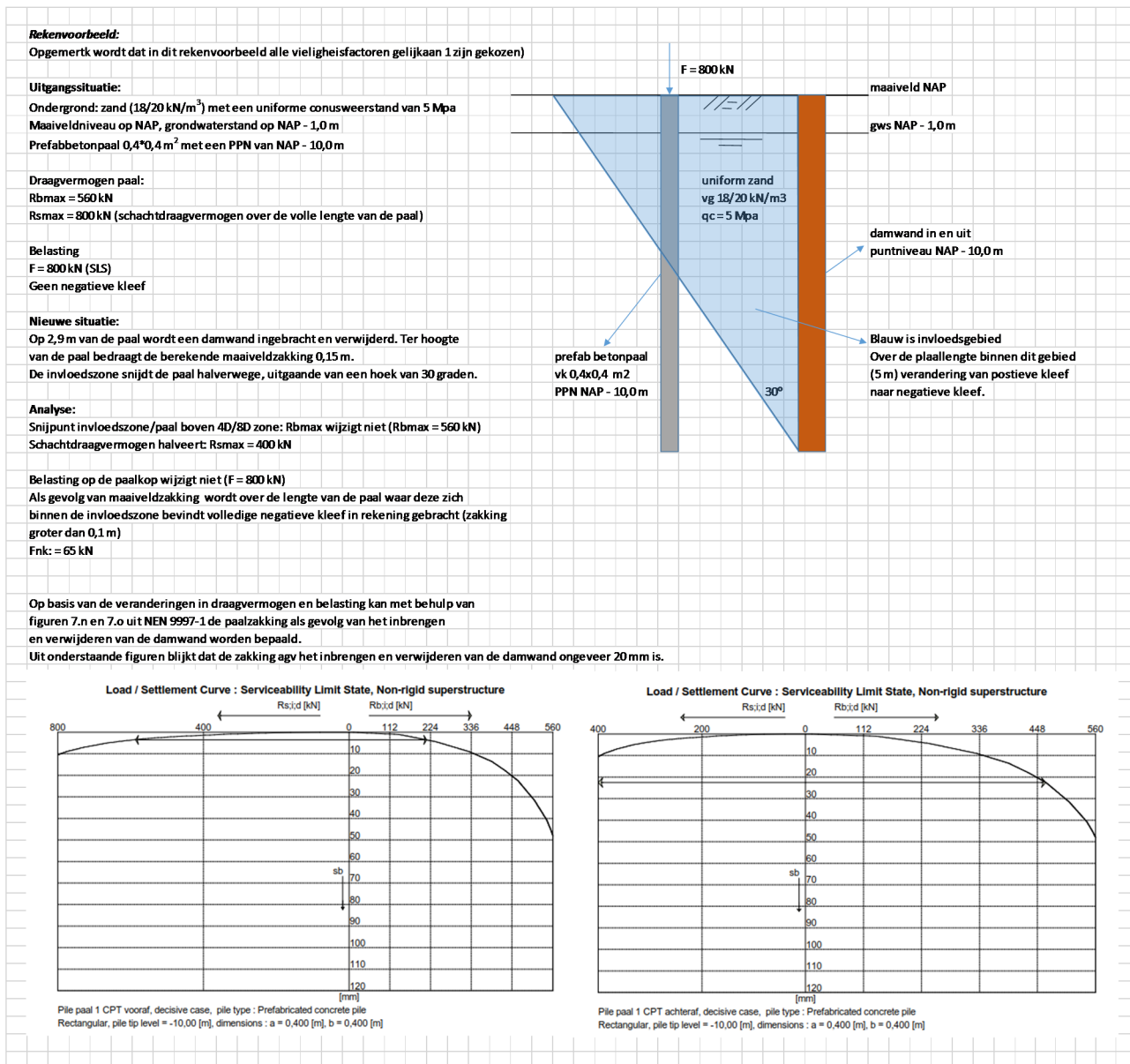


Figuur 4-2 Schematische weergave berekening horizontale gronddeformaties bij inbrengen damwand.

4.1.6 Stap 3: Verticale paalzakking

Op basis van de verandering van het draagvermogen van de paal (conform paragraaf 4.1.2) en de belasting als gevolg van de verticale gronddeformaties (conform stap 1) kan aan de hand van paragraaf 7.6.4 van NEN 9997-1 (specifiek last-zakkingslijnen figuur 7.n en 7.o) de toename van de verticale paalzakking worden bepaald. De belasting als gevolg van de verticale gronddeformaties (negatieve kleeft) wordt bepaald aan de hand van paragraaf 7.3 van NEN 9997-1.

In figuur 4-3 is een, sterk vereenvoudigd, rekenvoorbeeld weergegeven. In het rekenvoorbeeld is alleen het effect van de deformatie van de ondergrond bepaald. Eventuele (tijdelijke) afname van de draagkracht als gevolg van wateroverspanningen is niet beschouwd.



Figuur 4-3 Rekenvoorbeeld verticale paalzakking.

4.1.7 Stap 4: Horizontale paaldeformatie en bijkomend paalmoment

Het berekenen van de horizontale deformatie van de paal en het bijkomende buigend moment in de paal als gevolg van opgelegde horizontale gronddeformaties, kan worden uitgevoerd conform de ontwerpmethode in CUR-publicatie 228 [12].

4.1.8 Stap 5: Toetsing paalmoment

De toetsing van het buigend paalmoment, als gevolg van het bijkomende buigend moment in de paal, kan worden uitgevoerd conform de toetsing die is beschreven in CUR-publicatie 228 [12].

De toetsing of de deformatie van de paalfundering door de constructie kan worden opgenomen dient normaal gesproken in overleg met de constructeur te worden uitgevoerd. Tevens kan gebruik worden gemaakt van de methode die is beschreven in richtlijn F530 [6].

4.2 Invloed op fundering op staal en leidingen

4.2.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt ingegaan op het bepalen van de invloed van het inbrengen en verwijderen van damwanden op een fundering op staal en een leiding.

Onderscheid wordt gemaakt tussen draagvermogen en het deformatiegedrag (zowel verticaal als horizontaal). Bij leidingen gaat het om het bepalen van de deformatie en de (relatieve) rotatie. Het betreft eenvoudige en veilige benaderingen.

4.2.2 Draagvermogen

Op basis van de analyse van de praktijkcases kan voor het invloedgebied worden uitgegaan van een hoek van 30° vanuit de teen van de damwand. Voor een fundering op staal binnen het invloedgebied van het inbrengen en/of trekken van de damwand kan dit leiden tot zetting door verdichting van de zandlaag boven en beneden het funderingsniveau. De verdichting van de grondlagen boven funderingsniveau (dekking) is niet van belang. Alleen de zetting beneden het funderingsniveau zal leiden tot afname van het draagvermogen.

Uitgaande van matig tot vast gepakt zand kan na het inbrengen en/of trekken van de damwand de pakkingsdichtheid ook afnemen tot los gepakt zand.

Als ondergrens voor berekening van het verticaal draagvermogen wordt voorgesteld een effectieve hoek van inwendige wrijving (ϕ') van 30° aan te houden. Getoetst dient te worden of het verticale draagvermogen in ULS nog voldoet uitgaande van los gepakt zand.

4.2.3 (Grond)deformaties

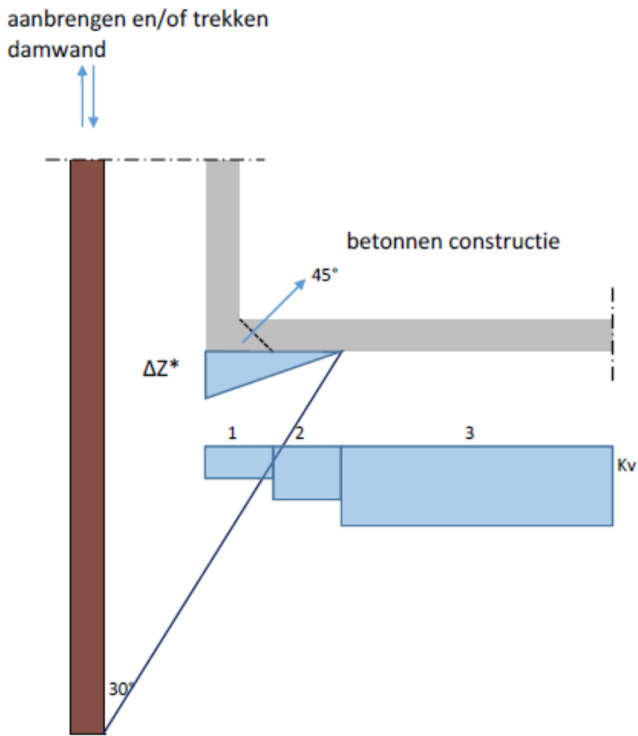
Voor de bepaling van de deformaties van een fundering op staal wordt op hoofdlijnen onderscheid gemaakt in 2 situaties:

- A. betonnen plaatfundering (b.v. tunnelvloer);
- B. strokenfundering (b.v. strokenfundering bebouwing).

A Betonnen plaatfundering

Voor de bepaling van de verticale deformatie wordt aangesloten bij de methode conform de SBRCURnet Handreiking vervormingsgedrag van funderingen op staal [60]. Hierbij wordt de verticale beddingsconstante voor de verschillende gebieden (binnen en buiten het invloedsgebied) bepaald ten behoeve van de constructieve berekening van de plaatfundering. In figuur 4-4 zijn de gebieden 1 t/m 3 grafisch weergegeven:

- Gebied 1: gereduceerde verticale bedding wand.
- Gebied 2: gereduceerde verticale bedding vloer.
- Gebied 3: ongestoorde verticale bedding.



Figuur 4-4 Bepaling beïnvloeding verticale bedding fundering op staal – plaatfundering.

Op hoofdlijnen bestaat de berekening uit de volgende stappen:

1. Bepaling van de gemiddelde verticale gronddeformatie (zetting) op funderingsniveau in gebied 1 en 2 ten gevolge van inbrengen en/of trekken van de damwand met de methode Hergarden of Meijers overeenkomstig stap 1 voor de paalfundering (zie paragraaf 4.1.2).
2. Bepaling van de gemiddelde zetting van de fundering op staal in het ongestoorde gebied 3 ten gevolge van de funderingsdruk.
3. Bepaling van de totale zetting in gebied 1 en 2, zijnde de sommatie van de gemiddelde zetting uit stap 2 plus de bijkomende zetting uit stap 1.
4. Bepaling van de gereduceerde verticale beddingsconstante in gebied 1 en 2 op basis van de funderingsdruk en totale zetting uit stap 3.

Voorbeeldberekening bepaling verticale beddingsconstante:

1. Aangenomen wordt een gemiddelde zetting van $\Delta z_1 = 0,03$ m in gebied 1 en een gemiddelde zetting van $\Delta z_2 = 0,01$ m in gebied 2 ten gevolge van het inbrengen en/of trekken van de damwand naast de plaatfundering.
2. Bij een aangenomen gemiddelde funderingsdruk van $\Delta p = 100$ kN/m² in SLS en een ongestoorde verticale beddingsconstante van $K_{v3} = 5.000$ kN/m³, bedraagt de zetting $\Delta z = 100 / 5000 = 0,02$ m.
3. De totale zetting voor gebied 1 bedraagt $\Delta z_1 = \Delta z_1 + \Delta z = 0,03 + 0,02 = 0,05$ m.
De totale zetting voor gebied 2 bedraagt $\Delta z_2 = \Delta z_2 + \Delta z = 0,01 + 0,02 = 0,03$ m.
4. De gereduceerde verticale beddingsconstante voor gebied 1 bedraagt $K_{v1} = 100 / (0,03 + 0,02) = 2.000$ kN/m³.
De gereduceerde verticale beddingsconstante voor gebied 2 bedraagt $K_{v2} = 100 / (0,01 + 0,02) = 3.300$ kN/m³.

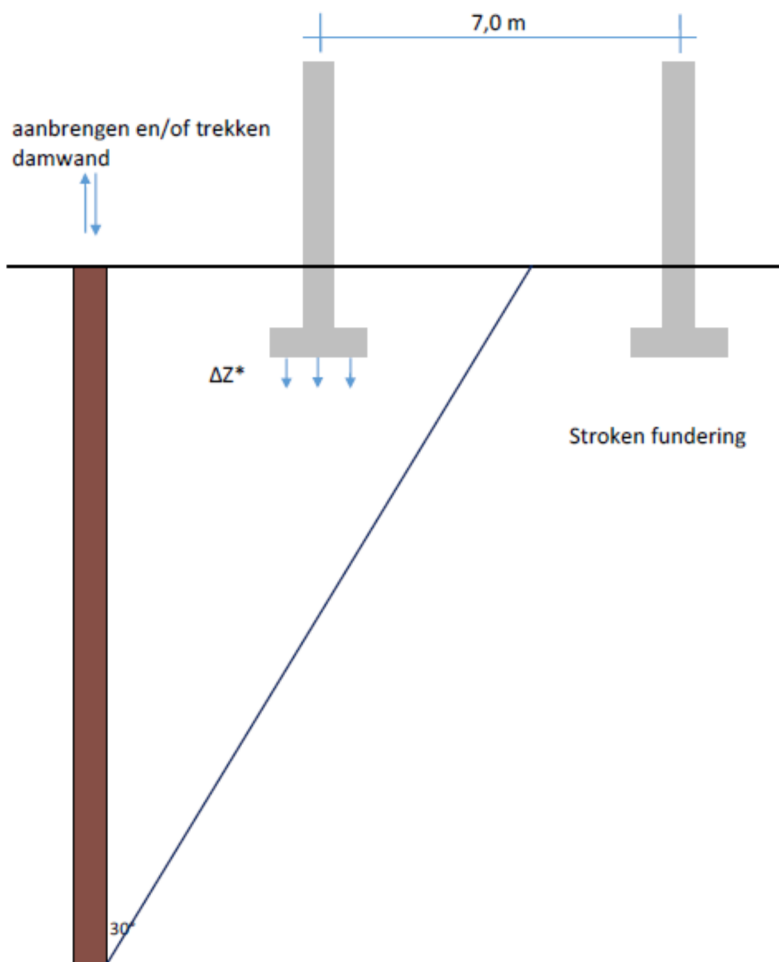
Om tot betrouwbare resultaten te komen zijn mogelijk meerdere iteratieslagen tussen het constructief en geotechnisch ontwerp benodigd, zodanig dat het verschil in berekende deformaties acceptabel is. Zie SBRCURnet publicatie [60].

Voor de veiligheidsbenadering in ULS wordt aangesloten bij de methode beschreven in paragraaf 2.5 in [60].

Een bovengrens van de horizontale deformatie van de constructie volgt uit stap 2 voor de paalfundering (zie paragraaf 4.1.3), waarbij aangenomen wordt dat de constructie de horizontale gronddeformatie volgt (veilige benadering). Door een grondconstructie interactieberekening (Plaxis) kan de horizontale gronddeformatie nauwkeuriger worden berekend.

B Strokenfundering

Voor de bepaling van de deformaties voor een strokenfundering en toetsing aan de grenswaarden wordt aangesloten bij de methode conform NEN 9997-1 [47] en richtlijn F530 [6]. De methode F530 gaat uit van beschouwing van de relatieve rotatie in combinatie met horizontale rek op basis van de berekende gronddeformaties. De constructiestijfheid wordt hierbij niet in rekening gebracht (veilige benadering). In figuur 4-5 is de bepaling van de beïnvloeding van de strokenfundering grafisch weergegeven.

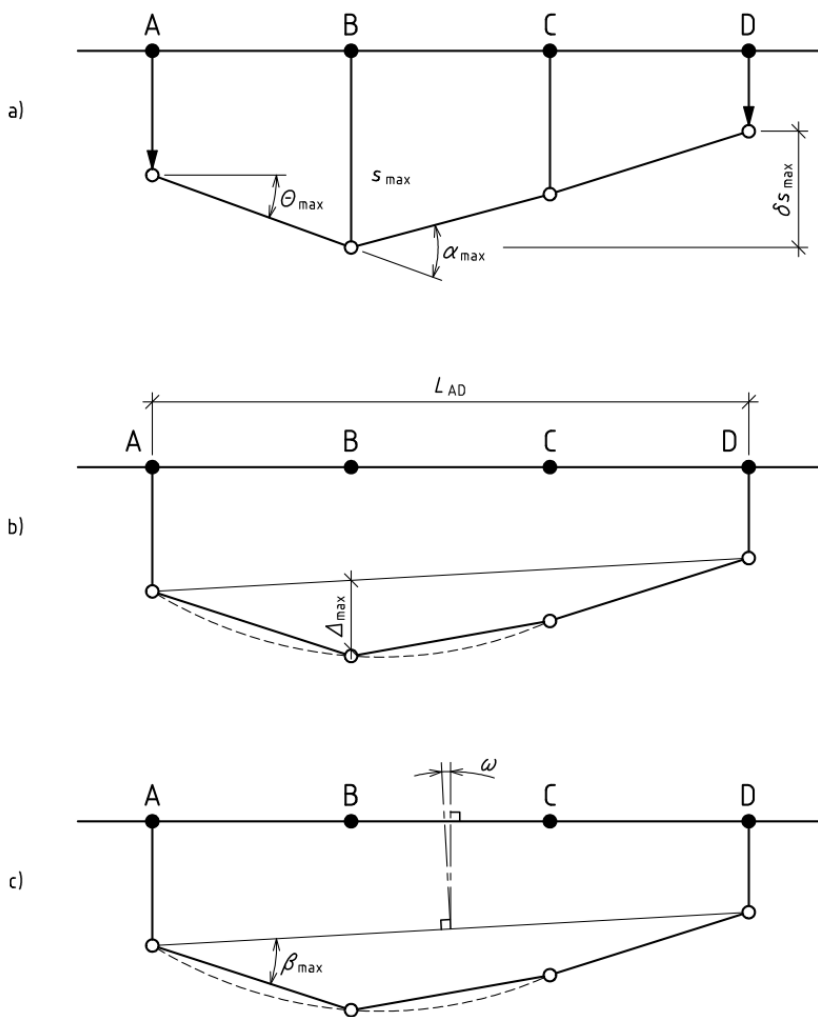


Figuur 4-5 Beïnvloeding fundering op staal – strokenfundering.

Op hoofdlijnen bestaat de berekening uit de volgende stappen:

1. Bepaling van de verticale gronddeformatie (zetting) en horizontale gronddeformatie per steunpunt op funderingsniveau ten gevolge van inbrengen en/of trekken van de damwand met de methode Hergarden of Meijers (zie figuur 4-5).
2. Berekening van de maximale relatieve rotatie (zie figuur 4-6).
3. Berekening van de maximale horizontale rek.
4. Bepaling indeling bebouwing in schadeklasse (zie figuur 4-7).
5. Toetsing van de berekende maximale relatieve rotatie en horizontale rek aan de grenswaarden uit figuur 4-8.

Als bovengrens voor de maximaal toelaatbare zakking van een steunpunt wordt, voor nieuwbouw, aanbevolen uit te gaan van 50 mm, conform Bijlage H uit NEN 9997-1 [47].



- a) definities van zetting s , zettingsverschil δs , rotatie θ en hoekverdraaiing α
- b) definities van relatieve zakking Δ en zakkingsratio Δ / L
- c) definities van scheefstand ω en relatieve rotatie (hoekverdraaiing) β

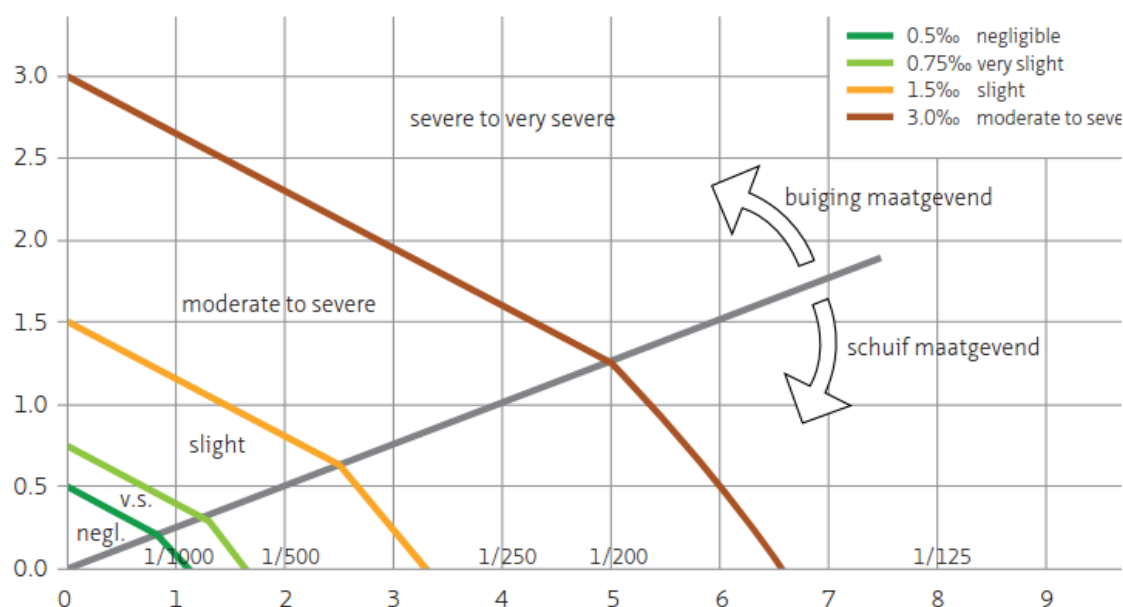
Figuur 4-6 Bepaling van de relatieve hoekverdraaiing voor funderingen [47].

Voorbeeldberekening toetsing strokenfundering:

1. Aangenomen wordt een gebouw met een strokenfundering en 2 steunpunten op een onderlinge afstand van 7,0 m (zie figuur 4-5), waarbij voor het linker steunpunt de berekende verticale deformatie 20 mm bedraagt en de horizontale deformatie 10 mm (met de methode Hergarden of Meijers, zie paragraaf 4.1.3) ten gevolge van het inbrengen/trekken van de damwand. Het rechter steunpunt valt buiten de invloedzone en de verticale en horizontale deformatie bedraagt daar 0 mm.
2. Voor deze situatie met 2 steunpunten is de relatieve rotatie gelijk aan: $1 : 7000 / (20-0) = 1 : 350$.
3. De horizontale rek is gelijk aan: $(10-0) / 7000 = 0,0014$ (1,4‰).
4. Uitgegaan wordt van in goede staat verkerende metselwerkbebouwing, waarvoor lichte schade (schade klasse 2) acceptabel is.
5. Op basis van paragraaf 4.1.3 volgt uit een relatieve rotatie van 1:350 en een horizontale rek van 1,4‰ matige schade (schadeklasse 3) en wordt niet voldaan aan schadeklasse 2. Aanvullende maatregelen zijn dan noodzakelijk.

beschrijving	schadeklasse
negl. = negligible = verwaarloosbaar	0
v.s. = Very slight damage = zeer lichte schade	1
slight = lichte schade	2
moderate = matige schade	3
severe = ernstige schade	4
very severe = zeer ernstige schade	5

Figuur 4-7 Schadeklassen bebouwing (metselwerk) [6].



Figuur 4-8 Toetsing relatieve rotatie en horizontale rek aan grenswaarden bebouwing, geldig voor een L/H-verhouding van 1 [6].

Voor de indeling van de bebouwing in een schadeklasse speelt het incasseringsvermogen van de panden een rol. Voor de indeling hiervan bestaan verschillende benaderingen. Het belangrijkste is dat er bij de toetsing onderscheid gemaakt wordt in de verschillen in kwaliteit van de panden in plaats van het hanteren van een algemeen rotatiecriterium.

4.2.4 Kabels en leidingen

Voor kabels en leidingen zijn geen algemene eisen beschikbaar en stelt de beheerder de eisen voor toetsing vast. Hierbij worden veelal eisen gesteld ten aanzien van de maximale zettingsverschillen (rotatie). Voor kabels is dit normaliter niet kritisch en wordt de toetsing vooral gericht op de minder flexibele leidingen. Op basis van de analyse van de praktijkcases kan voor het invloedgebied worden uitgegaan van een hoek van 30° vanuit de teen van de damwand (zie figuur 4-5). Voor een benadering kan worden uitgegaan van de toetsing van de gronddeformaties op leidingniveau zonder de stijfheid van de leiding mee te nemen (veilige benadering). Wordt niet voldaan aan de gestelde eisen, dan kan aanvullend een interactieberekening met de leiding plaatsvinden.

Op hoofdlijnen bestaat de berekening uit de volgende stappen:

1. Bepaling van de verticale en horizontale gronddeformatie op onderkant leidingniveau ten gevolge van inbrengen en/of trekken van de damwand met de methode Hergarden of Meijers.
2. Bepaling van de maximale rotatie.
3. Eenvoudige toetsing van de rotatie aan de eisen van de beheerder.
4. Indien niet voldaan wordt in stap 3 gekozen voor een interactieberekening met de leiding ter bepaling van zetting en rotatie van de leiding en toetsing van de materiaalspanningen conform de leidingnorm NEN 3650.

4.3 Inbrengen en trekken damwanden in eindige elementenmodel (Plaxis)

4.3.1 Inleiding

Voor de voorspelling van de deformaties van de omringende grond bij het inbrengen en uittrekken van damwanden zijn verschillende analytische modellen beschikbaar. Deze modellen voorspellen alleen het grondgedrag en/of maaiveldzakking en geven geen inzicht in de effecten van deze gronddeformaties op naastgelegen constructies. Deze effecten dienen aanvullend met eenvoudige regels afgeleid te worden.

Met een eindige elementenpakket (bijvoorbeeld Plaxis) kan in het algemeen de beïnvloeding van de naastgelegen constructie goed onderzocht worden. Het is wenselijk om beïnvloeding ten gevolge van damwandinstallatie of verwijdering ook met behulp van Plaxis te modelleren, omdat dan goed de interactie op de belendingen onderzocht kan worden. Voorwaarde is wel dat de grondverdichting en/of spleetvorming goed gemodelleerd wordt.

Met de huidige beschikbare materiaalmodellen in Plaxis is de berekening van de grondverdichting ten gevolge van het in- en uittrillen niet of zeer beperkt mogelijk. Daarom is het in de bestaande ontwerppraktijk niet mogelijk om zowel de grondverdichting als de effecten van de verdichting op omliggende constructies in één model te modelleren.

Om toch de omgevingsbeïnvloeding met een eindige elementenpakket te onderzoeken kan gekozen worden om de verdichting van de grond als een gegeven in te voeren. Plaxis heeft de mogelijkheid om een volumerek aan grondclusters op te geven waarmee een verdichting gesimuleerd kan worden.

Het blijft hierbij dus nodig om eerst met een afzonderlijk model (bijvoorbeeld met methode Hergarden of Meijers) de verdichting te berekenen en deze vervolgens in combinatie met een eventuele spleet ten gevolge van het trekken van een plank op te leggen in het Plaxis model.

In deze paragraaf is de modellering en de berekeningsmethode met Plaxis beschreven en zijn de resultaten gepresenteerd.

4.3.2 Modelleren van de spleet door het trekken damwanden

Allereerst is de spleetvorming tijdens het trekken van een damwand beschouwd. Dit omdat dit een eenvoudige variant is van een te verdichten zone in de grond, waarbij over de gehele hoogte van de plank een uniforme spleet ontstaat. De spleet is in Plaxis gemodelleerd door een opgelegde uniforme (negatieve) volumerek over een bepaalde zone.

De door trillingen ontstane verdichting is afhankelijk van de pakking van het zand en is niet uniform over de hoogte. Tevens is de zone waarover verdichting optreedt minder afgebakend.

Uit deze analyses kunnen de principes worden afgeleid voor het modelleren van verdichting van de grond in Plaxis.

Voor het modelleren van het opvullen van een spleet die ontstaat ten gevolge van het trekken van een damwand is ervoor gekozen om over een zone van 0,5 m breedte een (negatieve) volumerek op te geven. Deze 0,5 m breedte (0,25 m vanuit het hart van de plank) is gekozen vanwege het feit dat gangbare damwandprofielen deze ordegrrootte van hoogte hebben. Op basis van deze 0,5 m en de doorsnede oppervlakte van de plank kan bepaald worden wat de grootte dient te zijn van de op te geven volumerek.

Als voorbeeld wordt een AZ18-700 plank genomen met een staaldoorsnede van 139,2 cm²/m en een lengte van 15 m. De optredende volumerek in de zone van 0,5 m is dan -2,78%. De volumerek is in horizontale richting (x-richting) opgegeven, omdat bij het verwijderen van de plank wordt verondersteld dat het zand in horizontale richting de sleuf zal vullen.

De (gedraineerde) analyses zijn uitgevoerd met het Hardening Soil Small strain stiffness model. Voor het zand is uitgegaan van gebruikelijke parameters voor los tot matig gepakt zand. Waarbij in de sleuf dezelfde parameters zijn aangehouden als voor de omliggende grond.

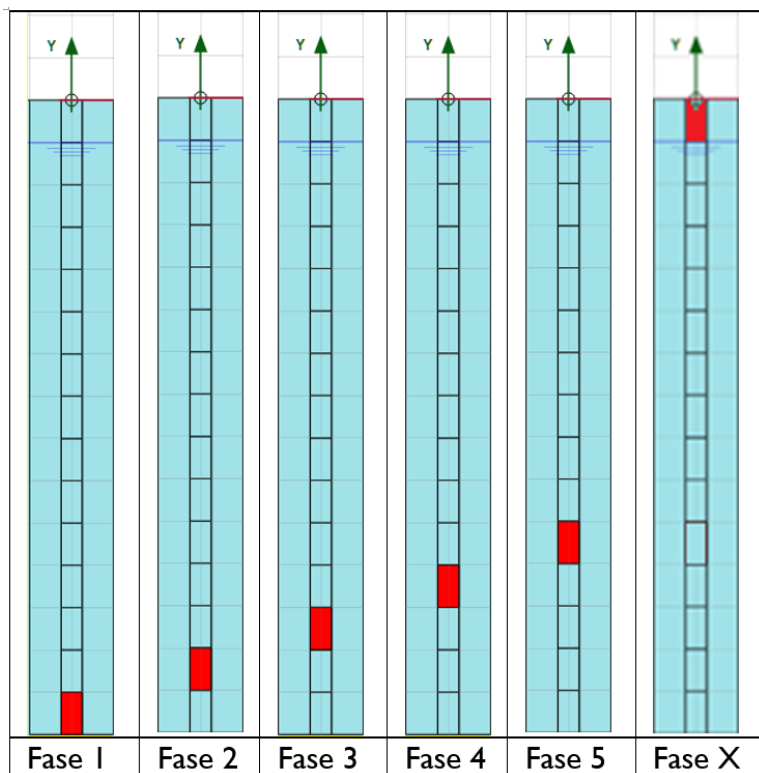
Daarbij is allereerst met een eenvoudige benadering gekeken naar een volumeverdichting die direct over de volledige hoogte wordt toegepast. Vervolgens is gekeken naar een verfijndere stap, waarbij rekening is gehouden met het daadwerkelijke mechanisme tijdens het trekken van de damwand, zoals ook verwoord is in het onderzoek van Hergarden (2000).

Citaat: De damwand verplaatst tijdens het trekken niet in zijn geheel in horizontale richting, maar wordt langzaam omhoog getrokken. De ruimte ontstaat dus eerst aan de punt van de damwand en breidt zich langzaam in verticale richting uit naar het maaiveld. Onder de punt van de damwand kan dus de ruimte worden opgevuld, terwijl daarboven nog geen ruimte is ontstaan. (Hergarden, 2000)

Om het daadwerkelijke gedrag van het trekken van de damwand goed te kunnen modelleren is het dus noodzakelijk om de gemodelleerde spleet in segmenten op te delen en de volumerek stapsgewijs per fase aan te zetten, beginnend met het onderste segment. Deze wijze van modelleren is uitgevoerd op het hierboven omschreven model met een sleufbreedte van 0,5 m. Het principe van het model is verduidelijkt in figuur 4-9.

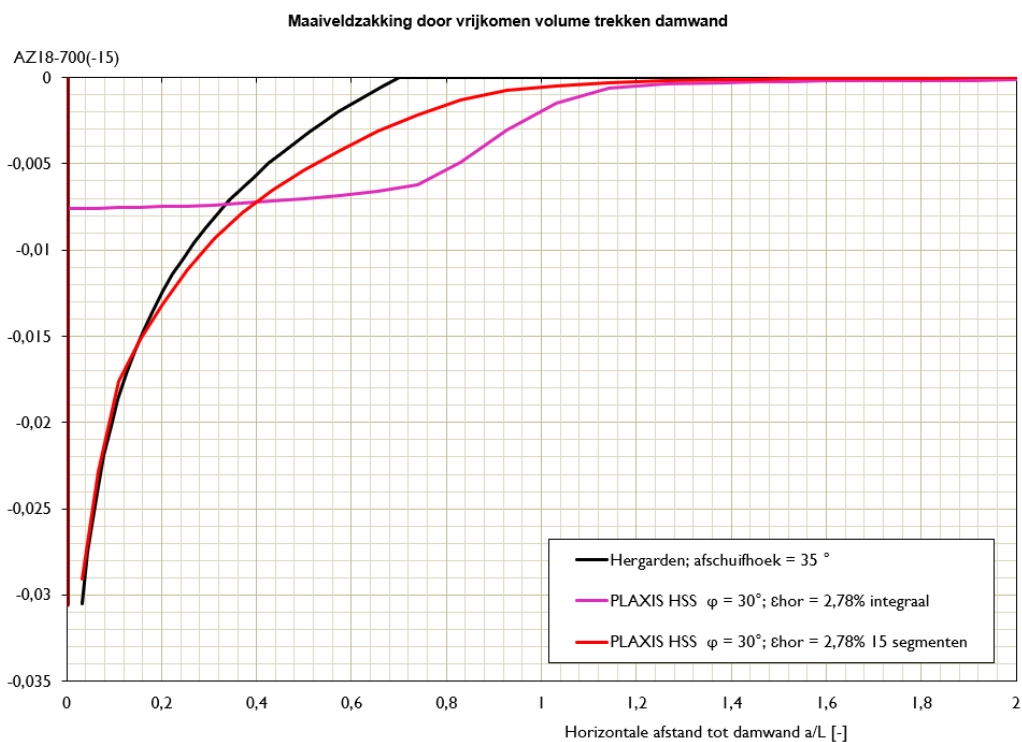
In aanvulling op deze Plaxis analyses is tevens een analytische berekening van de verwachte zetting door het volumeverlies ten gevolge van het trekken van een damwand conform Hergarden (2000) uitgevoerd.

De resultaten van de Plaxis analyses zijn, samen met de analytische beschouwing conform Hergarden, vergeleken met de resultaten uit het model waarbij de verdichting over de volledige hoogte in één keer is gemodelleerd.



Figuur 4-9 Principe van modellering van volumerek ten gevolge van volumeverlies door getrokken damwand.

In figuur 4-10 is te zien dat het zettingsverloop aan maaiveld (door volumeverlies van de getrokken damwand) berekend met Plaxis en stapsgewijze verdichting vergelijkbaar is met de zettingslijn bepaald met de analytische berekening volgens Hergarden.



Figuur 4-10 Deformaties Plaxis analyses trekken damwand vs. Hergarden.

Met toenemende afstand wordt het zettingsverschil tussen methode Hergarden en de methode Plaxis met stapsgewijze verdichting groter, maar blijft vergelijkbaar.

De zettingen door het model van Hergarden stoppen bij het einde van de actieve wig, terwijl de zettingen door Plaxis tot een afstand van ca.1x de lengte van de damwand doorgaan.

Opgemerkt wordt dat dit fenomeen in Plaxis mede afhankelijk is van de keuze voor het model met de kleine rekken stijfheid (HSS-model). Een hogere G_0 zou ook in Plaxis voor een snellere uitdemping van de zetting zorgen en de Plaxis-lijnen dichter bij de Hergarden-lijn leggen.

Geconcludeerd kan worden dat het Plaxis model met segmentindeling en stapsgewijs activeren van volumerek goed overeen komt met typische zettingslijnen die door volumeverlies als gevolg van een getrokken damwand worden veroorzaakt.

De modellering, waarin de volumeverdichting direct integraal over de gehele hoogte wordt toegepast, geeft minder betrouwbare resultaten. De deformatietrog aan het maaiveld is te breed en de vorm is te vlak.

Opgemerkt wordt dat, naast het model met de segmentindeling en stapsgewijs activeren, mogelijk ook andere modelleringen toegepast kunnen worden die tot betrouwbare resultaten leiden. Ook bij toepassing van een andere modellering zal de uitkomst van het eindige elementen model vergeleken moeten worden met de analytische modellen of de vorm en grootte van de zakkingsrog overeenkomt.

4.3.3 Modelling van de zetting door verdichting als gevolg van trillingen

De volgende stap is om te onderzoeken hoe de zetting door de verdichting is te modelleren in Plaxis.

Zoals eerder genoemd wordt voor de modellering van de zetting door verdichting in Plaxis gebruik gemaakt van de berekende verdichtingen uit de modellen van Meijers of Hergarden. Bij het toepassen van deze modellen is een aantal kanttekeningen te maken.

De berekende maaiveldzetting in de modellen is gebaseerd op de bijdragen uit de zettingen van de verschillende grondlagen. Hierbij is de relatieve dichtheid van een laag een belangrijke invoerparameter. Gezien deze achtergrond is het wenselijk om in Plaxis per laag, over de hoogte van de plank, een verschillende verdichting op te geven.

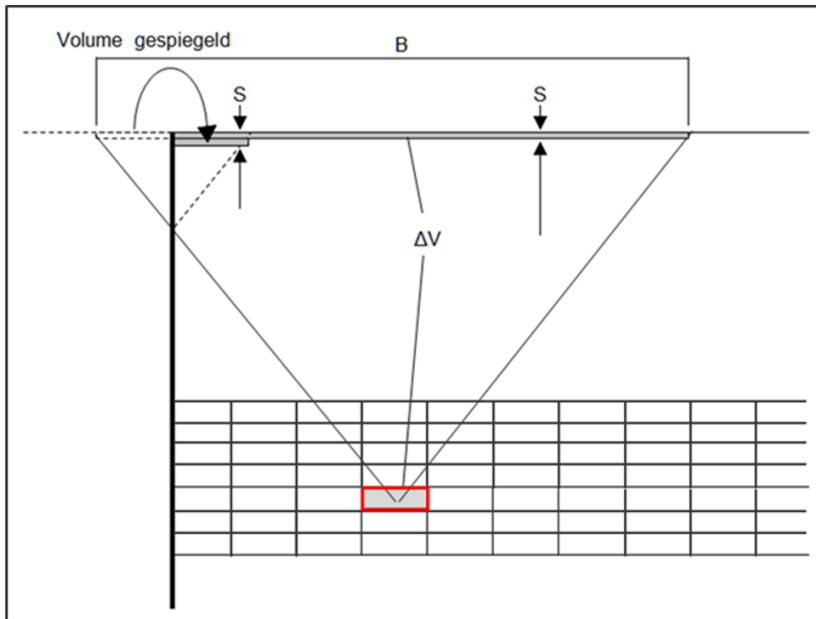
Het model van Meijers geeft in D-Sheet Piling (versie 16) enkel de zetting op maaiveldniveau. Wel wordt voor de verschillende lagen de relatieve dichtheid gevraagd voor de bepaling van de zetting. Echter de bijdrage van deze individuele lagen wordt niet gepresenteerd.

Met het model Hergarden kunnen de zettingen per laag berekend worden met behulp van een spreadsheet. Hiermee wordt inzicht verkregen in de bijdrage van de individuele lagen aan de maaiveldzetting.

Het is mogelijk om een voorafgaand berekend volumeverlies met Hergarden handmatig in Plaxis in te voeren en door de opgave van volumerekken (vergelijkbaar aan de volumeverlies in de vorige paragraaf) de overdracht van zettingen naar aanwezige constructies te bepalen. Hierbij dienen de losgepakte zandlagen in het model in blokjes ingedeeld te worden en voor elk blokje een specifiek volumeverlies bepaald te worden (zie figuur 4-11 ter illustratie). Hierbij dient rekening te worden gehouden met de afhankelijkheid tussen het volumeverlies en de afstand en diepte tot trillingsbron.

Dit betreft echter een omslachtige methode met beperkte toepassing aangezien de invoer met een analytische methode (bijvoorbeeld met Hergarden of het model Meijers) buiten Plaxis om gegenereerd moet worden. Gelet op de resultaten van het model voor het trekken van de damwand is ook de fasering van het inbrengen van de verdichting van groot belang voor de resultaten. Dit maakt het een niet praktische en zeer tijdrovende modelleringswijze.

Een soortgelijke Plaxis beschouwing heeft alleen in zeer specifieke situaties een toegevoegde waarde. Een dergelijke analyse zal, als gevolg van de wijze waarop de invoer gegenereerd wordt, zeer tijdsintensief zijn.



Figuur 4-11 Indeling van blokjes ter plaatse van losgepakte zandlagen.

Om de invoer in Plaxis beheersbaar te houden is het wenselijk om de verdichting in een bepaalde gedefinieerde strook rondom de damwand in te voeren. Verschillende theorieën (Meijers, De Nijs) veronderstellen slechts een verdichting in een zone van 1 à 2 m rondom de plank. Bij deze theorieën treedt buiten deze zone geen verdichting op. In het model van Hergarden is het in principe wel mogelijk dat verdichting buiten deze zone optreedt, omdat het al dan niet optreden van verdichting wordt bepaald door het overschrijden van de drempelwaarde voor de trillingsversnelling. In het model Hergarden treedt verdichting op als de drempelwaarde wordt overschreden.

Getracht is om op basis van de praktijkcases Den Haag en Heemskerk (zie paragraaf 3.3) met een meer eenvoudige en praktische methode te kijken of de volumeverdichting gecentreerd kan worden in een strook rondom de damwand. De resultaten zijn gepresenteerd in bijlage F2. De conclusies hiervan zijn:

- Bij beide praktijkcases (Den Haag en Heemskerk) geeft Plaxis afwijkende resultaten ten opzichte van het model van Hergarden en de gemeten zetting. De zakkingstrog is breder en minder diep. Het accuraat invoeren over de hoogte van de optredende verdichtingen leidt niet tot een goede overstemming.
- Daarnaast zijn zeer lange reketijden en (te)veel berekeningstappen benodigd omdat er relatieve grote en sterk verschillende volumerekken over de hoogte opgelegd worden.

4.3.4 Conclusies uittrekken wand en zetting / verdichting door trillen

Uittrekken damwand

Het modelleren van grondzakkingen ten gevolge van volumeverlies door het verwijderen van een damwand is goed mogelijk in Plaxis. Het modelleren van een spleet ter plaatse van de damwand, die wordt aangebracht door middel van gefaseerd opgelegde volumerekken, leidt tot een realistisch resultaat dat in lijn ligt met bestaande analytische methoden. De volumerek wordt berekend aan de hand van het doorsnede oppervlak van de damwand en de aangehouden strookbreedte in Plaxis.

Zetting / verdichting door trillen

Zettingen ten gevolge van het verdichten van losse korrelige lagen, als gevolg van het intrillen van damwanden, kunnen in Plaxis op basis van de huidige gangbare materiaalmodellen niet juist worden berekend.

De mogelijke volumerek in een bodemlaag ten gevolge van de verdichting (inklinking) kan alleen door een omslachtige modellering in Plaxis beschouwd worden en zal slechts in zeer beperkte mate een toegevoegde waarde hebben voor de beoordeling van mogelijke schaderisico's.

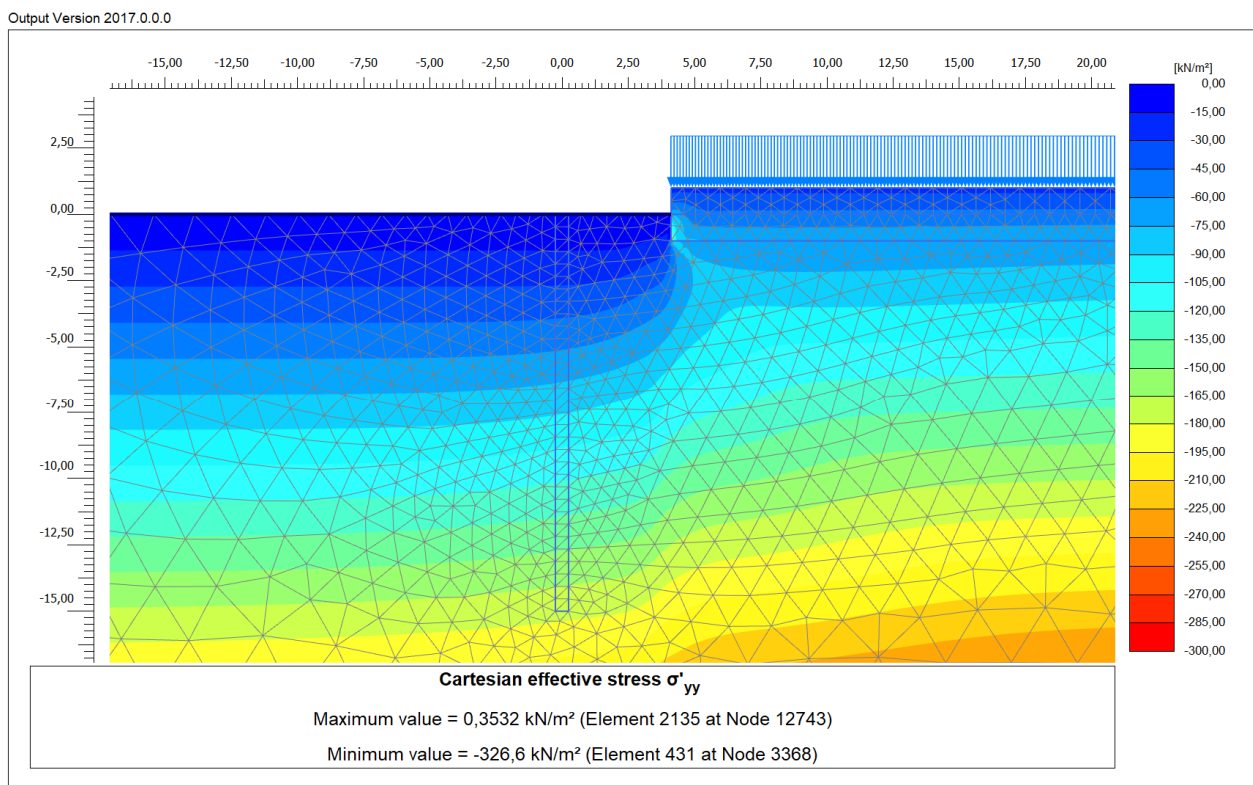
Omdat enkel het volumeverlies door het trekken van de damwanden juist is te modelleren in Plaxis is deze aanpak slechts beperkt geschikt voor het beoordelen van het cumulatieve effect van volumeverlies en verdichting op belendingen.

In (zeer) specifieke situaties kan het handmatig "ruimtelijk invoeren van volumerekken" in Plaxis wenselijk zijn om het gevolg van deformaties en veranderingen van spanningen in de grond op constructie-elementen of objecten te beoordelen. Dit is echter zoals eerder genoemd een zeer tijds- en rekenintensieve exercitie en rechtvaardigt in de meeste situaties niet de te plegen inspanning.

4.3.5 Beïnvloeding constructieve elementen

In deze paragraaf wordt kort ingegaan op het effect van spleetvorming op belendende constructieve elementen, zoals een fundering op staal of een paalfundering. Er worden twee praktijkcases besproken.

In figuur 4-12 zijn de initiële spanningen weergegeven onder een fundering op staal (plaatfundering) met een uniforme belasting van 25 kPa. De plaat is gemodelleerd als een (lineair-elastisch) volume-element.



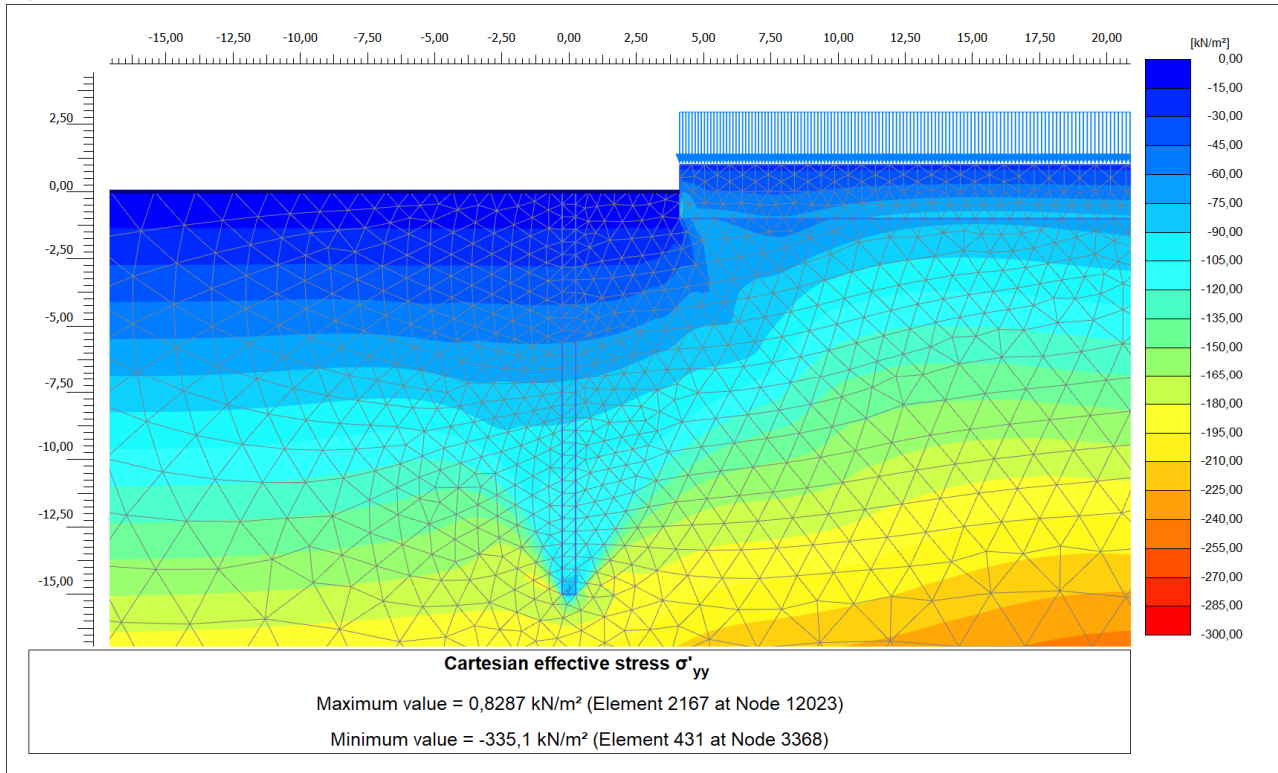
Figuur 4-12 Initiële spanningen bij fundering op staal.

In figuur 4-13 zijn de spanningen weergegeven onder dezelfde plaatfundering na het invoeren van volumerekken over een bepaalde hoogte ter plaatse van de damwandzone (bijv. door het trekken). De fundering bevindt zich op 3 m uit de damwand en de damwand heeft een lengte van 10 m.

In figuur 4-13 is te zien dat de verticale spanningen afnemen onder de rand van de plaat ten gevolge van de volumeverwijdering. En dat de verticale spanningen op grotere afstand van de rand toenemen t.g.v. herverdeling door de stijve plaatfundering. Op basis van deze analyse kan de zakking en de (verandering van) beddingsconstante ten behoeve van de constructieve berekeningen bepaald worden. Daarbij dient gecontroleerd te worden of de deformaties niet dusdanig groot zijn dat over een deel geen beddingsconstante meer van toepassing is.

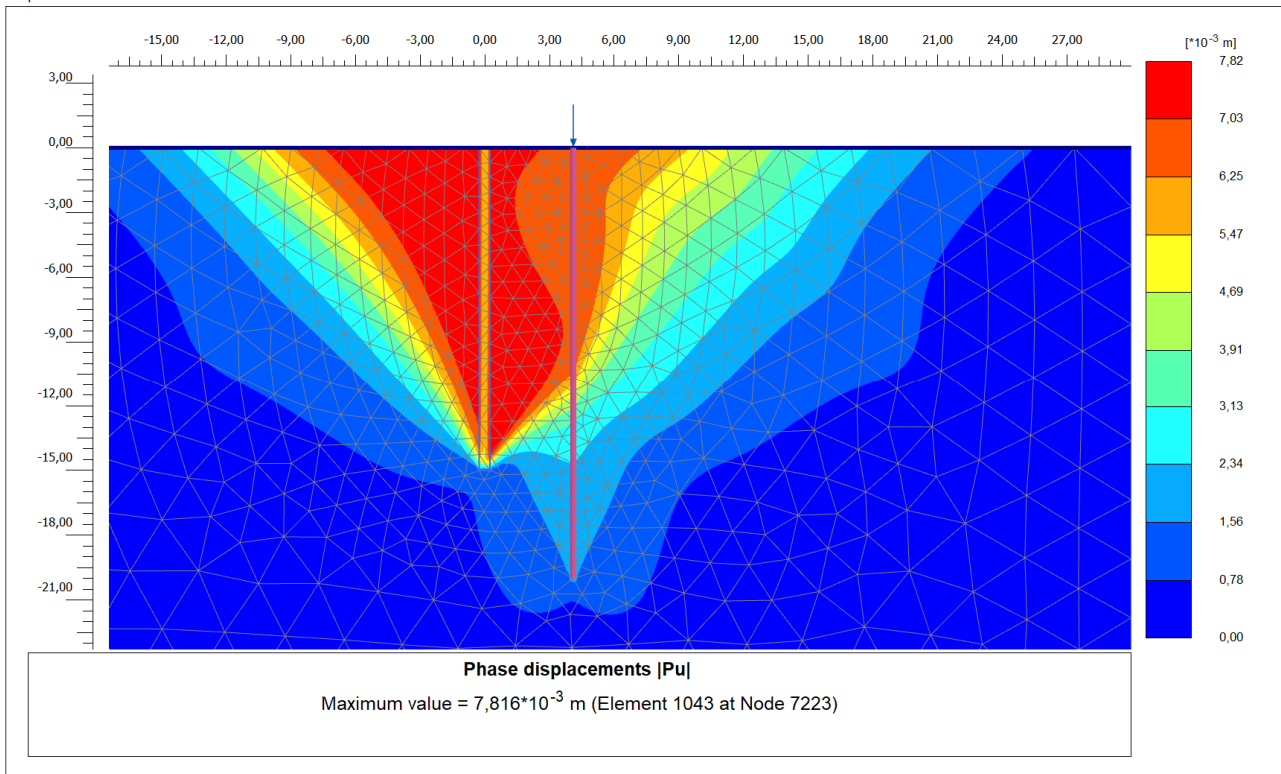
In figuur 4-14 zijn de deformaties gegeven in een model waarbij een 'embedded pile' is ingevoerd. Het deformatiebeeld geeft aan dat de paal de deformatielijn beïnvloedt. Dit vertaalt zich in een moment in de paal. Zie figuur 4-15.

Output Version 2017.0.0.0

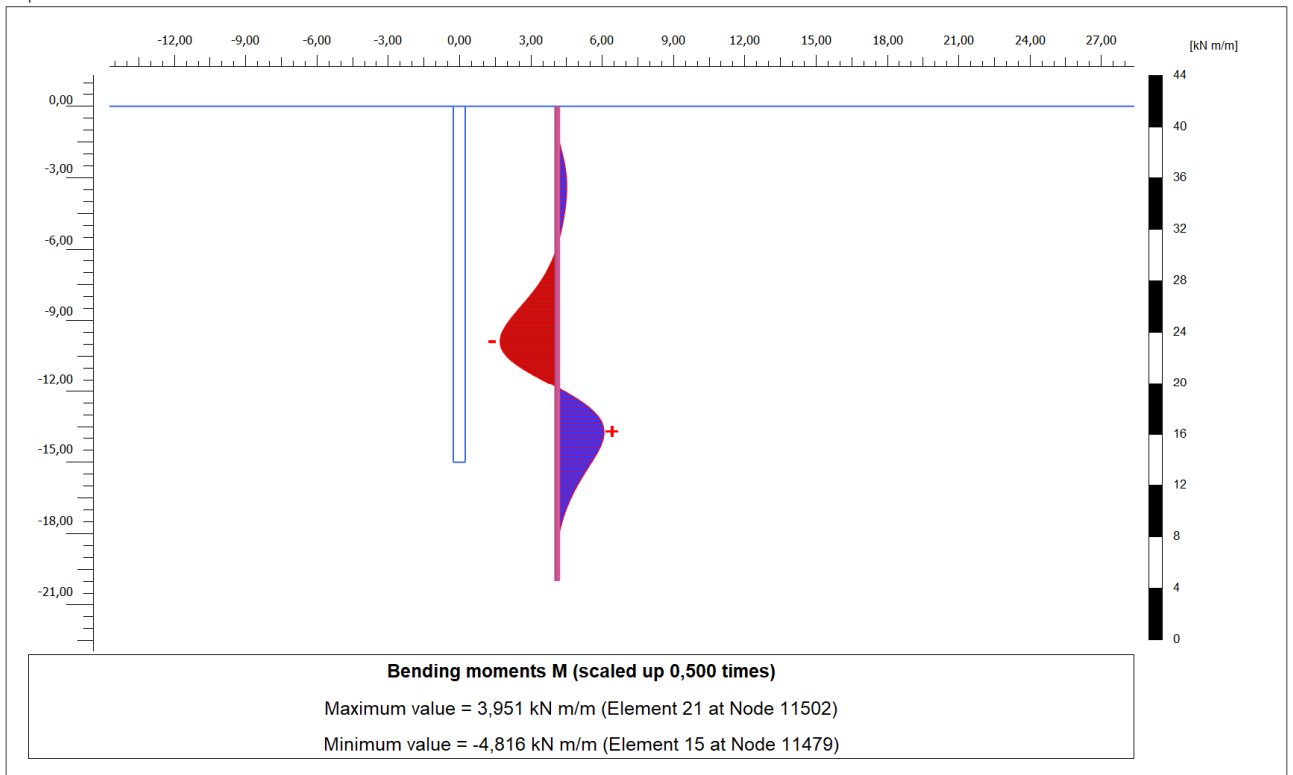


Figuur 4-13 Verticale spanningen onder fundering op staal na trekken damwand (volumerek).

Output Version 2017.0.0.0



Figuur 4-14 Deformaties rondom een 'embedded pile'.



Figuur 4-15 Momenten in paal ten gevolge van verdichting rondom damwand.



5.1 Inleiding

In de voorgaande hoofdstukken zijn richtlijnen gegeven voor het bepalen en berekenen van de invloed op de omgeving door het trillend of heidend installeren en trekken van damwanden. Het bepalen van de invloed op de omgeving is een onderdeel van een uitgebreider proces van risicoanalyse en ontwerp. Dit proces kan er op hoofdlijnen als volgt uit zien:

1. Berekening damwand conform stappenplan CUR 166 [8].
2. Toetsing of de damwand schadevrij kan worden geïnstalleerd en indien gewenst ook schadevrij kan worden getrokken. Zie ook SBRCURnet-Handboek hei- en trilbaarheid [58].

In het kader van deze praktijkrichtlijn zal de damwand in een bebouwde omgeving worden geïnstalleerd, waardoor de volgende aanvullende stappen van toepassing zijn:

3. Het uitvoeren van een trillingsprognose voor het bepalen van de kans op schade en hinder.
4. Het toetsen van de berekende trillingsniveaus aan de eisen in SBR-richtlijnen A, B en C, afhankelijk van de eisen in het project en eventueel uitwerken van mitigerende maatregelen (bijvoorbeeld drukken in plaats van trillen damwand).
5. Het bepalen van gronddeformaties (zowel verticaal als horizontaal) als gevolg van het inbrengen en/of verwijderen van damwanden¹.
6. Het bepalen van de totale gronddeformaties (als gevolg van uitbuigen damwand en inbrengen / verwijderen damwand).
7. Het bepalen van de deformaties van en de belasting op het belendende object.
8. Het toetsen of de deformatie en/of belasting toelaatbaar is en eventueel uitwerken van mitigerende maatregelen (bijvoorbeeld niet trekken damwand).

Gezien de scope van de richtlijn wordt in het stappenplan alleen ingegaan op het bepalen van gronddeformaties zoals bedoeld onder punt 5 en het bepalen en toetsen van deformaties en belastingen op belendende objecten onder punt 7.

Het gaat hierbij alleen om deformaties en belastingen als gevolg van het trillend inbrengen en verwijderen van damwanden. De deformaties zijn het gevolg van verdichting door trillingen en het verwijderen van een damwandvolume uit de ondergrond. Verdichting treedt alleen op bij zandlagen (niet in klei- of veenlagen). Deformaties als gevolg van het damwandvolume treden op bij alle grondsoorten.

In zandlagen beneden de grondwaterstand kunnen door trillingen wateroverspanningen ontstaan. Dit is een direct gevolg van verdichting. De wateroverspanningen kunnen onder specifieke omstandigheden tot een tijdelijk verlies van draagvermogen van een fundering (op staal en op palen) leiden. Op basis van een literatuurstudie en een analyse van beschikbare metingen (zie paragraaf 2.3.3 en bijlage G) is binnen de commissie geconcludeerd dat er geen eenvoudige en robuuste modellen beschikbaar zijn om de wateroverspanning te beschrijven en dat er te weinig meetgegevens beschikbaar zijn om een model of vuistregels af te leiden. In het stappenplan wordt daarom niet ingegaan op het kwantificeren van de invloed van wateroverspanning op het draagvermogen van een fundering. De ontwerper zal dit fenomeen echter wel altijd moeten beschouwen. In veel gevallen zal het effect van wateroverspanningen niet significant zijn, of qua reikwijdte en magnitude niet maatgevend zijn ten opzichte van het zettingsrisico. Deze gevallen zijn echter niet eenduidig vooraf te definiëren.

Per geval zal de ontwerper dus een inschatting van de situatie moeten maken. Als de wateroverspanning vrij naar het maaiveld kan dissiperen of als er sprake is van een goed doorlatend zandpakket zonder slecht doorlatende kleilagen mag verwacht worden dat de relatieve wateroverspanning al op korte afstand van de damwand beperkt is (<20% op 2 m).

¹ In deze stap wordt gesproken van verticale en horizontale deformaties. Bij het aanbrengen en verwijderen van damwanden zijn de verticale deformaties dominant. De analytische methoden (zoals Hergarden, Meijers) gaan daarom enkel uit van een verticale deformatie invloed en zijn voor de meest voorkomende gevallen toereikend bij de beoordeling van de risico's. In specifieke gevallen met kritische belendingen/objecten op zeer kleine afstand tot de damwanden zullen ook de horizontale deformaties door het aanbrengen of verwijderen van de damwandelementen van belang zijn.

Gevallen die op voorhand als risicovol zijn te classificeren, zijn (niet uitputtend):

- bodemprofielen waarin losgepakte zandlagen aanwezig zijn;
- en granulaire bodemprofielen waarin waterremmende of afsluitende kleilagen aanwezig zijn die een goede dissipatie van wateroverspanningen verhinderen. Ook constructieve elementen als verticale wanden in de ondergrond kunnen door barrièrewerking een goede dissipatie verhinderen.

In deze gevallen zijn hogere wateroverspanningen mogelijk en moet dit aspect apart worden onderzocht.

Tot slot wordt opgemerkt dat analyses naar de generatie van en weerstand tegen wateroverspanningen vooral relevant zijn in de nabijheid van dijklichamen en afdichtingen van voegen in tunnelconstructies.

5.2 Stappenplan

In deze paragraaf wordt het stappenplan beschreven voor het bepalen van de gronddeformaties als gevolg van het trillend installeren en/of verwijderen van damwanden, evenals het bepalen en toetsen van de deformaties van en belastingen op de belendende objecten. Onder belendende objecten worden verstaan een:

- fundering op palen of
- fundering op staal (inclusief leidingen).

Uitgangspunt is dat het object zich bevindt in de invloedzone zoals beschreven in paragraaf 4.1.

In het kader voor de richtlijn wordt met belasting vooral de belasting door krachten en momenten op een belendende paalfundering bedoeld.

Het stappenplan is ingestoken op een analytische aanpak waarbij gebruik wordt gemaakt van de rekenmodellen van Meijers en Hergarden, omdat deze voor de analyse van de praktijkcases zijn gebruikt en tevens voor die praktijkcases goede resultaten gaven.²

In paragraaf 5.3 wordt ingegaan op een eenvoudiger aanpak op basis van engineering judgement en in paragraaf 5.4 wordt ingegaan op een aanpak met Plaxis.

Op hoofdlijnen bestaat het stappenplan uit 5 stappen:

- Stap 1: Het bepalen van de verwachtingswaarde van de verticale gronddeformaties.
- Stap 2: Het bepalen van de verwachtingswaarde van de horizontale gronddeformaties.
- Stap 3: Het bepalen van de karakteristieke waarde van de gronddeformaties.
- Stap 4: Het bepalen van de invloed op belendende objecten.
- Stap 5: Toetsing van draagvermogen en deformatie van de belendende objecten.

De stappen worden hierna verder beschreven. Om het stappenplan beknopt en overzichtelijk te houden wordt zoveel mogelijk verwezen naar voorgaande hoofdstukken.

5.2.1 Stap 1: Het bepalen van de verwachtingswaarde van de verticale gronddeformaties

Het bepalen van de verticale gronddeformaties en het verloop daarvan in de diepte staat beschreven in paragraaf 4.1.4 en 4.2.3. Op basis van de analyse van de praktijkcases is er geen voorkeur voor methode Meijers of methode Hergarden. Wel wordt opgemerkt dat het met de methode Meijers, zoals nu geïmplementeerd in D-SheetPiling, alleen mogelijk is om de zakkingen op maaiveldniveau te berekenen.

Het bepalen van de invoerparameters voor de modellen staat beschreven in de onderstaande stappen 1.1 en 1.2.

² Ook andere methoden kunnen worden toegepast voor het voorspellen van de gronddeformaties, bijvoorbeeld Massarsch, Drabkin, Kim et al, Bement. Zie de literatuurstudie in 2.2.2 over verdichtingsmodellen. In het kader van de richtlijn zijn deze methoden niet aan de hand van de cases onderzocht en er is daarom niet beoordeeld of deze waarden in lijn liggen met de gemeten vervormingen in de cases.

Stap 1.1: Het bepalen van de initiële relatieve dichtheid.

Voor het bepalen van de initiële relatieve dichtheid zijn diverse correlaties beschikbaar uitgaande van de beschikbaarheid van sonderingen. In Nederland veel gebruikte correlaties zijn die van Baldi [1] en Lunne [24, 25, 26]. Zie paragraaf 3.4.2.

Stap 1.2: Het bepalen van de overige invoerparameters.

Naast de relatieve dichtheid dienen de in tabel 5-1 aangegeven modelspecifieke invoerparameters te worden vastgesteld.

Tabel 5-1 Overzicht invoerparameters (X geeft aan dat het een invoerparameter is).

Invoerparameter	Meijers	Hergarden
Relatieve dichtheid (zie stap 1.1)	X	X
Doorlatendheid	X	
Empirische parameter α (Barkan)		X
Slagkracht trilblok		X
Correctiefactor slagkracht trilblok		X
Frequentie trilblok		X
Trillingsversnelling		X
Dempingsfactor		X
Poriëngetal (min/max)		X

In paragraaf 5.5 wordt de bepaling van de invoerparameters toegelicht.

5.2.2 Stap 2: Het bepalen van de verwachtingswaarde van de horizontale gronddeformaties

Het bepalen van de horizontale gronddeformaties staat beschreven in paragraaf 4.1.5.

5.2.3 Stap 3: Het bepalen van de karakteristieke waarde van de gronddeformaties

Het voorspellen van gronddeformaties als gevolg van het inbrengen en trekken van damwanden kenmerkt zich door een relatief grote onzekerheid. Daarom zal een onzekerheidsmarge in rekening gebracht moeten worden. Dit kan worden gedaan door de verwachtingswaarde van de gronddeformaties te vermenigvuldigen met een onzekerheidsfactor. De onzekerheidsfactor is afhankelijk van het risicoprofiel van het project en de fase waarin het project zich bevindt. Naarmate het risicoprofiel groter is, is minder informatie bekend en zal de in rekening te brengen onzekerheidsfactor groter worden.

Kenmerken van een situatie met een relatief laag risicoprofiel zijn bijvoorbeeld:

- In aard en omvang is voldoende grondonderzoek beschikbaar.
- Belending is weinig gevoelig voor deformaties of deformatieverschillen.
- Voldoende betrouwbare praktijkervaring beschikbaar.

Kenmerken van een situatie met een relatief hoog risicoprofiel zijn bijvoorbeeld:

- Geen of slechts beperkt grondonderzoek beschikbaar.
- Belending is gevoelig voor deformaties of deformatieverschillen.
- Onvoldoende betrouwbare of geen praktijkervaring beschikbaar.

De range van de in rekening te brengen onzekerheidsfactor ligt mede op basis van het uitwerken van de verschillende praktijkcases in het kader van deze commissie tussen 1 en 3.

De voor een specifiek project te kiezen onzekerheidsfactor zal voor een belangrijk deel afhangen van de omvang van het grondonderzoek, de gekozen schematisatie van de bodem (wordt van een gemiddelde sondering uitgegaan of van de slechtste) en de methode om de deformaties te berekenen.

Uit de analyse van de praktijkcases blijkt namelijk dat het verschil in uitkomst van de berekende deformatie met de methode Meijers en Hergarden voor eenzelfde sondering in de orde grootte van een factor 2 kan verschillen, waarbij met methode Hergarden meestal meer deformatie is berekend. Vanzelfsprekend speelt in de keuze van de onzekerheidsfactor (locatie specifieke) ervaring een belangrijke rol.

Vanwege de grote spreiding in deze range staan in tabel 5-2 handvatten om de in rekening te brengen onzekerheidsfactor project specifiek te maken. Op basis van het onderzoek van Meijers is onderscheid gemaakt in de bijdrage van verdichten en van het opvullen van de ruimte (spleet) die ontstaat bij het trekken. Als wordt uitgegaan van de slechtste sondering en er (locatie specifieke) ervaring is met de toegepaste berekeningsmethodiek zal de onzekerheid eerder aan de ondergrens (lage factor) van de range kunnen worden gekozen. Is deze ervaring niet beschikbaar en wordt uitgegaan van een gemiddelde sondering, dan wordt aanbevolen om eerder van de bovengrens (hoge factor) uit te gaan, mede afhankelijk van de gekozen rekenmethode.

Met nadruk wordt opgemerkt dat de aangegeven factoren richtinggevend zijn bedoeld en altijd 'deskundig' moeten worden gekozen.

Tabel 5-2 Range onzekerheidsfactoren uitgedrukt in factoren.

Deformaties als gevolg van:	Onzekerheidsfactor bij grondonderzoek op VO niveau	Onzekerheidsfactor bij grondonderzoek op DO/VO niveau
Opvullen ruimte (spleet)	1,5 - 2	1 – 1,5
Verdichting (inklinken)	2 – 3	1 – 2

De toetsing van belendingen zal veelal in samenwerking met of door een constructeur geschieden. In die gevallen zal de onzekerheidsfactor ook afgestemd moeten worden op de eventuele veiligheidsfactoren die de constructeur in rekening brengt. Hiermee wordt voorkomen dat (onbedoeld) een te optimistische of te conservatieve toetsing wordt uitgevoerd.

5.2.4 Stap 4: Het bepalen van de invloed op belendende objecten

De mate waarin het intrillen en/of trekken van damwanden invloed heeft op het draagvermogen en de deformatie van een fundering binnen de invloedzone staat beschreven in paragraaf 4.1. Hierbij is een leiding als een bijzonder geval van een fundering op staal beschouwd. In de stappen 4.1 tot en met 4.6 staan de in paragraaf 4.1 onderscheiden gevallen met per stap een verwijzing naar de betreffende paragraaf.

Bekend is dat het trillen van damwanden in de grond tot wateroverspanningen leidt. De huidige kennis is nog onvoldoende om dit een gedegen onderdeel van de invloed te laten zijn. Bekend is dat hoge wateroverspanningen bij funderingen op staal tot sterk verminderde draagkracht kunnen leiden. Het advies is om waterspanningen te meten in situaties waarbij de trilwerkzaamheden op korte afstand tot funderingen op staal worden uitgevoerd.

Stap 4.1: Paalfundering: verandering draagvermogen: paragraaf 4.1.2

Stap 4.2: Paalfundering: verticale deformatie: paragraaf 4.1.6

Stap 4.3: Paalfundering: horizontale deformatie en momentbelasting: paragraaf 4.1.7 en 4.1.8

Stap 4.4: Fundering op staal: verandering draagvermogen: paragraaf 4.2.2

Stap 4.5: Fundering op staal: deformaties: paragraaf 4.2.3

Stap 4.6: Fundering op staal: zakking leidingen. Paragraaf 4.2.4

5.2.5 Stap 5: Toetsing van draagvermogen en deformatie

Bij de toetsing van de berekende draagvermogens en deformaties wordt hetzelfde onderscheid gemaakt als in stap 4. Ook hier worden verwijzing gemaakt naar de relevante paragraaf in paragraaf 4.1. Als de betreffende paragraaf kort is, is hier de volledige tekst overgenomen.

Stap 5.1: Paalfundering: toetsing draagvermogen volgens paragraaf 4.1.2

De toetsing van het verticale draagvermogen dient te worden uitgevoerd conform NEN 9997-1 [47].

Stap 5.2: Paalfundering: verticale deformatie volgens paragraaf 4.1.6

De toetsing of de deformaties van de paalfundering door de constructie kan worden opgenomen dient normaal gesproken in overleg met de constructeur te worden uitgevoerd. Tevens kan gebruik worden gemaakt van de methode die is beschreven in richtlijn F530 [6]. Zie voor een nadere toelichting paragraaf 4.3.5.

Stap 5.3: Paalfundering: horizontale deformatie en momentbelasting volgens paragraaf 4.1.7 en 4.1.8

De toetsing of het bijkomende buigend moment in de paal opgenomen kan worden, kan worden uitgevoerd conform de toetsing die is beschreven in CUR-publicatie 228 "Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen" [12].

Stap 5.4: Fundering op staal: verandering draagvermogen volgens paragraaf 4.2.2

De toetsing van het verticale draagvermogen dient te worden uitgevoerd conform NEN 9997-1 [47].

Stap 5.5: Fundering op staal: deformaties volgens paragraaf 4.2.3

Stap 5.6: Fundering op staal: leidingen volgens paragraaf 4.2.4

5.3 Stappenplan voor benadering op basis van engineering judgement

Het doel van de benadering op basis van engineering judgement is het vormen van een eerste beeld van het risicoprofiel en het verkrijgen van een referentie voor de uitkomsten met de analytische methode en/of methode PLAXIS.

Voor de benadering op basis van engineering judgement worden in feite dezelfde stappen doorlopen als in paragraaf 5.2, maar dan op basis van schattingen en mogelijk met gebruikmaking van vuistregels. Zie ook bijlage E. Ook hier is het uitgangspunt dat het belendende object zich in de invloedzone bevindt.

5.4 Stappenplan voor PLAXIS

Zoals in paragraaf 4.3 is gezegd is het niet of zeer beperkt mogelijk om verdichting met Plaxis te modelleren. Daarom wordt voor de bepaling van de verdichting gebruik gemaakt van de methode Meijers of Hergarden of een andere geschikte methode. Plaxis wordt in stap 4 van het stappenplan enkel gebruikt voor de bepaling van de invloed op belendende objecten. De invulling van stap 4 kan met behulp van Plaxis uitgevoerd worden door het bouwen van een model met op de locatie van de damwand een strook waarin volumedeformatie gemodelleerd kan worden.

Voor het trekken en inbrengen van de damwand wordt een strook van 0,5 m breed geadviseerd. Voor de omgevingsbeïnvloeding wordt minimaal een strookbreedte van 1,5 m geadviseerd. In de strook kan een horizontale volumerek opgegeven worden voor damwandinstallatie of verwijdering en een verticale volumerek voor verdichting van de ondergrond.

Voor damwandinstallatie/verwijderen is de volumerek te berekenen aan de hand van de doorsnede van de damwand. Voor de verdichting dient de volumerek gekozen te worden door de maaivelddeformatie te kijken aan de methode Meijers of Hergarden of een andere geschikte methode.

Zoals aangegeven in paragraaf 4.3 is de vorm van de zettingscurve afwijkend en dienen gevoeligheidsanalyses gemaakt te worden.

In Plaxis kunnen verschillende stappen uitgevoerd worden, waarbij de verdichting / deformatie ten gevolge van inbrengen / uittrekken opgevolgd of voorafgegaan kan worden door een stap waarbij de deformatie door uitbuiging berekend wordt.

5.5 Toelichting bepaling invoerparameters

5.5.1 Invoerparameters model Meijers

Voor de theoretische achtergrond en beschrijving van het model Meijers wordt verwezen naar paragraaf 2.2.2 en bijlage C. Dit rekenmodel kent, zoals geïmplementeerd in D-SheetPiling, naast de relatieve dichtheid alleen de waterdoorlatendheid als invoerparameter. De waterdoorlatendheid wordt gebruikt om de dissipatie te berekenen, die weer van invloed is op de stijfheid en de maximale schuifspanning bij de interface damwand-grond. Door de dissipatievergelijking in het model is dit gevoelig voor de doorlatendheid. Hierdoor ontspoort de berekening soms. Het is verstandig om geen doorlatendheid groter dan 10^{-4} m/s te kiezen. Bij onrealistische zakkingsstrogen (bijvoorbeeld een constante zakking op grote afstand van de damwand) is het verstandig om de berekening te herhalen met een lagere doorlatendheid in het zand van bijvoorbeeld 10^{-5} m/s.

5.5.2 Invoerparameters model Hergarden

Voor de theoretische achtergrond en volledige beschrijving van het model Hergarden wordt verwezen naar paragraaf 2.2.2 en bijlage B. Hieronder worden de belangrijkste invoerparameters van het model besproken.

Het prognose- of verdichtingsmodel kent een aantal componenten:

- 1) Bron.
- 2) Overdracht in de bodem.
- 3) Verdichtingsmodel Hergarden.

Bron en overdracht

Met het prognosemodel CUR 166 is een snelheid versus de afstand te bepalen. Uit een relatie tussen dominante frequentie en snelheid is de versnelling te herleiden. Omdat de verwachtingswaarden van het prognosemodel CUR 166 de zettingen beter benaderen dan de bovengrenswaarden dienen de verwachtingswaarden te worden gehanteerd. Zie par. 3.5.2.

Voor de bepaling van de snelheidsamplitude v_0 , correctiefactor c_{vel} voor de invloed van de slagkracht en is het gebruikelijk uit te gaan van de 7 karakteristieke bodemprofielen (CUR 166, 2^e deel). Aanbevolen wordt de bronwaarden om de snelheidsamplitude en correctiefactor aan te houden volgens de aanbevelingen van Rijnveld en Snethlage [52]. Voor de dempingsfactor α kan de waarde per bodemprofiel conform CUR 166 (2^e deel) worden aangehouden. In tegenstelling tot de in CUR 166 vermelde dempingsconstante van $0,0 \text{ m}^{-1}$ dient deze groter dan 0 aangehouden te worden (afhankelijk van het aanwezige grondprofiel).

De bronsterkte (op een referentieafstand van 5,0 m) is afhankelijk van het in te zetten hei- of trilblok. Voor een keuze van het benodigde hei- of trilblok kunnen de NVAF-PSD grafieken (CUR 166, 1^e deel) worden gebruikt of meer geavanceerde rekenmodellen. Hierbij dient rekening te worden gehouden met de beperkingen van de NVAF-PSD grafieken. Zie paragraaf 6.2.

Voor de bepaling van de versnelling bij de bron is een aangenomen frequentie van het heil- of trilblok benodigd. Voor heien is de frequentie gelegen tussen 5 en 25 Hz. Voor laag- en hoogfrequent trillen bedraagt dit gemiddeld respectievelijk 25 en 40 Hz.

Verdichtingsmodel

In de methode Hergarden is de verdichting een functie van het versnellingsniveau. Alleen als de versnellingsamplitude hoger is dan een bepaalde drempelwaarde treedt verdichting op. Deze drempelwaarde wordt berekend op basis van de initiële relatieve dichtheid en een empirische parameter α (Barkan). De initiële relatieve dichtheid kan bepaald worden op basis van de oorspronkelijke sonderingen en relaties volgens Baldi [1]. De empirische parameter α (Barkan) hangt af van het spanningsniveau en sterkte van de grond. Bij een hoog spanningsniveau en hoge sterkte geldt $\alpha=3$. Bij een lage spanning en lage sterkte kan $\alpha=5$ worden gebruikt. Gebruikelijk is een gemiddelde waarde van $\alpha=4$ te hanteren.

Uit de verandering van de relatieve dichtheid, zijnde de toename van de initiële relatieve dichtheid, en poriëngetal volgt de volumerek. Hiervoor is het minimum, initiële en maximum poriëngetal benodigd als input. Voor het minimum en maximum poriëngetal zijn $e_{\min} = 0,4$ en $e_{\max} = 0,8$ gebruikelijke waarden voor zandlagen. Het initiële poriëngetal wordt berekend op basis van het minimum en maximum poriëngetal en de initiële relatieve dichtheid.

De zetting van een grondelement volgt uit de vermenigvuldiging van de volumerek en het oppervlak van het grondelement gedeeld door de invloedbreedte. De totale maaiveldzakking volgt dan uit een sommatie van de bijdragen aan de maaiveldzakking voor alle grondelementen. Doordat op een afstand van de bron een grondelement kan verdichten kan de invloedzone volgens het model groter zijn dan de hoek van 30° vanuit de onderzijde van de damwand. Hiervoor kan het model worden gecorrigeerd door geen verdichting in rekening te brengen buiten deze invloedzone.

Bij het verwijderen van damwanden moet naast verdichting ook rekening worden gehouden met de maaiveldzakking die ontstaat door het volume van de te verwijderen damwand. Hiervoor kan de plankdikte en planklengte worden aangehouden, waarbij de maaiveldzakking gelijk is aan het volumeverlies (volume damwandplank) gedeeld door de invloedbreedte onder een hoek³ van 30° vanuit de onderzijde van de damwand. Voor zandgronden wordt normaliter geen rekening gehouden met aan de plank vastklevende grond bij het trekken, maar in geval van een gemengde bodem van cohesieve en niet-cohesieve grondlagen kan rekening worden gehouden met een groter volumeverlies ten gevolge van vastklevende grond. Zie ook paragraaf 2.2.4. en 6.4.

5.6 Invoerparameters PLAXIS

De invoerparameters in Plaxis zijn volumerek in horizontale en/of verticale richting in een strook grond. Dit kan uitgevoerd worden in een standaard model wat toegepast wordt voor bijvoorbeeld damwandberekeningen. Bij de ijking van het model aan methode Hergarden, Meijers of een andere geschikte methode dient gevarieerd te worden met de breedte van de zakkingsstrog (zakking in actieve wig) en de grootte van zakking op maaiveld.

³ In principe betreft dit de afschuifhoek. Deze kan 30° zijn, zoals gevonden bij de cases, maar is feitelijk afhankelijk van de lokale bodemgesteldheid en grondeigenschappen.

Invloed van de uitvoeringswijze

6.1 Inleiding

De uitvoeringswijze bepaalt in sterkte mate de invloed op de omgeving. Dit hoofdstuk belicht de invloed van de uitvoeringswijze bij het trillend en heidend installeren van damwanden.

Ook wordt kort stilgestaan bij het drukkend inbrengen van damwanden omdat deze wijze van installeren een belangrijke beheersmaatregel kan zijn.

In hoofdstuk 5 van CUR-publicatie 166, deel 2 [8], wordt ingegaan op de uitvoeringsaspecten bij damwanden. De volgende paragrafen zijn een aanvulling op CUR-publicatie 166 en sluiten aan op het CUR handboek hei- en trilbaarheid [58] en de hierop volgende publicaties [4,5].

De keuze voor de uitvoeringswijze dient weloverwogen te worden gemaakt op basis van een risicoanalyse.

Problemen bij het inbrengen van damwanden leveren vaak een verhoogd risicoprofiel voor de omgeving. In paragraaf 3.5.1 van het handboek hei- en trilbaarheid [58], waarin de risico-inventarisatie is beschreven, wordt een overzicht gegeven van vaak voorkomende incidenten en risico's bij het installeren en trekken van damwanden. Daarbij is tevens aangegeven wat de oorzaken kunnen zijn en welke remedie of beheersmaatregel kan worden genomen.

Daarnaast geeft GeoBrain op basis van statistieken een indruk van de meest voorkomende problemen bij het installeren van damwanden. Zie paragraaf 6.6.

Aan de hand van trilproeven kan de invloed van de installatiemethode op de omgeving nader worden onderzocht. Op basis van deze trilproeven wordt de hei- en trilbaarheid beoordeeld en wordt een beeld gevormd van de risico's op de omgeving en kan de uitvoering indien nodig worden bijgesteld.

Door een correcte voorbereiding van de uitvoering en de juiste keuze van het materieel, bedieningswijze en eventuele maatregelen, kan omgevingsbeïnvloeding worden beperkt of worden geminimaliseerd.

Alleen door de uitvoeringsaspecten in acht te nemen is de kans groot dat de voorspelde beïnvloeding op de omgeving een goede benadering van de werkelijkheid zal geven.

Als er tijdens de uitvoering niet zorgvuldig wordt gewerkt kan de invloed op de omgeving groter zijn dan verwacht, met alle gevolgen van dien.

In de volgende paragrafen worden de aandachtspunten benoemd voor verschillende uitvoeringswijzen. Tevens zullen de hulpmethoden of maatregelen worden beschreven die het inbrengen van damwanden vergemakkelijken. Ook wordt stilgestaan bij de (mogelijke) invloed van deze maatregelen op de omgeving.

Voor het installeren en verwijderen van de damwanden kunnen een aantal vuistregels worden aangehouden:

1. een trillend ingebrachte damwand kan ook weer trillend getrokken worden⁴;
2. een heidend ingebrachte damwand is niet meer te trekken;
3. een statisch (drukkend) ingebrachte damwand kan zowel statisch als trillend getrokken worden.

Bij een toenemend risico op schade of afnemende afstand tot de belending geldt doorgaans dat:

- eerder een zwaar trilblok (met gereduceerde instellingen) wordt toegepast dan een licht trilblok;
- eerder een hoog frequent trilblok met variabel moment wordt ingezet dan een trilblok zonder een variabel moment. Dit geldt zeker bij een belending op staal;
- de plank eerder met voorboren dan met fluïderen op diepte wordt gebracht. Indien het belendende funderingsniveau (paalpunt / op staal) binnen de ontspanningszone van het voorboren of fluïderen ligt worden deze maatregelen niet toegepast;
- een alternatieve installatiewijze wordt toegepast. Bijvoorbeeld statisch drukken van damwandplanken.

⁴ Deze vuistregel geldt onder voorwaarden dat de damwand op de juiste wijze en schadevrij is ingebracht. Anders bestaat bij het uittrillen een verhoogd risico op schade aan de omgeving. Zie ook paragraaf 0.

6.2 Trillend inbrengen

Bij het intrillen van damwanden wordt gebruik gemaakt van de tijdelijke verweking van de bodem als gevolg van de op de bodem overgebrachte horizontale (hoog frequente) trilling. Als gevolg van verweking is de sterkte van de grond minimaal en zakt het element op eigen gewicht de bodem in.

In droge grond is geen verweking mogelijk. Dat is de reden waarom het in- en uittrillen van damwanden in droge grond zeer moeizaam verloopt.

De opgewekte trillingen kunnen leiden tot verdichting van los gepakte zandlagen. Deze verdichting kan leiden tot (verschil)verzakkingen van nabij gelegen constructies (funderingen). In bepaalde omstandigheden kan verweking ook zakkingen veroorzaken.

De SBR Trillingsrichtlijn A gaat voor de toetsing van trillingsgevoelige funderingen uit van een grenswaarde voor de trillingsnelheid bij een gegeven frequentie. Omgerekend leidt dit tot een trillingsversnelling van 1 m/s^2 . Omdat bij hoogfrequent trillen in vergelijking met laagfrequent trillen de versnellingen hoger zijn, is er een grotere kans op overschrijding van de grenswaarde, waardoor bij hoogfrequent trillen naast een trillingsgevoelige fundering een groter risico op zakking aanwezig is dan bij laagfrequent trillen.

Vanwege het risico op schade door zakking aan belendingen wordt het vaak afgeraden om damwanden trillend in te brengen (of te verwijderen) op relatief korte afstand van een fundering op staal of palen of zettingsgevoelige kabel en leidingen. Dit geldt zeker in die gevallen waarbij de damwanden een dieper installatieniveau hebben dan het funderingsniveau van de belendingen en leidingen.

Bij het in- en uittrillen van damwanden in relatie tot de omgeving speelt zowel de trilbaarheid van damwanden (schadevrij op diepte brengen) als de trillingsintensiteit naar de omgeving een rol. Hoe groter de trillingsintensiteit hoe groter de kans op verdichting en zakking als gevolg van trillingen.

Naast de gevoeligheid van grond voor trillingen speelt de tijdsduur van de trilling een rol in verband met vermoeiing van grond en constructies. Hierdoor kan initiële esthetische schade leiden tot constructieve schade. Dit betekent dat er gekozen dient te worden voor een trilblok van voldoende capaciteit, zodat het inbrengen (of verwijderen) van damwanden enerzijds niet langer duurt dan strikt noodzakelijk. Anderzijds mag de trillingsintensiteit niet te hoog zijn met het oog op de verhoogde schadekans. In dit geval is het noodzakelijk om het energieniveau te reduceren.

De benodigde capaciteit van een trilblok wordt bepaald aan de hand van het gewicht en de lengte van de in te brengen damwand, evenals door de bodemopbouw waarin de damwand wordt aangebracht.

In CUR-Publicatie 166 [8] en SBRCURnet-publicatie Handboek hei- en trilbaarheid van palen en damwanden [58] worden verschillende formules en modellen besproken waarmee de trilbaarheid en de capaciteit van het blok kan worden bepaald. Hiervoor zijn de eenvoudig toepasbare NVAF/ PSD grafieken en de uitgebreide wave-equation methoden beschikbaar. De NVAF/ PSD grafieken gelden voor verschillende bodemprofielen en damwandplanken met een breedte van 1,2 m. De benodigde slagkracht van het trilblok is te schatten op basis en het weerstandsmoment en lengte van de planken.

Opgemerkt dient te worden dat de grafieken enigszins zijn verouderd en met enige voorzichtigheid moeten worden gebruikt. Dit vanwege de lagere vormvastheid (grotere breedte, slanker) van de moderne damwandplanken met gelijke weerstandsmomenten in vergelijking met de planken van destijds. De lagere vormvastheid kan leiden tot een onderschatting van de kans op schade aan de damwand bij het inbrengen. Zie ook de aanbevelingen in het handboek hei- en trilbaarheid [58] en de publicaties [4,5] naar aanleiding van het handboek.

Het uitgangspunt bij simulatie van het inbrengproces met wave-equation software is dat er bij een gegeven massa van het element aan de onderzijde een minimale vrije zakkingsamplitude van 5 mm verkregen moet worden. Daarbij wordt gezocht naar een inbrengsnelheid hoger dan 1,0 m/ minuut.

Met behulp van de in CUR-publicatie 166 [8] opgenomen prognosemethodiek is het vervolgens mogelijk om een prognose te maken van de optredende trilling versus de afstand tot de trillingsbron. Zie ook bijlage A.

Na de keuze van het juiste trilblok is een deugdelijke en zorgvuldige uitvoering van groot belang om onnodige trillingen in de omgeving te voorkomen. Het regelmatig controleren van de rechtstand van de in te brengen damwand voorkomt slotwrijving, waardoor de benodigde energie voor het inbrengen zoveel mogelijk wordt beperkt. Bovendien voorkomt tijdig corrigeren van scheefstand dat de damwand over een grote lengte moet worden teruggetrokken, wat weer leidt tot langduriger trillen dan strikt noodzakelijk is.

Als bij de juiste keuze van het materieel nog steeds sprake is van een onacceptabel trillingsniveau of als met het zwaarst beschikbare materieel toch onvoldoende zakkingsnelheid wordt behaald, is het mogelijk om hulpmethodes toe te passen bij het inbrengen. Deze maatregelen zorgen ervoor dat het element voldoende zakt en dat de overlast in de omgeving minimaal is.

Bij het trillend installeren van stalen damwanden wordt als maatregel vaak gekozen om ter plaatse van de sloten voor te boren ofwel te spuiten of te fluïderen.

Deze maatregelen hebben het nadeel dat grondontspanning optreedt binnen een bepaalde zone uit de damwand. Indien de belendingen binnen deze zone liggen is er een groot risico op verzakking, zetting of bezwijken van de funderingen.

Er wordt onderscheid gemaakt in grond verwijderend of woelend voorboren (eventueel in combinatie met een steunvloeistof om grote zettingen te voorkomen). Grondverwijderend voorboren geeft grotere grondontspanning dan woelend voorboren.

Fluïderen is vaak een betere keuze dan spuiten. Spuiten gaat, in tegenstelling tot fluïderen, gepaard met relatief veel water en een relatief lage druk, waardoor de structuur van de grond te sterk wordt verstoord en grondontspanning optreedt.

Bij de keuze voor fluïderen, spuiten of voorboren dient het bijkomende risico op maaiveldzakkingen en zetting van belendingen te worden meegenomen in de omgevingsanalyse. Zeker als de belending gefundeerd is op staal. Het toepassen van maatregelen als voorboren, fluïderen of spuiten dienen zorgvuldig en volgens een werkplan te worden uitgevoerd.

Vooraf bij de keuze voor spuiten of grond verwijderend voorboren dient, in verband met de verhoogde kans op ontgroning / ontspanning van grond, extra aandacht te worden besteed aan de risicoanalyse. Zie Foto 6-1.



Foto 6-1 Grondverwijderend voorboren.

6.3 Heiend inbrengen

Bij het inheien van damwanden wordt gebruik gemaakt van de impuls van het valgewicht om de bodem lokaal te laten bezwijken (verweking grond rondom de paalpunt) en ter plaatse van de onderzijde van de damwandplank te verdringen. Door de plank in beweging te houden zal de schachtwrijving langs de plank gedurende het inheiproces beperkt blijven.

Het verdichtingseffect op losgepakte zandlagen door heitrillingen is door de lagere frequentie minder groot dan bij het trillend inbrengen van damwanden. De relatief lage frequentie bij heien ligt echter weer dicht bij de eigen frequentie van bouwconstructies waardoor de kans op directe schade aan belendingen groter is.

In droge grond is bij trillen geen sprake van het verwekingseffect. In droge bodem is heien daardoor een effectiever middel om damwanden te installeren.

Evenals voor trillen van damwanden geldt dat er voor heien prognosemodellen en software pakketten beschikbaar zijn om een prognose van de te verwachten trillingen te maken.

Ook het inheiproces kan worden gesimuleerd met software om een indicatie te krijgen van de benodigde inbrengenergie, inbrengtijd en het benodigd equipment (heikbaarheidsanalyses). Aan de hand van het aantal klappen of belasting wisselingen kan worden bepaald of de damwanden zonder schade aan het element zelf kunnen worden ingebracht. Ook kan worden bepaald of het berekende energie- of trillingsniveau en de tijdsduur tot schade in de omgeving kan leiden.

Voor het inschatten van de benodigde energie behorende bij het heiend installeren van dubbele damwandplanken met een breedte van 1,2 m zijn ook de NVAF/ PSD grafieken te gebruiken. Zie ook paragraaf 6.2.

Na de keuze van het juiste equipment dient tijdens de uitvoering van de werkzaamheden onder andere te worden gelet op een juiste uitlijning van blok en plank zodat de energie centrisch in het element geleid wordt. Dit voorkomt onnodig verlies van energie aan de omgeving en oneigenlijke belasting van het element tijdens het inbrengen.

Om de benodigde energie bij het inheien van damwanden te reduceren kan gebruik worden gemaakt van voorboren of spuiten (eventueel in combinatie met een steunvloeistof).

De mogelijke effecten van deze hulpmethodes op de omgeving dienen in de omgevingsanalyses of zettingsberekening te worden meegenomen.

6.4 Trillend trekken

Bij het trillend verwijderen van damwanden gelden ook alle aandachtspunten als bij het trillend inbrengen van damwanden. Zie paragraaf 6.2. Een vuistregel bij het trillend trekken is dat de damwand weer in beweging kan worden gebracht met minimaal het materieel dat bij het inbrengen is gebruikt. Afhankelijk van het beschikbare materieel kan er trek- of drukkracht worden uitgeoefend om de damwand in beweging te krijgen alvorens deze trillend omhoog gelift kan worden.

Veel problemen tijdens het verwijderen van damwanden kunnen worden voorkomen als de damwanden op de juiste wijze en zonder schade aan de planken zijn ingebracht. Op het moment dat er bij het installeren bijvoorbeeld met geweld slotwrijving is overwonnen bestaat de mogelijkheid dat, als gevolg van de daardoor opgetreden schade, meer energie en slagkracht nodig is om de damwanden te verwijderen dan in een normale situatie nodig zou zijn geweest. Het gevolg hiervan is dat de kans op zetting als gevolg van de extra benodigde trilenergie of benodigde uitvoeringstijd groter is.

Om het risico van mee omhoogkomende grond te minimaliseren, wordt doorgaans de plank eerst circa 10 cm dieper getrild, waarna deze trillend getrokken wordt.

De werkzaamheden die worden uitgevoerd direct voorafgaand aan het verwijderen van damwanden kunnen van invloed zijn op de omgeving. Bijvoorbeeld bij het aanvullen van een ontgraven bouwkuip en het verwijderen van

ankers. Het materiaal dat gebruikt wordt voor het aanvullen van de ruimte tussen de constructie en een bouwkuip moet goed te verdichten zijn. Bij voorkeur wordt schoon goed gegradeerd zand of een ander materiaal gebruikt dat goed te verdichten is. Om een goede verdichtingsgraad te verkrijgen wordt aanbevolen om aanvullingen van bouwkuipen laagsgewijs uit te voeren en per laag te verdichten. De materiaaleisen en de wijze van verdichten dienen in het werkplan te worden vastgelegd.

Als het aangebrachte materiaal niet (goed) kan worden verdicht bestaat de kans dat als gevolg van het trillend verwijderen van de damwanden alsnog naverdichting optreedt en gronddeformaties optreden.

Ook kunnen gronddeformaties ontstaan ten gevolge van gronddrukverschillen aan binnen- en buitenzijde van de damwand na het verwijderen van de damwanden.

Bij het trillend verwijderen van damwanden uit granulaire gronden (zand en grind) met behulp van een hoogfrequent trilblok, komen de damwanden over het algemeen "schoon" uit de grond. Met andere woorden: er blijft geen grond aan de planken kleven, waardoor de ruimte die ontstaat na het verwijderen van de damwand slechts het volume heeft van de verwijderde damwand. Maaiveldzettingen worden hierdoor zoveel mogelijk beperkt.

Indien er sprake is van klei- of leemhoudende tussenlagen zal er enig materiaal op de plank achter kunnen blijven. Hoeveel en of er materiaal aan de damwand blijft hangen is niet te voorspellen. Bij een heiproef in Den Haag [50] is bijvoorbeeld een dikte van 5 mm materiaal aan weerszijden van de verwijderde plank gemeten. En bij een heiproef in Antwerpen [48] is in glauconiet houdend zand een schil van zelfs 3 cm op de planken waargenomen.

Indien kortsluiting tussen verschillende watervoerende pakketten voorkomen moet worden kan tijdens het verwijderen een cement-bentoniet suspensie worden geïnjecteerd. Met het injecteren van cement-bentoniet kan tevens de zetting als gevolg van de spleetvorming worden geminimaliseerd.

6.5 Indrukken

Bij het indrukken of statisch installeren van damwanden is de invloed van de uitvoering van het drukken zelf op de omgeving zeer beperkt.

Bij drukkend installeren worden enkele planken gebruikt. Bij trillend installeren dubbele planken.

Het benodigde equipment en de indrukkraft kunnen vrij eenvoudig worden bepaald met een statische analyse. Aanwijzingen hiervoor zijn te vinden in hoofdstuk 5 van CUR-publicatie 166 [8]. Een belangrijk verschil tussen theorie en de praktijk bij het drukken is de slotwrijving die optreedt bij het plaatsen van stalen damwanden. Evenals bij andere inbrengmethoden is het van belang de richting en de scheefstand van de damwanden tijdens de installatie goed te controleren. Dit is een eerste mogelijkheid om de slotwrijving te beperken, waardoor de kans groter wordt dat de gewenste diepte ook daadwerkelijk wordt bereikt.

Met behulp van bitumineuze slotvulling of PU schuim is het mogelijk om vervuiling van de sloten te voorkomen en slotwrijving te beperken.

Als uit de statische analyse of inschatting volgt dat er hulpmethoden nodig zijn om de damwanden naar de gewenste diepte te drukken, dient de invloed en haalbaarheid van deze hulpmethodes te worden onderzocht.

Bij het verwijderen van damwanden met behulp van een drukmachine zal er over het algemeen wat meer grond aan de plank blijven plakken dan bij trillend trekken, waardoor het risico op maaiveldzettingen bij statisch trekken groter is.

6.6 Problemen bij het inbrengen van damwanden volgens GeoBrain

GeoBrain geeft op basis van statistieken een indruk van de meest voorkomende problemen bij het installeren van damwanden.

Op basis van de gegevens in GeoBrain is in figuur 6-1 een statistisch overzicht weergegeven van de problemen die kunnen voorkomen bij het inbrengen van damwanden.

	Totaal	thombles	Totaal	thombles
	(aantal)	(aantal)	(%)	(%)
1. Schadepost	987400	0		
2. Aantal damwanden	106274	0		
3. Niet op diepte	1397	0	1.31	
4. Schade aan planken	438	0	0.41	
5. Sloten verbrand	196	0	0.18	
6. Uitbreken elementen	230	0	0.22	
7. Uit slot gelopen	115	0	0.11	
8. Meezakken planken	233	0	0.22	
9. Problemen met blok/vibrator	34	0	0.03	
10. Scheefstand planken	175	0	0.16	
11. Lekkage door damwand	12	0		
12. Zandtransport door wand	8	0		

Figuur 6-1 Statistisch overzicht problemen bij het inbrengen van damwanden (Bron: GeoBrain).

Op basis van figuur 6-1 blijken de meest voorkomende problemen bij het inbrengen van damwanden te zijn:

- het niet op diepte komen van de planken;
- schade aan en meezakken van de planken;
- verbrande sloten;
- scheefstand van de planken en uit het slot lopen.

6.7 Bepaling invloed op een fundering met GeoBrain

Bij het bepalen van de uitvoeringsrisico's die spelen bij de installatie van damwanden, kan gebruik worden gemaakt van de ervaringsdatabases GeoBrain Funderingstechniek en Bouwtrillingen. Een compleet overzicht is via internet toegankelijk (www.geobrain.nl)

Met GeoBrain Funderingstechniek kan al in een vroegtijdig stadium van een project rekening worden gehouden met de uitvoerbaarheid, zodat het proces op de juiste wijze in gang gezet wordt en maatregelen tijdig getroffen kunnen worden.

Kennis en ervaring van de uitvoerende partijen zijn in op een overzichtelijke wijze online gepresenteerd.

In de database is een continu groeiende verzameling van uitvoeringsgegevens en -ervaringen op het gebied van damwanden te vinden. Daarnaast kunnen de GeoBrain voorspellingsmodellen worden geraadpleegd die gebaseerd zijn op expertkennis en de ervaringen uit de database. De uitvoerbaarheid van een werk kan op deze manier online worden voorspeld.

Meer concreet bevat de database praktijkgegevens over:

- het bouwproject (locatie, type constructie, aantal planken, etc.);
- geotechniek (de grondopbouw, waterstanden, aanwezigheid obstakels, etc.);
- damwandtype (afmetingen, type en staat van de plank, enkel/dubbel/driedubbel, eventueel gegevens combiwand, etc);
- installatiemethode (inbrengmethode heien, trillen, drukken, type blok, spuiten/fluidieren, ervaring ploeg, etc);
- omgevingsinvloeden (aanwezigheid belendingen, evt. schade aan belendingen, gemeten trillingsniveaus, opgetreden zakkingen, etc.);
- de ongewenste gebeurtenissen als gevolg van het installeren (dagen vertraging, niet op diepte komen, schade aan de plank, uit het slot lopen, grondtransport door de damwand, etc.);
- de mogelijke oorzaken.

Naast het zoeken naar ervaringen van al uitgevoerde projecten kan er ook een voorspelling en een risicoprofiel worden gemaakt.

GeoBrain Bouwtrillingen biedt een online overzicht van de opgeslagen uitvoeringsgegevens en ervaringen op het gebied van trillingen en/of schade als gevolg van het heien en trillen van damwanden.

Dus door te zoeken in oude ervaringen en voorspellingen die specifiek ingaan op de omstandigheden van het onderhavige project kan een totaal beeld worden verkregen van de mogelijke uitvoeringsrisico's die kunnen spelen bij het ontwerp van een damwand. Bij een nieuw project kan op deze manier snel een indruk worden verkregen van de uitvoerbaarheid van het ontwerp en kunnen al in het ontwerpstadium maatregelen worden genomen om de uitvoeringsrisico's te minimaliseren.



Damwandproef Raamsdonkveer.



Damwandproef Raamsdonkveer.

7.1 Inleiding

Het trillend installeren en verwijderen van damwanden blijkt vaak tot omgevingsbeïnvloeding te leiden waarbij schade en hinder in de omgeving optreden. Schade gaat altijd gepaard met economische en sociale gevolgen in tijd en geld. Hinder kan ook leiden tot imagoschade.

Bij omgevingsbeïnvloeding moet worden gedacht aan schade en hinder door trillingen en deformaties. Ook hinder door geluid kan een belangrijke rol spelen. Geluidsoverlast door bouwlawaai is conform het bouwbesluit 2012 een onderdeel van de omgevingsvergunning. Meer achtergrond over geluid, trillingen, de prognose en het toetsingskader van trillingen is gegeven in paragraaf 8.3.

De optredende trillingen kunnen direct schade toebrengen aan belendingen en andere objecten, maar kunnen ook indirect deformaties en schade toebrengen als gevolg van zettingen door verdichting van los gepakte zandlagen.

De oorzaak van de problemen is veelal van geotechnische aard en ligt vaak in het ontwerpstadium en/of het uitvoeringsstadium. Denk daarbij ook aan gebrekkig management en/of slechte communicatie.

De ontwerper kan de prognose van trillingen en deformaties niet goed hebben uitgevoerd of kan als gevolg van onvoldoende kennis verkeerde aannamen hebben gedaan.

Ook in de praktijk kunnen door tijdsdruk, slechte voorbereiding, verkeerde keuzes door onvoldoende kennis, gebrekkige communicatie of tegenvallende grondgesteldheid problemen optreden die beperkt of voorkomen hadden kunnen worden.

Om de kans op omgevingsbeïnvloeding bij het trillend installeren en trekken van damwanden zo klein mogelijk te maken is een risicogestuurde aanpak in alle projectfasen noodzakelijk. Een praktische leidraad voor een risicogestuurde aanpak is beschreven in de praktijkgids voor risicogestuurd werken [61].

Afhankelijk van het type en de aard van het project dient een risicoprofiel te worden bepaald aan de hand van een risicoanalyse. De risicoanalyse bestaat uit een tril- en deformatieprognose en het onderzoek naar de haalbaarheid van het trillend inbrengen en trekken van de damwand. Zie publicatie Hei- en trilbaarheid van palen en damwanden [58]. Aan de hand van de risicoanalyse kan de uitvoeringswijze in relatie tot de omgevingsbeïnvloeding voorafgaand aan de uitvoering worden beoordeeld.

Uitvoeringsrisico's met betrekking tot trillingen kunnen behalve op basis van lokale ervaring ook worden bepaald aan de hand van GeoBrain Bouwtrillingen (www.geobrain.nl). Zie ook paragraaf 6.6 en 7.6.

In de volgende paragrafen is de werkwijze voor een risicogestuurde aanpak nader toegelicht.

7.2 Geotechnische risico's

Een risico kan in algemene termen worden gedefinieerd als het effect van onzekerheid op het behalen van een doelstelling.

Bij omgevingsbeïnvloeding door het trillend inbrengen en verwijderen van damwanden gaat het vaak over onzekerheden met betrekking tot de ondergrond in combinatie met de onzekerheid over de staat van de belendende objecten binnen de invloedssfeer van de trillingsbron.

De oorzaken van de problemen liggen vaak bij de onzekerheid over lokale afwijkingen in het grondprofiel of grondeigenschappen of de aanwezigheid van obstakels in de ondergrond. Ook de inzet van ondeskundig personeel, de keuze van onjuiste werkmethode en onvoldoende (deskundig) toezicht verhogen het risico op omgevingsbeïnvloeding.

De risico's kunnen worden beheerst door vooraf (preventief) of achteraf (correctief) maatregelen te nemen. Maatregelen om een specifiek risico te verkleinen kunnen ook weer andere risico's versterken of introduceren. Bijvoorbeeld het voorboren van een topzandlaag kan het risico van het niet op diepte komen verkleinen, maar introduceert mogelijk ook weer andere risico's die samenhangen met het ontspannen van de grond rond de damwand. Zie paragraaf 6.2 en 6.4.

Het optreden van geotechnische risico's heeft veelal gevolgen die te maken hebben met overschrijdingen van budget en planning, schade aan belendingen, hogere onderhoudskosten aan constructies. In de praktijk blijkt verder dat bij disputen lastig is vast te stellen of het optreden van de problemen een gevolg is van een afwijkende bodemgesteldheid, een ontwerpfout, een uitvoeringsfout, of een combinatie van deze factoren.

Het instrument om (geotechnische) risico's te beheersen is het toepassen van risicomanagement.

7.3 Risicomanagement

Risicomanagement kan op verschillende manieren worden toegepast. Een sectorbreed geaccepteerde methode hiervoor is GeoRM, dat staat voor Geotechnisch RisicoManagement. GeoRM is een cyclisch werkproces, waarbij continu, expliciet, gestructureerd en communicerend wordt omgegaan met risico's. Het GeoRM proces bestaat in algemene zin uit zes achtereenvolgende stappen:

1. Verzamelen van informatie en bepalen van de doelstellingen.
2. Inventariseren en identificeren van geotechnische risico's.
3. Classificeren van geotechnische risico's.
4. Selecteren en uitvoeren van preventieve en correctieve beheersmaatregelen.
5. Evalueren of de beheersmaatregelen de beoogde reductie van het risico hebben opgeleverd.
6. Overdracht van alle relevante risico-informatie binnen de projectorganisatie naar de volgende projectfasen.

Toepassing van GeoRM biedt de mogelijkheid om op gestructureerde wijze om te gaan met de onzekere factoren die de verschillende risico's bepalen.

7.4 Geotechnisch onderzoek

Geotechnische onzekerheid wordt bepaald door gebrek aan informatie en onzekere informatie over de grondopbouw, de grondeigenschappen en het grondgedrag.

Een gedegen specifiek en risicogestuurd grondonderzoek en voldoende kennis over een goede interpretatie van het grondonderzoek, zijn onontbeerlijk.

De binnen het Geo-Impuls programma opgestelde richtlijn risicogestuurd grondonderzoek [9] is een goede leidraad voor het opzetten van een risicogestuurd grondonderzoek.

Geotechnisch onderzoek is een belangrijk instrument voor de beheersing van de geotechnische risico's. Informatie over de samenstelling en geotechnische eigenschappen van de ondergrond kan binnen elk van de zes risicomanagement stappen een belangrijke rol spelen. Het belang van grondonderzoek is hierbij echter bij de stappen identificatie (2), classificatie (3) en evaluatie (5) het grootst.

Overigens dient er rekening mee te worden gehouden dat geotechnische risico's, door nieuwe inzichten op basis van aanvullend onderzoek, kunnen veranderen of nieuwe risico's kunnen ontstaan. De kans van optreden en de bijbehorende gevolgen kunnen niet alleen afnemen, maar ook toenemen. Feitelijk betekent het laatste dat er een tot dan toe onbekend risico is gesignaleerd, en dat de risico-inventarisatie niet volledig is geweest.

Een tijdige onderkenning, in combinatie met passende maatregelen, moeten leiden tot een effectieve beheersing van het toegenomen geotechnische risico.

Als tijdens de uitvoering blijkt dat sprake is van een afwijkende bodemgesteldheid kan de contractvorm van invloed zijn op de verdeling van geotechnische risico's tussen opdrachtgever en opdrachtnemer. Bij een traditioneel contract is de opdrachtgever verantwoordelijk voor de afstemming van het grondonderzoek op het ontwerp. Bij geïntegreerde contracten is het ontwerp en het grondonderzoek vaak geheel of gedeeltelijk de verantwoordelijkheid van de opdrachtnemer.

Indien de verantwoordelijkheden in geval van een afwijkende bodemgesteldheid en de risicoverdeling niet helder zijn vastgelegd, bestaat de kans op conflicten tussen opdrachtgever en opdrachtnemer.

De voorkeur bestaat om vooraf contractuele afspraken te maken over wanneer er sprake is van een afwijkende bodemgesteldheid en hoe de risico's en verantwoordelijkheden verdeeld moeten worden.

Een leidraad voor het verdelen van geotechnische risico's in de vorm van een RV-G of RisicoVerdeling-Geotechniek [10] kan helpen bij de vraag of in een specifiek geval sprake is van een afwijkende bodemgesteldheid of van een buitengewone omstandigheid.

Een RV-G als annex bij de vraagspecificatie heeft een contractuele en juridische status.

Het is dus van groot belang om in een vroegtijdig stadium inzicht te krijgen in de risico's, zodat over de verantwoordelijkheden afspraken kunnen worden gemaakt.

7.5 Risico-inventarisatie

Een risico-inventarisatie en identificatie wordt uitgevoerd op basis van ervaringen die in het verleden zijn opgedaan. Deze ervaringen kunnen worden gebruikt om de kans op toekomstige problemen tijdens de installatie te minimaliseren. Het gebruik van risicotabellen en databases zijn een goede basis voor het opstellen van een risico-inventarisatie. Als voorbeeld wordt verwezen naar de tabellen in CUR-publicatie 223 [7] en SBRCURnet-handboek hei- en trilbaarheid [58].

7.6 Ervaringsdatabase GeoBrain

Uitvoeringsrisico's met betrekking tot trillingen kunnen worden bepaald aan de hand van GeoBrain Bouwtrillingen (www.geobrain.nl). Zie ook paragraaf 6.6 en 6.7.

GeoBrain Bouwtrillingen biedt een online overzicht van de opgeslagen uitvoeringsgegevens en ervaringen op het gebied van trillingen en schade als gevolg van heien en trillen van damwanden.

Door te zoeken in oude ervaringen en voorspellingen die specifiek ingaan op de omstandigheden van het onderhavige project kan een goed beeld worden gevormd van de mogelijke uitvoeringsrisico's die kunnen optreden.

Bij een nieuw project kan op deze manier snel een indruk worden verkregen van de uitvoerbaarheid van het ontwerp en kunnen al in het ontwerpstadium maatregelen worden genomen om de uitvoeringsrisico's te minimaliseren.

7.7 Observational method

De problematiek rondom trillingen en de omgevingsbeïnvloeding kenmerkt zich door een mate van onvoorspelbaarheid, die veel hoger ligt dan gebruikelijk is bij geotechnische ontwerpen. De verschillende componenten, zoals de trillingsbron, de doorgifte door de ondergrond en de beschouwde constructie, kunnen op onverwacht wijze met elkaar reageren, waardoor trillingen uitdempen dan wel versterken.

Een methode om op een rationele manier met deze onzekerheden om te gaan is de zogenaamde observatie methode (Observational Method). Voor meer informatie hierover wordt verwezen naar de richtlijn Observational Method [59], CUR-publicatie 2008-2 [13] en Eurocode 7.

In de voornoemde publicaties wordt voor situaties waarin geotechnisch gedrag moeilijk te voorspellen is een handreiking gedaan om de observatiemethode toe te passen. Hieraan worden een aantal generieke eisen gesteld die voor deze problematiek geconcretiseerd zijn, n.l.:

- 1) Er moeten aanvaardbare grenzen van het gedrag zijn vastgesteld.
Hiervoor kunnen veelal de grens- en streefwaarden uit de SBR-richtlijnen worden gehanteerd. Ook kunnen grenzen worden gesteld aan een schadebeeld of toenames van scheurwijdtes. Hoewel deze veel directer gelinkt zijn aan de problematiek, zijn ze veel lastiger en zeker minder direct meetbaar en daardoor minder geschikt als criterium. De risico-inventarisatie kan aanleiding zijn deze grenzen aan te scherpen of te verruimen. Optreden van schades zonder dat grens- of streefwaarden overschreden worden moet aanleiding zijn om deze waarden te verscherpen. Anderzijds kan het overschrijden van grens- of streefwaarden zonder een schadebeeld reden zijn om de waarden te verruimen.
- 2) De mate waarin het gedrag kan variëren moet zijn vastgesteld en aangetoond. Het werkelijke gedrag moet met aanvaardbare waarschijnlijkheid binnen aanvaardbare grenzen vallen.
Een goede trillingsprognose geeft een indicatie of het realistisch is dat de te verwachten trillingen (of daaruit volgende zakkingen) binnen aanvaardbare grenzen blijven. Aan de hand van trillingsmetingen wordt beoordeeld of dat in werkelijkheid ook het geval is.
- 3) Er moet een monitoringsplan zijn opgesteld, waaruit kan worden afgeleid of het werkelijke gedrag binnen aanvaardbare grenzen blijft. Uit de monitoring moet in een vroeg stadium duidelijk worden of men met voldoende korte tijdsintervallen in staat is om succesvol mitigerende maatregelen te nemen. Zie ook paragraaf 8.2.
Voor de monitoring t.a.v. trillingen kunnen de handreikingen uit de SBR Trillingsrichtlijn A gehanteerd worden. Trillingmeters zijn geautomatiseerde systemen waarmee veelal realtime trillingen worden uitgelezen en aan een eerste toetsing kunnen worden onderworpen. Meting van zakking of schadebeelden moet gedurende kritische werkzaamheden minimaal dagelijks geschieden. De frequenties en voorwaarden zijn in een monitoringsplan vastgelegd.
- 4) De reactietijd van de apparatuur moet voldoende kort zijn en de procedure voor de analyse van de resultaten moet voldoende snel zijn, gelet op de mogelijke ontwikkelingen van het gehele systeem. Zie toelichting onder punt 3).
- 5) Er moet een plan voor mitigerende maatregelen zijn opgesteld, dat kan worden toegepast als uit de monitoring blijkt dat de aanvaardbaar geachte grenzen van het gedrag worden overschreden.

Er moet een backup-scenario zijn opgesteld waarin beheersmaatregelen of alternatieve uitvoeringsmethoden zijn opgenomen. Gedacht kan worden aan maatregelen als verandering van de uitvoeringswijze (volgorde), inzet van ander materieel, voorboren, fluïderen (indien toelaatbaar), damwand drukken, of zelfs een heel ander type wand of fundatie. Als de tijd kritisch is moet op voorhand worden besloten dat het betreffende materiaal / materieel "stand-by" staat.

8.1 Inleiding

Als gevolg van het inbrengen en verwijderen van damwanden kunnen trillingen en gronddeformaties in de omgeving optreden. Gronddeformaties kunnen schade en hinder aan belendingen, kabels- en leidingen en infrastructuur veroorzaken. Omgevings- en risicomanagement zijn in deze gevallen noodzakelijk.

Om de risico's op schade en hinder zoveel mogelijk te verkleinen en te beheersen is een risicogestuurde werkwijze van belang. Zie ook hoofdstuk 7 voor een leidraad bij de toepassing hiervan.

Door middel van een risicoanalyse wordt de kans op schade en de gevolgen van het inbrengen en verwijderen van damwanden in alle projectfasen in beeld gebracht (inventarisatie en identificatie) en gekwalificeerd. Uit de risicoanalyses wordt een beeld gevormd van het risicoprofiel. Tegen de onvermijdelijke restrisico's dienen preventieve en/of correctieve beheersmaatregelen te worden genomen.

Monitoring is geen beheersmaatregel op zich, maar aan de hand van monitoring kan het risicoprofiel mogelijk wel worden bijgesteld. Zie ook de aanwijzing in [7].

Monitoring tijdens het bouwproces is een hulpmiddel om tijdens het bouwproces inzicht te krijgen in het effect van trillingen en deformaties op objecten in de omgeving.

Monitoring kan ook worden ingezet om beslissingen en aannamen met relatief grote onzekerheid tijdens de uitvoering te beoordelen, waarbij op basis van de trillings- of deformatiemetingen en post-analyses grip op de onzekerheden kan worden verkregen.

Deze methode wordt de Observational Method genoemd. Als er bijvoorbeeld na de risicoanalyse in de ontwerpfase grote onzekerheid blijft bestaan over modelparameters voor trillingen en deformaties kan aan de hand van de Observational Method en post analyses het risicoprofiel worden bijgesteld of de uitvoeringswijze worden aangepast.

Voor meer informatie over de toepassing van de Observational Method wordt verwezen naar de Handreiking Observational Method [59] en paragraaf 7.7.

Met het monitoren wordt de invloed van de werkzaamheden op en in de omgeving gemeten, geregistreerd en getoetst aan de eisen. De wijze van meten, registreren, presenteren en toetsten aan signalerings- en interventiewaarden wordt beschreven in een monitoringsplan.

Vooral bij toepassing van monitoring voor de Observational Method is het belangrijk dat de metingen grafisch worden gepresenteerd. Dit bevordert de interpretatie en het inzicht in de metingen.

In de volgende paragrafen wordt het monitoringsplan en de betreffende verschillende metingen en inspecties nader toegelicht.

8.2 Monitoring en monitoringsplan

De procedure die bij het monitoren dient te worden gevolgd wordt vastgelegd in een monitoringsplan. Veel informatie over monitoring kan worden gevonden in CUR-publicatie 223 Richtlijn meten en monitoren van bouwputten [7].

Bij monitoring kan afhankelijk van het risicoprofiel een actief of passief beleid worden gevoerd.

- De passieve aanpak houdt in dat de situatie voorafgaand aan de werkzaamheden wordt vastgelegd en dat eventuele schadeclaims achteraf worden beoordeeld. Indien een claim terecht is, wordt schade gecompenseerd of hersteld. De passieve aanpak is geschikt voor belendingen, kabels en leidingen en andere objecten met een relatief laag risicoprofiel die *weinig risico op schade* lopen of waarbij *eventuele schade makkelijk hersteld* kan worden.

- De actieve aanpak houdt in dat niet alleen de situatie voorafgaand aan de werkzaamheden wordt vastgelegd, maar dat ook tijdens de werkzaamheden wordt gemeten welke invloed deze hebben op de belendingen. Indien de invloed te groot is, worden maatregelen genomen om de negatieve effecten van de werkzaamheden te beperken. De actieve aanpak past bij belendingen met een relatief hoog risicoprofiel en *actief omgevingsmanagementbeleid*.

Het monitoringsplan dient een actie- en communicatieplan te bevatten. In het actieplan is vastgelegd wie welke acties moeten uitvoeren bij overschrijding van de signalerings- en interventiewaarden. Omdat de acties na overschrijding van de waarden bij toepassing van de Observational method anders zijn dan bij reguliere monitoring, namelijk het overstappen op een ander scenario, wordt als interventiewaarde gesproken over overstapwaarden of schakelwaarden.

In een communicatieplan of schema wordt vastgelegd wie en hoe er wordt gecommuniceerd naar aanleiding van overschrijdingen. Zie ook de aanbevelingen in CUR 223 [7] over meten en monitoren van bouwputten.

In het monitoringsplan zijn signalerings- en interventiewaarden vastgesteld. De hoogten van de diverse waarden zijn gebaseerd op de uitgevoerde analyses en de vigerende eisen. De diverse waarden kunnen als hulpmiddel worden beschouwd van de monitoring.

De signaalwaarden moeten leiden tot verhoogde waakzaamheid en zijn niet bindend en star, maar moeten in relatie tot al de uitgevoerde metingen door een deskundige worden beoordeeld. De interventiewaarden zijn de maximaal toelaatbare waarden gebaseerd op de vergunningsgrenzen, berekeningen of normen/richtlijnen; bij deze waarden is actie noodzakelijk. In tabel 8-1 zijn de waarden toegelicht.

Tabel 8-1 Toelichting signalerings- en interventiewaarden.

Normaal verloop	Waarden die eveneens voor de start van de werkzaamheden kunnen voorkomen.
Signaleringswaarde	Bij een overschrijding van de signaleringswaarde dienen voorbereidingen te worden getroffen om binnen een kort tijdsbestek, voordat de grenswaarde wordt bereikt, over te kunnen gaan tot actie om te voorkomen dat de grenswaarde wordt bereikt. De actie bestaat dan b.v. uit nadere analyses van de metingen, verscherping van de monitoring, verhoogde waakzaamheid e.d.
Interventiewaarde ¹⁾	De maximum gestelde waarde. Op basis van voortschrijdend inzicht kan deze waarde worden aangepast. Bij het bereiken van de interventiewaarde moet worden overgestapt op een ander scenario om verdere ongewenste effecten te voorkomen. Een scenario is b.v. wijziging van de uitvoeringsmethode. Afhankelijk van het risico zijn meerdere terugvalscenario's voorhanden.

¹⁾ Bij de Observational Method kan deze waarde als overstapwaarde worden gezien, waarbij op een vooraf afgesproken / vastgesteld scenario moet worden overgestapt.

8.2.1 Bouwkundige opname of visuele inspectie

Het doel van een bouwkundige opname of visuele inspectie kan zijn:

- 1) het vaststellen van een status quo belendingen / 0-situatie (bouwkundige opname);
- 2) het opnemen van veranderingen in de tijd;
- 3) het bijsturen van de uitvoering.

Bij de beoordeling van schadeclaims is een 0-situatie van de aard en de staat van de objecten in de invloedssfeer van het werk van belang. Aan de hand van een bouwkundige opname of visuele inspectie door een onafhankelijk bedrijf of persoon kan hierover meer duidelijkheid en inzicht worden verkregen.

Bij een bouwkundige opname van de belendingen of inspectie van kabels en leidingen en andere objecten worden de signalen van schade en deformaties gefotografeerd en genoteerd.

Bij belendingen gaat het onder andere om scheurvorming en scheefstand. Bij kabels en leidingen gaat het meestal om zakking en hoekverdraaiingen.

Op basis van de resultaten van de bouwkundige opname of visuele inspectie kan het monitoringsplan worden opgesteld of bijgesteld, waarbij bijvoorbeeld de meetfrequentie en/of het aantal meetpunten worden aangepast. Ook kunnen vermeende schades achteraf op juistheid worden beoordeeld.

De resultaten van de bouwkundige opname kunnen worden neergelegd bij een beëdigd taxateur of notaris, waardoor de opname een rechtsgeldige status krijgt. Bij schademeldingen wordt de bouwkundige opname herhaald, zodat objectief kan worden bepaald of de schade voor of na de werkzaamheden is ontstaan.

Bij de bouwkundige opname en inspectie wordt in eerste instantie een globale opname uitgevoerd, zo kort mogelijk voordat de activiteiten aanvangen (alleen buitenzijde dan wel zowel buiten- als binnenzijde). Dat wil zeggen dat bijvoorbeeld alleen de buitenzijde van belendingen wordt geïnspecteerd op eventuele verzakkingen en scheurvorming. Zichtbare schade wordt fotografisch vastgelegd en beschreven.

Vervolgens kan op basis van de opname worden besloten om de belendingen, waarvan aan de buitenzijde schade is vastgesteld, ook aan de binnenzijde te inspecteren (intensieve foto-opname). Bij een pand met een hoog risicoprofiel wordt direct aan de binnen- en buitenzijde gemeten.

Uiteraard is bij een meer uitgebreide bouwkundige opname de toestemming van eigenaren van de betreffende panden noodzakelijk.

Aanbevolen wordt om na afronding van de bouwkundige opname of inspectie te inventariseren welke belendingen, kabels- en leidingen en andere objecten een reële kans lopen op schade. De inventarisatie is vaak een onderdeel van de risicoanalyse en dient in samenhang met het monitoringsplan te worden gedaan. Het resultaat wordt overlegd met het bevoegd gezag of beheerder. Nagegaan dient te worden of op voorhand preventieve maatregelen moeten worden genomen om de kans op schade te minimaliseren.

De rapportage van de bouwkundige opname of visuele inspectie moet de volgende onderdelen bevatten:

- Beschrijving van het object, voorafgaand aan de werkzaamheden. Bestaande aanwezige "afwijkende patronen" moeten worden vermeld. Hiermee is de 0-situatie vastgelegd.
- Overzicht van de waarnemingsperiode, zijnde datum, tijd en tijdsduur dat de beschouwing is verricht.
- Logboek van de waarnemingen.
- Beschrijving en (gedetailleerde) fotografische vastlegging van waargenomen "mankementen" samen met de locatie ervan.

8.2.2 Scheurmetingen

De uitvoeringswerkzaamheden kunnen resulteren in het ontstaan of toenemen van reeds bestaande scheuren. De scheurvorming veroorzaakt door het in- en uittrillen of heien van damwanden dient objectief te worden vastgesteld door monitoring.

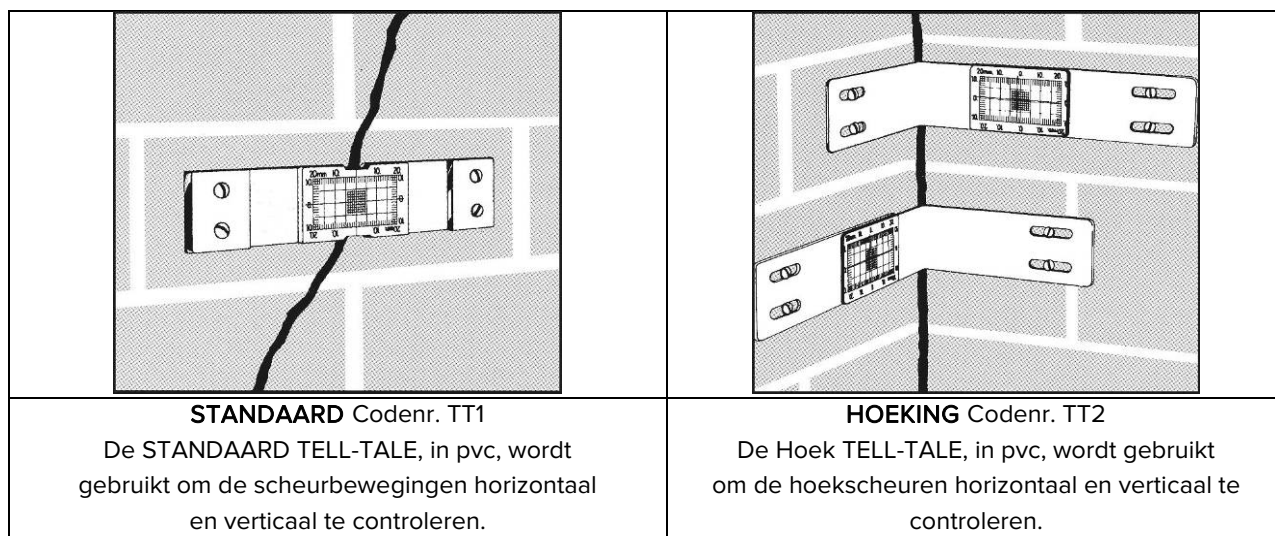
Met een visuele inspectie zijn mogelijke locaties nader te bepalen.

Aan de scheurmetingen worden normaliter geen signaal- en interventiewaarden gekoppeld. De informatie uit de scheurmetingen dient als een aanvulling op de interpretatie op basis van de deformatiemetingen.

Voor het monitoren van scheuren worden scheurmeters (bijvoorbeeld Fissurometer Tell-Tale) of digitale meters geplaatst. De meetlocaties worden bepaald op basis van de bouwkundige opnames of visuele inspecties. Zie paragraaf 8.2.1. De scheurmeters dienen periodiek te worden gecontroleerd in combinatie met visuele inspecties. Na de plaatsing op de scheuren moeten de scheurmeters voorafgaand aan de bouwwerkzaamheden meerdere keren handmatig worden afgelezen, om natuurlijke bewegingen (seizoensinvloeden) van de scheuren in deze periode in beeld te brengen.

Een fissurometer Tell-tale is samengesteld uit twee plaatjes die gedeeltelijk op elkaar liggen. Het onderste plaatje is verdeeld in mm, en het bovenste is voorzien van een rode kruisdraad. Door het over elkaar schuiven van de plaatjes kan men de importantie en de evolutie van de scheurbewegingen bepalen.

Elke bestaande scheur of alleen matige tot zware scheuren worden voorzien van een scheurmeter zoals is weergegeven in figuur 8-1. De scheurmeter kan op een vlakke muur of in een hoek wordt bevestigd door middel van schroeven en/of lijmen.



Figuur 8-1 Voorbeelden van twee types Tell-Tales.

De nauwkeurigheid ligt binnen de 0,5 mm. De positie van de scheurmeter wordt vastgelegd door middel van een detailfoto en overzichtsfoto. Tevens worden op een overzichtstekening de posities gemarkeerd. Elk geplaatste scheurmeter wordt direct na plaatsing ingemeten. Het in meten van de scheurmeters gebeurt door middel van een detailfoto per scheurmeter.

8.2.3 Deformatiemetingen

Om de deformaties in de omgeving te kunnen meten worden in de omgeving verschillende meetpunten (boutjes, prisma's, meetstickers of spijkers, leidingbakens) geplaatst. De meetpunten dienen voorafgaand aan de bouwwerkzaamheden (0-meting) en tijdens de bouwwerkzaamheden te worden gemeten. De 0-meting geeft bij een voldoende lange meetperiode ook inzicht in de "natuurlijke" deformaties door bijvoorbeeld temperatuurverschillen.

Met het uitvoeren van deformatiemetingen worden de deformaties in x, y en z richting in de tijd gevolgd en vastgelegd. De horizontale richtingen zijn x en y. De hoogteligging (z-richting) van de meetpunten wordt gemeten ten opzichte van NAP.

Afhankelijk van de omstandigheden worden de metingen uitgevoerd met een al dan niet automatische RTS (Robotic Total Station) en/of een digitaal waterpasinstrument met meetbaak. Het RTS meet zowel horizontale als verticale deformaties. Met het waterpasinstrument kunnen alleen verticale deformaties worden gemeten. De nauwkeurigheid van de instrumenten ligt op ca. 0,5 à 1,0 mm. De uiteindelijke nauwkeurigheid van het meetresultaten is afhankelijk van de omstandigheden en de afstanden waarover de metingen moeten worden uitgevoerd.

Digitaal waterpasinstrument

Voor het meten van de hoogteligging (z-richting) kan een digitaal waterpasinstrument en een baak worden gebruikt. De horizontale richtingen x en y worden hiermee niet gemeten. De meetpunten (vaak meetboutjes) worden ingemeten ten opzichte van het referentiepunt, dat buiten het invloedgebied is geplaatst of een vast punt dat niet aan zakking onderhevig is.

De relatieve nauwkeurigheid van het instrument bedraagt minimaal ca. 0,5 mm. Tevens heeft de temperatuur, weer- en seizoengesteldheid invloed op de nauwkeurigheid van de meting. Onnauwkeurigheden tot 1,0 à 1,5 mm in de meting worden hierom niet uitgesloten. Bij de meetresultaten dient daarom de weersgesteldheid van de betreffende meetdag te worden vermeld.

Met het waterpasinstrument kan over relatief grote afstanden worden gemeten. Ook kunnen controlemetingen op het RTS worden uitgevoerd.

Robotic Total Station (RTS)

Voor het meten van zowel horizontale als verticale deformaties komt een RTS in aanmerking. Deze meting kan al dan niet automatisch met een monitoringscontainer worden uitgevoerd. De nauwkeurigheid van de het automatische monitoring systeem is ± 1 mm.

De afstanden zijn beperkt door obstakels en bij vrij zicht maximaal 75 m.

Bij het monitoren van de deformaties wordt zowel de absolute waarde (ten opzichte van de nulmeting) als het rotatieverschil (verhang tussen 2 opeenvolgende punten) berekend. De meetresultaten worden in samenhang met de werkzaamheden, risicoanalyse en monitoringsplan, gemeten en beoordeeld, zodat op basis hiervan de meetfrequentie naar boven of beneden kan worden bijgesteld of maatregelen in de uitvoering kunnen worden getroffen.

De rapportage van de deformatiemetingen moet de volgende onderdelen bevatten:

- Beschrijving van de ligging van de meetpunten (welk gebouw, bout/prisma nummering e.d.). De meetlocaties moeten op een tekening aangegeven zijn.
- Overzicht van de meetperiode, onder andere datum en weersomstandigheden.
- Specificatie toegepaste apparatuur en data-acquisitiesysteem.
- Logboek van de metingen en een toelichting op bijzonderheden.
- Presentatie van de meetresultaten (nul- en vervolgmetingen).

Voor een continue beheersing van deformaties in de omgeving worden de meetresultaten online gepresenteerd. Overschrijdingen worden direct gemeld en geanalyseerd. Vooral bij de toepassing van de Observational Method is een snelle en duidelijke (grafische) presentatie van de metingen van belang.

8.2.4 Trillingsmetingen en toetsingskaders

Door het in- en uittrillen of heien van damwanden worden trillingen opgewekt die schade en hinder kunnen veroorzaken.

Ten aanzien van schade kan onderscheid worden gemaakt in directe en indirecte schade. Indirecte schade wordt veroorzaakt door zakking als gevolg van verdichting van zandlagen. Zie ook paragraaf 2.2.2.

Ook verweking van grond kan tot schade leiden. Trillingen in de grond wekken water(over)spanningen op. Zie ook paragraaf 2.2.3. De wateroverspanningen leiden tijdelijk tot een lagere korrelspanning en daarmee tot verminderde draagkracht en mogelijk tot bezwijken van funderingen en instabiliteit van waterkeringen.

Wateroverspanningen bouwen zich vooral op in een gelaagd grondpakket waarbij dissipatie naar de omgeving gelimiteerd wordt.

Directe schade treedt op als direct gevolg van de trillingen. De onderhavige paragraaf gaat over trillingen en de toetsing van de kans op directe schade.

In de SBR trillingsrichtlijn is niet gedefinieerd wat onder schade wordt verstaan. Om de schadekansen door trillingen enigszins te kunnen kwalificeren kan als leidraad bijvoorbeeld de schadeklasse-indeling uit publicatie F530 [6] worden gebruikt.

Het invloedsgebied waarbinnen kans op schade en nazakking door trillingen kan optreden, dient vooraf aan de hand van een heikbaarheids- en trillingsrisicoanalyse te worden geschat.

Voor meer algemene schadekwalificatie wordt verwezen naar COB-rapport nr. F530-ER-12-49785 [6], waarin voor gebouwen (de LTSM methode) en leidingen verschillende beoordelingsmethoden zijn beschreven.

Op basis van trillingsmetingen kan inzicht worden verkregen in het trillingsniveau in relatie tot de interventiewaarden. Voor de meting en toetsing van trillingen zijn de volgende SBR-richtlijnen beschikbaar:

- SBR Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken: 2017
- SBR Trillingsrichtlijn B: Hinder voor personen in gebouwen
- SBR Trillingsrichtlijn C: Storing aan apparatuur

Trillingen kunnen worden geprognoseerd aan de CUR166 methodiek [8] en bijlage A.

De trillingssterkte dient conform de SBR-richtlijnen te worden gemeten en te worden getoetst aan de interventiewaarden. Bij de toetsing volgens SBR-Trillingsrichtlijn A en C wordt bij de interventiewaarde gesproken van grenswaarde. In de SBR-Trillingsrichtlijn B wordt bij interventiewaarden specifiek gesproken over streefwaarden. Beheersmaatregelen dienen op de interventiewaarden te worden afgestemd.

Verskillende meetsystemen zijn beschikbaar die volgens SBR-richtlijnen zijn ontworpen. Aan een meetsysteem is een 3D-sensor (x, y en z-richting) aangesloten die de trillingen meet. De signaalverwerking en data opslag worden meestal automatisch uitgevoerd, maar kunnen per systeem verschillen. Per geprogrammeerde sample (tijdsinterval) worden de hoogste trillingsnelheid en de bijbehorende frequenties opgeslagen. Na een bepaalde periode wordt het meetsysteem uitgelezen en wordt de data verwerkt. Het is mogelijk om een web-based programma aan de meetresultaten te koppelen. Dan is het mogelijk een dagelijkse rapportage van de meetresultaten te maken.

De trillingsmetingen kunnen onbemand en/of bemand worden uitgevoerd.

Onbemande meting

Omdat met onbemande metingen niet direct inzicht wordt verkregen in de grootte van de trillingsintensiteiten in relatie tot mogelijke overschrijdingen van de grenswaarde en uitgevoerde activiteit, wordt aan het meetsysteem een "werkend" alarm (sms, e-mail, e.d.) bevestigd. Bij overschrijding van de vooraf ingestelde signaleringswaarde treedt dit alarm in werking.

Bemande meting

Bij de start of naar aanleiding van overschrijdingen (als die optreden) of indien gewerkt wordt in de nabijheid van kwetsbare objecten, kan de meting in overleg met de opdrachtgever bemand worden uitgevoerd. Tijdens een bemande meting kan een directe relatie worden gelegd tussen de werkzaamheden en de metingen. Op basis van de (eerste) meetresultaten wordt door de meettechnicus aangegeven of er sprake is van (dreigende) overschrijding van de grenswaarde. Afhankelijk van de gemeten trillingsintensiteiten kan het nodig zijn de bemande metingen door te zetten, de uitvoeringswijze aan te passen of over te stappen op onbemande metingen of af te slanken qua meetopzet.

In bijlage A is een nadere toelichting gegeven op meetmethoden en het SBR toetsingskader voor schade en hinder door trillingen.

De rapportage van de trillingsmetingen en de toetsingen moet de volgende onderdelen bevatten:

- Beschrijving van de ligging van de meetlocatie.
- Overzicht van de meetperiode.
- Logboek van de tril- / heiwerkzaamheden met gebruikt blok. Waar is gestart, waar zijn mogelijke problemen opgetreden en waar is geëindigd.
- Specificatie toegepaste apparatuur en data-acquisitiesysteem.
- Logboek van de metingen en een toelichting op bijzonderheden, wat onder andere inhoudt dat van de maatgevende trillingen de karakteristieken vermeld worden en bij welke activiteit er op dat moment plaatsvond.
- Presentatie van de meetresultaten is tweeledig en moet grafisch worden weergegeven, inclusief een beoordeling en toetsing van de maatgevende meetresultaten. Een grafiek met waarden versus tijd en een grafiek met waarden versus frequentie (beoordelingsgrafiek).

8.3 Geluid

Bij het installeren van damwanden kan hinder ontstaan als gevolg van geluidsproductie. De wet schrijft in artikel 8.3 van het Bouwbesluit 2012 eisen voor ten aanzien van het geluidsniveau in de omgeving.

Aan de hand van geluidsmetingen kan worden gecontroleerd of het geluidsniveau binnen de normen blijft en aan de gestelde eisen voldoet.

Het monitoringsplan voor geluid is een onderdeel van het geluidsplan, waarin ook het volgende dient te worden vermeld:

- De resultaten van een geluidsprognose.
- De werkzaamheden en het te gebruiken materieel met de bronvermogens.
- De planning van de werkzaamheden.
- De te nemen maatregelen om aan het toetsingskader te voldoen.

Geluidsmetingen dienen te worden uitgevoerd conform de de handleiding meten en rekenen industrielawaai van VROM [16].

Bij de monitoring van geluid dient onderscheid gemaakt te worden gemaakt tussen de volgende metingen:

- Meting van het achtergrond geluid (0-meting).
- Continue meting van geluid, ter controle van het geproduceerde geluid.
- Bronmetingen, ter bepaling van het geluidvermogen veroorzaakt door werkzaamheden.

Bij de meting van het *achtergrondgeluid* dienen de volgende grootheden te worden gemonitord:

- L_{Aeq} , lange tijd equivalent geluidsniveau, per minuut en dagdeel.
- L_{Amax} , maximaal kortstondig geluidsniveau, per minuut en dagdeel.

Voor de bepaling van het achtergrondgeluidsniveau wordt een meting uitgevoerd. De meting dient te worden verricht op een representatieve dag gedurende een aaneengesloten periode van een etmaal (7:00 – 7:00).

Bij de *continue* metingen moeten op de immissielocaties uit de volgende grootheden worden gemonitord:

- L_{Aeq} , lange tijd equivalent geluidsniveau, per minuut en dagdeel.
- L_{Amax} , maximaal kortstondig geluidsniveau, per minuut en dagdeel.

De meetpunten moeten zodanig worden opgesteld dat het meetpunt representatief is voor het invallende geluid.

Metingen moeten worden uitgevoerd op alle werkdagen en uren waarop wordt gewerkt. Bij werken in het weekend ook op zaterdag en zondag.

Bij de *bronmetingen* dient per onderdeel (slopen en in- en uittrillen) te worden vastgesteld wat het geluidsvermogen is van de geluid producerende werkzaamheden. Op de eerste dag van de inzet van geluid producerend materieel / werkzaamheden dienen een aantal bronmetingen verspreid over de dag te worden uitgevoerd. Ook als het materieel wordt gewisseld.

Bij de meting van het *brongeluid* dienen de volgende grootheden te worden gemonitord:

- L_{WR} , immissierelevante bronsterkte.
- L_{Amax} , maximaal geluidsniveau.

De metingen worden uitgevoerd gedurende een representatieve periode van de individuele activiteit (meterstand).

In artikel 8.3 van het Bouwbesluit 2012 zijn meerdere geluidgrenswaarden samen met een aantal blootstellingsdagen opgenomen. Zie figuur 8-2.

De op grond van artikel 8.2 te treffen maatregelen worden op aanwijzing van het bevoegd gezag vastgelegd in een bouw- of sloopveiligheidsplan. De maatregelen hebben ten minste betrekking op:

1. Bedrijfsmatige bouw- of sloopwerkzaamheden worden op werkdagen en op zaterdag tussen 7.00 uur en 19.00 uur uitgevoerd.
2. Bij het uitvoeren van de werkzaamheden als bedoeld in het eerste lid worden de in tabel 8.3 aangegeven dagwaarden en de daarbij behorende maximale blootstellingsduur niet overschreden.

Tabel 8.3

Dagwaarde	≤ 60 dB(A)	> 60 dB(A)	> 65 dB(A)	> 70 dB(A)	> 75 dB(A)	> 80 dB(A)
maximale blootstellingsduur	onbeperkt	50 dagen	30 dagen	15 dagen	5 dagen	0 dagen

3. Het bevoegd gezag kan ontheffing verlenen van het eerste en tweede lid. Onverkort het gestelde in de ontheffing, wordt bij het uitvoeren van bouw- of sloopwerkzaamheden gebruik gemaakt van de best beschikbare stille technieken.

4. Indien het bevoegd gezag met betrekking tot het uitvoeren van bouw- of sloopwerkzaamheden beleidsregels als bedoeld in titel 4.3 van de Algemene wet bestuursrecht heeft vastgesteld, is in afwijking van het derde lid geen ontheffing vereist indien het uitvoeren van de werkzaamheden voldoet aan die beleidsregels en het bevoegd gezag ten minste twee werkdagen voor de feitelijke aanvang van die werkzaamheden in kennis is gesteld van de aanvang van de werkzaamheden.

Figuur 8-2 Artikel 8.3 van het Bouwbesluit 2012.

Beoordelingskader dagperiode

De werkzaamheden dienen te voldoen aan het beoordelingskader, zoals is opgenomen in het Bouwbesluit artikel 8.3. Zie figuur 8-3. De grenswaarden en toelaatbaar aantal blootstellingsdagen gelden voor werkdagen maandag tot en met zaterdag tussen 07.00 en 19.00 uur.

Beoordelingskader nachtperiode

Voor het werken buiten de dagperiode (dit is de avond- en nachtperiode) en in het weekeinde dient conform lid 3 een ontheffing te worden aangevraagd. Indien conform lid 4 lokaal beleid ten aanzien van bouwlawaai is vastgesteld en daaraan wordt voldaan, dan is ontheffing niet noodzakelijk.

Grenswaarden geluid		overdag in weekenden en feestdagen, 7.00 tot 19.00 uur	's avonds 19.00 tot 23.00 uur	's nachts 23.00 tot 7.00 uur
Gemiddeld geluidniveau over een periode van 30 minuten *)	L _{Aeq,30min} *)	70 dB(A) (maximale waarde)	65 dB(A), (maximale waarde)	60 dB(A) (maximale waarde)
	L _{Aeq,30min} *)	tussen 65 dB(A) en 70 dB(A) maximaal 10 dagen met compensatie **)	tussen 60 dB(A) en 65 dB(A) maximaal 10 avonden, met compensatie **)	tussen 55 dB(A) en 60 dB(A) maximaal 5 nachten, met compensatie **)
	L _{Aeq,30min} *)	tussen 55 dB(A) en 65 dB(A) maximaal 20 dagen **)	tussen 50 dB(A) en 60 dB(A) maximaal 40 avonden **)	tussen 45 dB(A) en 55 dB(A) maximaal 20 nachten **)
	L _{Aeq,30min} *)	lager dan 55 dB(A), onbeperkt aantal dagen	lager dan 50 dB(A), onbeperkt aantal avonden	lager dan 45 dB(A), onbeperkt aantal nachten
Piekniveau	L _{Amax} ***)	85 dB(A)	80 dB(A)	75 dB(A)

*) Conform de Handleiding Meten en rekenen industrielawaai (VROM, 1999) is de geluidmaat L_{Aeq,30min} gedefinieerd als "het A-gewogen equivalent geluidsniveau ten opzichte van een referentiedruk van 20µPa over de periode van 30 minuten".

***) Conform de Handleiding Meten en rekenen industrielawaai (VROM, 1999) is de geluidmaat L_{A,max} gedefinieerd als het maximale A-gewogen geluidsniveau gemeten in de meterstand "Fast".

Figuur 8-3 Beoordelingskader zoals opgenomen in het Bouwbesluit artikel 8.3.

Alle werkzaamheden mogen de grenswaarden conform het Bouwbesluit niet overschrijden. Bij overschrijding bestaat de kans dat de werkzaamheden dienen te worden onderbroken of worden stilgelegd totdat de aannemer maatregelen heeft getroffen waarmee aantoonbaar binnen het wettelijke toetsingskader kan worden gebleven.

Over de maatregelen bij overschrijden van de grenswaarden dienen afspraken te worden gemaakt met het bevoegd gezag.

Bij overschrijding van de grenswaarden dient te worden gerekend met vertraging van de bouwwerkzaamheden met alle gevolgen van dien.

Literatuur

1. Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, N., Jamiolkowski, M. and Pasqualini, E. (1986), "Interpretation of CPT's and CPTU's, 2nd Part: Drained Penetration of Sands", in *Field Instrumentation and In-Situ Measurements: Proceedings of the 4th International Geotechnical Seminar, 25-27 November 1986, Singapore*, Nanyang Technological Institute, Singapore, pp. 143-156.
2. Baxter, C.D.P., Trautman, J., Taylor, O.S., (2013). Volumetric change of silts following cyclic loading. URITC project no. 50023060000001851, University of Rhode Island June 2013.
3. Bement, R.A.P., Selby, A.R., (1997). Compaction of granular soils by uniform vibration equivalent to vibrodriving of piles. *Geotechnical and Geological Engineering*, 15, 1997, pp 121-143.
4. Brouwer, J.W.R., Asselt, van E., Hei- en trilbaarheid palen en damwanden, SBRCURnet commissie 1694, *Geotechniek*, december 2016.
5. Brouwer, J.W.R., Rooduijn, M.P., Hei- en trilbaarheid palen en damwanden, SBRCURnet commissie 1694, *Geotechniek*, december 2015.
6. COB-rapport nr. F530-ER-12-49785, Aanbevelingen voor het ontwerp van bouwkuipen in stedelijke omgeving, Stichting COB, Gouda, 2012.
7. CUR-rapport 223 Richtlijn Meten en Monitoren van Bouwputten – voor kwaliteits- en risicomanagement, Stichting CURNET, Gouda, 2010.
8. CUR 166: CUR-publicatie 166 Damwandconstructies, 6^e druk (2012), deel 2.
9. CUR / Geo-Impuls rapport 247, Richtlijn Risicogestuurd Grondonderzoek - Van Planfase tot realisatie, Stichting CURnet, Gouda 2013.
10. CUR/CROW - Aanbeveling 105, Risicoverdeling geotechniek (RV-G), stichting CUR, Gouda, april 2006.
11. CUR/COB-rapport 231, Handboek diepwanden – Ontwerp en uitvoering, Stichting CURNET, Gouda, 2010.
12. CUR-rapport 228, Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen, Stichting CURNET, Gouda, 2010.
13. CUR-rapport 2008-2 Van Onzekerheid naar betrouwbaarheid, Handreiking voor geotechnisch ontwerpers, Stichting CURNET, Gouda, 2008.
14. Drabkin, S., Lacy, H., Kim, D.S., (1996). Estimating settlement of sand caused by construction vibration. *Journal of Geotechnical Engineering*, November 1996, pp 920-928.
15. Grabe, J., Mahutka, K.-P., (2005). Finite-Elemente-Analyse zur Vibrationsrammung von Phählen. *Bautechnik* 82 (2005), Heft 9, pp 632–640.
16. Handleiding meten en rekenen industrielaar, VROM, 2004.
17. Hamann, T., Grabe, J., (2013). Numerical investigations on vibratory sheet piling in embankments. *Proceedings Baltic Piling*, 2013, pp 177-184.
18. Hergarden, R.H., (2000). Gronddeformaties tijdens het trillend trekken van damwanden. M.Sc. thesis Technische Universiteit Delft, December 2000.
19. Hergarden/CUR 166: CUR-publicatie 166 Damwandconstructies, 6^e druk (2012), deel 2 - pagina 509 en 572 t/m 575.
20. Hergarden, R.H., Tol, A.F. van, (2001). Zakkingen tijdens het trillend trekken van damwanden (Settlements during vibratory pull of sheet piles). *Geotechniek*, juli 2001 pp 85–90.
21. Hölscher, P., ing. Kraaijenbrink, P., Beoordeling voorspelde trillingen bij intrillen damwanden, *Geotechniek* april 2012.
22. Kim, D.S., Drabkin, S., Rokhvarger, A., Laefer, D., (1994). Prediction of low level vibration induced settlement. *Proc. Spec. Conf. Settlement '94*, College Station, June 1994, New York, ASCE, 1994, Vol.1, pp. 806-817.
23. Kim, D.S., Drabkin, S., (1995). Investigation of vibration-induced settlement using multifactorial experimental design. *Geotechnical Testing Journal*, 18(1995)4, pp 463-471.
24. Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M., *CPT in geotechnical practice*, 1997.
25. Lunne, T. (2006), *Correlation CPT to Relative Density*. Tech Rep. 20041367-3, NGL.
26. Lunne, T., & Christoffersen H.P. (1983). Interpretation of Cone Penetrometer Data of offshore Sands. *Proceedings 15th Annual Offshore Technology Conference*, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, USA.
27. Lukas, R.G., Gill, S.A., (1992). Ground movement from piling vibrations. *Proceedings Conference Piling: European practice and worldwide trends*, London 1992 pp 163-169.
28. Mahutka, K., Grabe, J., (2006). Numerical prediction of settlements and vibrations due to vibratory pile driving using a continuum model. *Proc. TRANSVIB2006*, Paris, September 2006, pp 243-252.
29. Massarsch, K.R., (1992). Static and dynamic soil displacements caused by pile driving. *Proceedings 4th Int. Conference Application of Stress-wave Theory to Piles*, The Hague 1992, pp 15-24.
30. Massarsch, K.R., (2000). Settlements and damage caused by construction-induced vibrations. *Proceedings Intern. Workshop Wave 2000*, Bochum, December 2000, pp 299-315.

31. Massarsch, K.R., (2004). Vibrations caused by Pile Driving. The Magazine of Deep Foundations institute, Fall 2004, pp 39-42.
32. McGough, P., (2008). Prediction of ground settlement response to sheet pile extraction Proceedings of the Second BGA International Conference on Foundations, ICOF2008.
33. Meijers, P., Tol, A.F. van, (2002). Settlement due to sheetpile extraction, results of experimental research. Proc. Int. Conf. on Vibratory pile driving and deep soil compaction-TRANSVIB2002, Louvain-la-Neuve, 9-10 September 2002, pp 141-145.
34. Meijers, P., Tol, A.F. van, (2004a). Densification of sand caused by vibratory sheetpiling Proc. Cyclic behaviour of sand and liquefaction phenomena, CBS04,Bochum 2004, pp 523-532.
35. Meijers, P., 2004b. Invloed inbrengen en verwijderen van damwanden op omgeving. Geotechniek 8, 2004, pp 8-13.
36. Meijers, P., Tol, A.F. van, (2005). Observations on densification of soil during vibratory sheetpiling. Proc. 16th Int. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng. Osaka 2005, Vol 4, pp 2153-2156.
37. Meijers, P., Tol, A.F. van, (2006). The Raamsdonksveer sheet pile test: observed settlements due to installation of vibratory driven sheet piles. TRANSVIB2006, Paris, 2006, pp 353-362.
38. Meijers, P., Tol, A.F. van, (2007). The Raamsdonksveer sheet pile test, measured surface settlements during vibratory sheet piling. Proc. 14th Eur. Conf. Soil Mech. and Geotech. Eng. Madrid 2007, pp 603-609.
39. Meijers, P., (2007). Settlement during vibratory sheet piling. Ph.D thesis Technische Universiteit Delft.
40. Meijers, P., Groot, M.B. de, Lubking, P., Thijssen, R. (2009). Gedrag van zand onder cyclische belasting. Geotechniek, januari 2009, pp 30-35.
41. Meijers, P., Tol, A.F. van (2009). Damwandproef Raamsdonksveer, observaties tijdens het in- en uittrillen van damwanden. Geotechniek, april 2009, pp 40-44.
42. Meijers, P., Tol, A.F. van (2010). Voorspelling maaiveldzakking door het in- en uittrillen van damwanden. Geotechniek, juli 2010, pp 40-45.
43. Meijers, P., Tol, A.F. van (2009): Damwandproef Raamsdonksveer: observaties tijdens het in- en uittrillen van damwanden. Geotechniek 2009, nr. 2, p40.
44. Meijers, P., Tol, A.F. van (2010): *Voorspelling maaiveldzakking door het in- en uittrillen van damwanden*. Geotechniek 2010, nr. 3, p40.
45. Movares: Druk- en trekpalen, interne richtlijn Geotechniek, kenmerk ABO-FU-030026896, versie 1.0, 2003.
46. Muller, T.K. (2007): *Metten, beoordelen en voorspellen van trillingen in de bouw*. Geotechniek 2007, nr. 4, p 40.
47. NEN 9997-1: Geotechnisch ontwerp deel 1: Algemene regels, 2016.
48. Nijs, R.E.P. de, Kaalberg, F.J., Osselaer, G., Couck, J., Royen, K. van (2015a). Full scale field test (sheet)pile driveability in Antwerp (Belgium). Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development., pp 1085-1090.
49. Nijs, R.E.P. De, Nap, A.C.A., Korte, W., Nederlof, W.J. (2015b). Risk assessment and mitigating measures regarding pile installation at EBS Biohub jetty. Proceedings Geotechnical Safety and Riks V, pp 275-280.
50. Nijs, R.E.P. de, (2003). Het trillen van damwanden in granulaire bodem. Geotechniek, Oktober 2003, pp 56-64.
51. Phuong, N.T.V., Tol, A.F. van, Elkadi, A.S.K., Rohe, A., (2014). Modelling of pile installation using the material point method (MPM). Proceedings Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp 271-276.
52. Rijnveld, B., Snethlage, A.J. (2014): Aanscherpen trillingsprognoses met nauwkeuriger bepaalde veiligheidsfactoren. Geotechniek 2014, nr. 4, p37.
53. RWS/CUR 166: CUR-publicatie 166 Damwandconstructies, 6^e druk (2012), deel 2 - pagina 501/502.
54. Salm, R. van der, Hölscher, P., Snethlage, A.J. (2012): SBR-A richtlijn niet eenduidig voor trillinggevoelige funderingen. Geotechniek 2012, nr. 3, p8.
55. SBR Trillingsrichtlijn A:Schade aan bouwwerken:2017.
56. SBR, Trillingen – Meet- en beoordelingsrichtlijnen – Hinder voor personen in gebouwen, Deel B, juli 2016, Rotterdam.
57. SBR, Trillingen – Meet- en beoordelingsrichtlijnen – Storing aan apparatuur, Deel C, juli 2016, Rotterdam.
58. SBRCURnet-publicatie "Handboek Hei- en trilbaarheid palen en damwanden, Delft april 2017, artikelnummer 730.17.
59. SBRCURnet/Geo-Impuls publicatie Handreiking Observational Method, Delft, april 2015, artikelnummer 679.15.
60. SBRCURnet-publicatie, Handreiking vervormingsgedrag van funderingen op staal, Delft, 2016, art. nr. 664.16.
61. Staveren M. van, Geotechniek in beweging, Praktijkgids voor risicogestuurd werken, 3^{de} druk, 2011.
62. Whenham, V., Huybrechts, N., Holeyman, A. (2011): Intrillen damplanken: Invloedparameters en voorspellingsmethodes. Geotechniek 2011, Special, p20.

Bijlage A Beschrijving model CUR166 en achtergrond toetsing trillingen

Deze bijlage bevat een toelichting op het fenomeen trilling, het trillingsmodel CUR166 en SBR toetsingskader voor schade en hinder door trillingen.

INHOUD

A.1	Trillingen	98
A.2	Modellering conform CUR166	99
A.3	Grondprofiel en bronsterkte	99
A.4	Trillingsoverdracht in de ondergrond	100
A.5	Trillingsoverdracht naar bebouwing	101
A.6	Trillingsoverdracht naar vloeren	101
A.7	Toetsing trillingsintensiteiten aan grenswaarden volgens SBR richtlijn A [3]	102
A.8	Grenswaarden conform SBR richtlijn A	102
A.9	Toetsingsprocedure SBR A	104
A.10	Toetsing trillingsintensiteit aan streefwaarden volgens SBR richtlijn B [4]	105
A.11	Streefwaarden conform SBR-richtlijn B	105
A.12	Toetsingsprocedure SBR B	106
A.13	Toetsing trillingsintensiteit aan de SBR-richtlijn C [5]	106
A.14	Literatuur	107

A.1 Trillingen

Een indicatie van de te verwachten trillingsnelheden bij heien en trillen kan al in het ontwerpstadium worden bepaald. De voorspelde trillingsnelheden kunnen vervolgens worden getoetst aan de grenswaarden uit de SBR-richtlijnen. Een trillingsprognose is een van de onderzoeken die in het kader van risicobeheersing dienen te worden uitgevoerd.

Wanneer een paal of plank in een grondmassief doordringt, veroorzaakt deze langs en aan de onderzijde van de paal plastische en elastische vervormingen, waardoor trillingen ontstaan. Door de snelle introductie van deze vervormingen ontstaan golfverschijnselen in de grond. De plastische golfverschijnselen blijven beperkt tot een gebied rondom de paalpunt met een doorsnede van ongeveer 1,5 tot 2,5 maal de equivalente paaldiameter.

Voor de trillingen in de omgeving zijn alleen de elastische golven van belang. Wanneer de paal/plank enige meters diep in de grond is doorgedrongen, ontstaan trillingsgolven die zich in alle richtingen (kunnen) voortplanten. Komen deze golven aan de oppervlakte, bij een laagovergang of bij een bouwwerk, dan vindt hier reflectie en omzetting van de trillinggolven plaats, zodat een interferentiepatroon van bodembewegingen ontstaat. Gezien de complexiteit van dit interferentiepatroon kan de bodembeweging slechts in benaderende zin beschreven worden.

De trillingen planten zich als golven door de ondergrond voort. Te onderscheiden zijn compressie-, afschuif- en Rayleigh-golven. Bij compressiegolven (drukgolven) bewegen de gronddeeltjes zich in dezelfde richting als de voortplantingsrichting van de drukgolf. Ten gevolge van de afschuifgolf worden de gronddeeltjes zijdelings bewogen, loodrecht op de voortplantingsrichting van de golf. Aangezien zowel de compressie- als afschuifgolven zich bolvormig voortplanten wordt de trillingsenergie over een steeds groter volume verdeeld en zal dus vrij snel afnemen.

De factoren die invloed hebben op de intensiteit van de trillingen die door installatie aan de bodem worden afgegeven zijn:

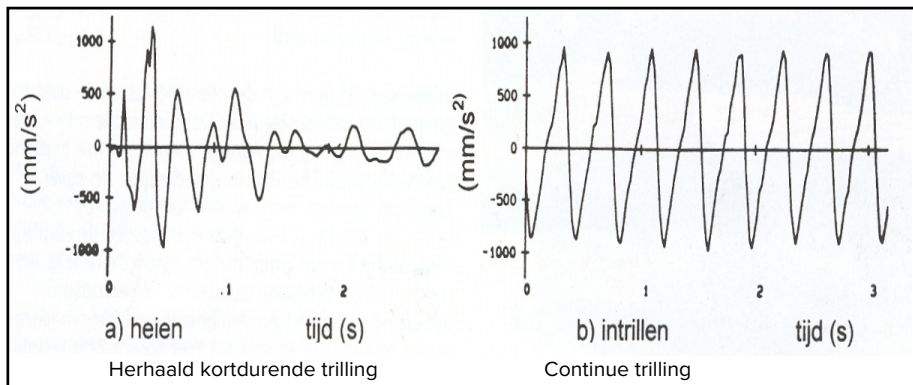
- eigenschappen van de ondergrond;
- afmetingen van de paal / plank;
- hei-energie / slagkracht die nodig is om de paal / damwand op diepte te krijgen.

Een trilling kan over het algemeen worden gedefinieerd door een verplaatsing of vervorming die in de tijd snel wisselt. Trillingen kunnen worden gekarakteriseerd door een frequentie en een snelheid (m/s) of versnellingsamplitude (m/s²).

Meestal zijn trillingen niet eenvoudig van vorm (b.v. sinusvormig), maar kunnen een willekeurig, periodiek en/of schokvormig karakter hebben.

Het frequentiegebied waarbinnen trillingen waarneembaar en derhalve hinderlijk voor mensen kunnen zijn, ligt tussen de 1 en 80 Hz. Binnen dit frequentiegebied bevinden zich ook de frequenties die problemen bij het heien of trillen van palen veroorzaken.

Het heien van palen wordt beschouwd als een trillingsbron die herhaald kortdurende trillingen veroorzaakt bij een stootvormige excitatie, waarbij vermoeiingseffecten in onderdelen van een bouwwerk kunnen optreden. Het intrillen van palen en damwanden wordt beschouwd als een bron die continue trillingen veroorzaakt, waarbij resonanties en/ of vermoeiingseffecten in onderdelen van een bouwwerk kunnen optreden. In onderstaande figuur A.1 is het trillingspatroon bij heien en trillen weergegeven.



Figuur A.1 Verschillend trillingspatroon bij heien en trillen.

A.2 Modelling conform CUR166

In CUR - publicatie 166 'Damwandconstructies' [1] is een methodiek opgenomen waarmee een prognose gemaakt kan worden van de te verwachten trillingsnelheden versus de afstand in de grond, aan de draagconstructie en op vloeren. In genoemde CUR - publicatie wordt onderscheid gemaakt in verschillende bodemkarakteristieken en verschillende palen en planken, evenals de verschillende wijzen van inbrengen. Met het model worden zowel verwachtingswaarden als bovengrenswaarden (95% of 99%) versus de afstand bepaald.

Het CUR 166 model gaat uit van een vereenvoudigde lognormale verdeling. Bij grotere variatiecoëfficiënten worden de prognosewaarden sterk overschat. De aanbevelingen in het artikel Rijnveld et al, Geotechniek 2014, nr. 4, p37 [2] dienen in acht te worden genomen.

A.3 Grondprofiel en bronsterkte

CUR 166 hanteert voor Nederland 7 karakteristieke bodemprofielen. Omdat de grondgesteldheid op de projectlocatie doorgaans afwijkt van het standaard bodemprofiel, dient een vertaalslag gemaakt te worden van de aangereikte standaardwaarden naar die voor de projectlocatie. Voor de vertaalslag zijn het noodzakelijke inheinniveau en de grondopbouw van grotere invloed dan de afmetingen van paal / plank of –lengte.

Voor deze karakteristieke bodemprofielen is voor de verschillende wijzen van inbrengen van palen en planken, indicatiewaarden gegeven voor de referentiebronsterkte (u_0) op 5 m, de bijbehorende variatiecoëfficiënt en de demping van de grond.

Bepaling bronsterkte heien

De referentie trillingsintensiteit wordt bepaald met een empirische formule, die afhankelijk is van het vermogen van het heiblok:

$$v_{o,(x=5m)} = u_0 \cdot \sqrt{\psi * E}$$

Waarin:

$v_{0(x=5m)}$	trillingsnelheid op referentieafstand van 5 meter	[mm/s]
u_0	referentie trillingsnelheid	[mm/s]
E	inhei-energieniveau	[Nm]
ψ	stootrendement	[-]

Op basis van deze relatie is de bronsterkte van de trillingsnelheid bepaald.

Bepaling bronsterkte trillen

De bronsterkte van het intrillen van stalen damwandelementen wordt bepaald met de volgende empirische relatie:

$$v_0(x = 5m) = u_0 + 0,002(F - 350)$$

Waarin:

v_0	bronsterkte van de trillingsintensiteit op 5 m afstand van de bron	[mm/s]
u_0	referentie trillingsnelheid op 5 m afstand	[mm/s]
F	slagkracht trilblok	[kN]

Bij uittrillen wordt voor de referentiesnelheid op 5 m afstand 1,5 maal de waarde voor intrillen gehanteerd.

A.4 Trillingsoverdracht in de ondergrond

Ten gevolge van de afschuifgolven en compressiegolven aan het maaiveld ontstaan zogenaamde oppervlaktegolven (Rayleigh-golven). Deze golven nemen het grootste deel van de totale trillingsenergie op en kenmerken zich door een geringe dieptewerking, waardoor deze golven op grotere afstand van de bron nog steeds een behoorlijke trillingsintensiteit kunnen bezitten.

De afname van de amplitude van de golven wordt veroorzaakt door geometrische demping. Tevens vertoont de grond door inwendige wrijving een dissipatief gedrag (energieverlies) bij vervormingen, wat materiaaldemping wordt genoemd. Dit energieverlies wordt gemodelleerd door hysteretische demping.

Indien de geometrische verzwakking en de materiaaldemping worden samengenomen kan met onderstaande relatie de amplitude van een trilling op een afstand x van de bron bepaald worden:

$$v(x) = v_0 \sqrt{\frac{x_0}{x}} e^{-\alpha(x-x_0)}$$

Waarin:

$v(x)$	trillingssnelheid op afstand x van de bron	[mm/s]
v_0	bronsterkte van de trillingsintensiteit op 5 m afstand van de bron	[mm/s]
x_0	referentieafstand van 5 m tot de bron	[m]
x	afstand tot de bron	[m]
α	karakteristieke dempingsconstante ten gevolge van materiaaldemping	[m ⁻¹]

Verwijzend naar CUR166 wordt in de tabellen een indicatieve waarde voor de dempingsconstante α gepresenteerd van 0,00 à 0,03 m⁻¹. Afhankelijk van de grootte van de golfsnelheden (oppervlakte golf) is een nadere indicatie voor de karakteristieke bodemdemping α te bepalen met:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \pi \cdot f \cdot \zeta}{c}$$

Waarin:

f	dominante frequentie [Hz]
ζ	dempingsmaat als functie van de vervormingshoek [-]
c	voortplantingssnelheid van de trilling in de bodem [m/s]

Ter indicatie zijn in CUR166 voor zand snelheden van 100 tot 200 m/s, voor klei snelheden van 50 tot 100 m/s en voor veen snelheden van 75 tot 125 m/s aangegeven.

A.5 Trillingsoverdracht naar bebouwing

De optredende trillingen in de ondergrond worden overgedragen naar de fundering van de nabij gelegen gebouwen. De overdracht vindt plaats op verschillende manieren, zoals:

- overdracht van de trillingen in het zandpakket via de fundering;
- overdracht van de oppervlaktegolven direct onder het maaiveld op de funderingsconstructie.

Bij de overdracht van trillingen van de bodem naar de funderingselementen en de draagconstructie treedt een zekere mate van demping op. Voor de overdrachtsfunctie van de trillingsintensiteit van de ondergrond naar de fundering en draagconstructie is een schatting gemaakt, gebaseerd op CUR166.

A.6 Trillingsoverdracht naar vloeren

Voor het bepalen van de hinderbeleving en /of beoordeling van trillingsgevoelige apparatuur zijn de trillingsintensiteiten op de vloeren van belang. Bij de overdracht van de trillingsintensiteit aan de draagconstructie naar die op vloeren en ondersteunende onderdelen treedt enig opslinger effect op. Het opslinger effect wordt met factoren in rekening gebracht. De maximale trillingsintensiteit in het midden van de vloer volgt door de trillingsintensiteit aan de draagconstructie te vermenigvuldigen met dynamische vergrotingsfactoren C_{fc} .

Conform CUR166 dienen bij beschouwing op hinder de 95% bovengrenswaarden gehanteerd te worden voor de v_{piek} waarden. Bij beschouwingen voor trillingsgevoelige apparatuur gelden de 99% bovengrenswaarden. Bij trillingshinder zijn de maximale voortschrijdende effectieve waarde ($v_{eff,max}$) en de, per 30 sec, periodieke waarde (v_{per}) op vloeren van belang.

Bepaling $v_{eff,max}$

De maximale effectieve waarde van de trillingsnelheden op de vloeren wordt bepaald voor de toetsingsprocedure voor hinder voor personen in gebouwen. De effectieve waarde van de trillingsnelheid is dimensieloos. De waarde wordt bepaald door een omrekening van de maximale trillingsnelheid naar een gewogen momentane waarde voor de trillingsnelheid. Uit de gewogen momentane waarde kan de voortschrijdende effectieve waarde worden bepaald.

Binnen de gegeven beoordelingsperiode, dag, avond of nacht, is de maximale waarde $v_{eff,max}$ te bepalen als het maximum van de grootste effectieve waarden in de betreffende beoordelingsperiode. CUR166 geeft als richtlijn voor het uit te voeren procedé, dat:

$$v_{eff,max} \quad [-] = 0,42 \text{ à } 0,64 \times v_{piek} \quad [\text{mm/s}]$$

In geval van trillen van damwanden (continue trillingen) geldt een factor van 0,64. In geval van heien van palen (of passages van verkeer) geldt een factor van 0,42. Bij hinderbeleving is eerder het meest waarschijnlijke trillingsniveau (50% waarde) van toepassing dan de incidentele extreme waarde. Derhalve wordt de factor bij de verwachtingswaarden gebruikt.

Bepaling v_{per}

De effectieve waarde, v_{per} , van de maxima $v_{eff,max}$, wordt bepaald over het aantal tijds-intervallen van 30 seconden binnen een beoordelingsperiode, dag, avond of nacht [-]. Uit gegeven aantallen per tijdsinterval en de maxima $v_{eff,max}$, voor ieder tijdsinterval van 30 sec wordt v_{per} bepaald volgens:

$$v_{per} = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^n v_{eff,max,30,i}^2}$$

Waarin:

N aantal tijdsintervallen van 30 seconden, waarin gemeten is binnen een beoordelingsperiode [-].

A.7 Toetsing trillingsintensiteiten aan grenswaarden volgens SBR richtlijn A [3]

De SBR richtlijn A "schade aan gebouwen" behandelt een wijze waarop trillingsmetingen aan bestaande of nieuw te bouwen bouwwerken kunnen worden uitgevoerd en de wijze waarop de resultaten van trillingsmetingen aan bouwwerken of van berekeningen kunnen worden beoordeeld, ten einde een oordeel te geven over de toelaatbaarheid van de trillingen in verband met mogelijk schade aan een bouwwerk.

Op basis van SBR - richtlijn A "*Schade aan gebouwen*" wordt de grenswaarde van de trillingsnelheid bepaald. Op basis van het type trillingsbron, de constructie- en funderingswijze van de omliggende bebouwing worden de maatgevende grenswaarden bepaald. Volgens de richtlijn is de kans op schade aanvaardbaar klein (kleiner dan 1%) indien de rekenwaarde van de grenswaarden niet overschreden worden.

Bij beoordeling op schade zijn de meet- of prognose waarden aan de draagconstructie van belang.

Onder schade aan een bouwwerk wordt een verandering van de eigenschappen of van de positie van (een onderdeel van) een bouwwerk verstaan, met één of meer van de volgende gevolgen:

- verlies van functie, zoals het bezwijken van dragende onderdelen;
- vermindering van de integriteit van het onderdeel of van het bouwwerk als geheel met betrekking tot zijn dragende functie, waarbij van schade sprake is bij significante vermindering van de (constructieve) veiligheid op de korte of langere termijn (vermindering van de verwachte levensduur).

Hiaat SBR-richtlijn

De SBR-richtlijn A doet geen uitspraak bij trillingsintensiteiten die lager zijn dan de gestelde grenswaarde en / of die veelvuldig voorkomen gedurende langere tijd (maanden tot jaren). Er is sprake van vermoeiing waarbij **cosmetische schade** uiteindelijk tot constructieve schade kan leiden. Vanuit de praktijk is bekend dat schade (scheurvorming in metselwerk) ontstaat bij objecten die een langdurige trillingsbelasting (hebben) ondergaan. Dergelijke schade treedt eerder op bij objecten gefundeerd op staal dan bij objecten gefundeerd op palen.

A.8 Grenswaarden conform SBR richtlijn A

De hoogte van de grenswaarden waarbij volgens de SBR richtlijn A de kans op schade aanvaardbaar klein is (minder dan 1%), is afhankelijk van:

- type trillingsbron;
- constructiewijze van de gebouwen;
- funderingswijze van de gebouwen.

Type trillingsbron

In SBR richtlijn A wordt onderscheid gemaakt in trillingsbronnen, die incidenteel voorkomende kortdurende trillingen veroorzaken, herhaald kortdurende trillingen veroorzaken of continue trillingen veroorzaken.

Het heien van palen wordt beschouwd als een trillingsbron die herhaald kortdurend trillingen veroorzaakt, waarbij resonanties en/of vermoeiingseffecten in onderdelen van een bouwwerk kunnen optreden. In dit geval dient een partiële veiligheidsfactor γ_t van 1,5 over de karakteristieke waarde V_{kar} van de grenswaarde te worden toegepast.

Het in- en uittrillen van damwandplanken wordt beschouwd als een trillingsbron die continue trillingen veroorzaakt, waarbij resonanties en/of vermoeiingseffecten in onderdelen van een bouwwerk kunnen optreden. In dit geval dient een partiële veiligheidsfactor γ_t van 2,5 over de karakteristieke waarde V_{kar} van de grenswaarde te worden toegepast.

Constructiewijze van gebouwen (categorie indeling)

In SBR-richtlijn A wordt onderscheid gemaakt in de constructiewijze en in de staat van het bouwwerk. De onderstaande indeling in categorieën van bouwwerken en van onderdelen daarvan wordt aangehouden:

- **categorie 1:** in goede staat verkerende onderdelen van de draagconstructie van een gebouw, indien deze bestaan uit gewapend beton of hout;
- **categorie 2:** in goede staat verkerende onderdelen van de draagconstructie van een gebouw, indien deze bestaan uit metselwerk of uit brosse steenachtige materialen;
- **categorie 3:** onderdelen van oude en/ of monumentale panden met grote cultuurhistorische waarde en/ of in slechte staat verkerende gebouwen bestaande uit metselwerk.

Funderingswijze

Daarnaast maakt SBR-richtlijn A onderscheid in trillingsgevoelige en niet-trillingsgevoelige funderingen. Funderingen op staal worden over het algemeen als trillingsgevoelig aangemerkt waarbij rekening dient te worden gehouden met schade door (ongelijkmatige) zettingen.

Rekenwaarde van de grenswaarde

De rekenwaarde van de grenswaarde wordt bepaald volgens onderstaande relatie:

$$V_r = \frac{V_{kar}}{\gamma_t}$$

Waarin:

V_r	rekenwaarde van de grenswaarde	[mm/s];
V_{kar}	karakteristieke waarde van de grenswaarde	[mm/s];
γ_t	partiële veiligheidsfactor	[-].

Rekenwaarde (gemeten) topsnelheid

SBR Richtlijn A maakt onderscheid tussen een indicatieve, een beperkte en een uitgebreide meting. Afhankelijk van de soort meting dient de meetwaarde vermenigvuldigd te worden met een partiële veiligheidsfactor volgens tabel A.1.

Tabel A.1 Partiële factoren.

Soort meting	factor	Omschrijving meting
Indicatief	1,6	1 meetpunt (x, y, z) aan draagconstructie
Beperkt	1,4	2 meetpunten (x,y,z en x, y) aan draagconstructie en circa 10 m boven mp aan draagconstructie
Uitgebreid	1,0	Meerdere meetpunten in stijve punten van constructie

Indicatieve meting

Bij een indicatieve meting wordt slechts in één meetpunt gemeten, ter plaatse van een stijf punt op de draagconstructie op begane grondniveau. Het meetpunt dient op de kortste afstand tot de bron te worden gekozen. In het meetpunt dient in 3 loodrecht op elkaar staande richtingen te worden gemeten: verticaal, horizontaal loodrecht op de gevel en horizontaal evenwijdig aan de gevel.

Door middel van een indicatieve meting kan men op een relatief eenvoudige wijze de trillingsintensiteit ter plaatse van de hoofddraagconstructie van een gebouw vaststellen en inzicht krijgen in de ernst van de situatie.

Beperkte meting

Bij een beperkte meting wordt gemeten aan:

- ten minste in één meetpunt op het begane grondniveau (vergelijkbaar met "indicatieve meting");
- en aan ten minste in één meetpunt op de hoogste verdieping van het bouwwerk.

Beide meetpunten zijn gekozen op een stijf punt van de draagconstructie. De meetpunten dienen bovendien op de kortste afstand tot de bron te worden gekozen. In het meetpunt op de begane grond dient in 3 loodrecht op elkaar staande richtingen te worden gemeten. In het meetpunt op de hoogste verdieping dient in twee onderling loodrechte horizontale richtingen te worden gemeten.

Door middel van een beperkte meting kan op een relatief eenvoudige wijze de trillingssterkte ter plaatse van de hoofddraagconstructie op zowel begane grondniveau als op de hoogste verdieping worden vastgelegd.

Uitgebreide meting

Bij een uitgebreide meting dient in een groter aantal meetpunten te worden gemeten, dit in aanvulling op de meetpunten volgens de beperkte meting. De exacte locaties worden bepaald door het doel van de metingen. Voor de beoordeling van de schade aan de draagconstructie moeten meetpunten op het begane grondniveau worden ingericht in stijve punten van de draagconstructie, met onderlinge afstand van 10 m. In elk meetpunt dient in 3 richtingen te worden gemeten. Verder dienen meetpunten op de alle verdiepingen te worden ingericht, loodrecht boven de meetpunten op begane grondniveau, waarbij in 2 horizontale richtingen gemeten moet worden. Bij gebouwen met een draagconstructie bestaande uit metselwerk, ongewapend beton en andere brosse bouwmaterialen komen bovendien meetpunten in aanmerking in het midden van de overspanning van vlakken, muren en kolommen die tot de draagconstructie behoren, waarbij in één richting loodrecht op het vlak of loodrecht op de as van het desbetreffende element gemeten wordt. Deze meetlocaties zijn ook van belang bij de beoordeling van schade aan overige elementen die niet tot de draagconstructie behoren.

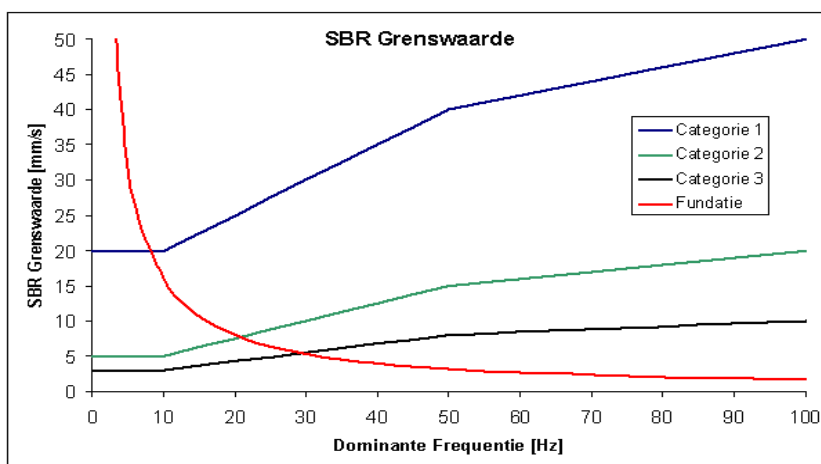
Het aantal gedefinieerde meetpunten voor een uitgebreide meting kan de capaciteit van de beschikbare meetapparatuur overschrijden. Indien er sprake is van een selectieve gemotiveerde keuze uit de mogelijke meetpunten, mogen de meetresultaten als een uitgebreide meting worden beschouwd.

A.9 Toetsingsprocedure SBR A

De toetsing bestaat uit het vergelijken van de rekenwaarde voor de grenswaarde met de rekenwaarde van de meetwaarde. Indien de meetwaarde lager is dan de grenswaarde is het risico op schade aanvaardbaar klein (<1%).

Conform SBR A dienen de meetwaarden vermenigvuldigd te worden met de partiele factor voor de uitgebreidheid van de meting. Aangezien op voorhand de meetwaarden niet bekend zijn, wordt in de praktijk de grenswaarde gedeeld door deze factor.

In figuur A.2 is een voorbeeldgrafiek van de karakteristieke waarde van de grenswaarde aan draagconstructie en voor trillingsgevoelige funderingen weergegeven. Indien de meetwaarden boven de getrokken lijnen liggen is er sprake van overschrijdingen.



Figuur A.2 Karakteristieke waarde van de grenswaarde op draagconstructie.

Opgemerkt wordt dat er in de SBR richtlijn A tevens een procedure is beschreven, waarbij de rekenwaarde van de gemeten trillingsnelheid op statistische wijze kan worden bepaald.

A.10 Toetsing trillingsintensiteit aan streefwaarden volgens SBR richtlijn B [4]

De SBR richtlijn B verstrekt een toetsingsprocedure en de te hanteren streefwaarden voor de beoordeling van trillingen ten aanzien van hinder voor personen in gebouwen.

Omdat "grenswaarden" voor trillingshinder niet scherp gedefinieerd kunnen worden, wordt in richtlijn B gesproken over streefwaarden. Als de trillingsintensiteit onder deze streefwaarden blijft, mag verwacht worden dat er in de meeste situaties geen hinder zal optreden.

Onder hinder wordt in de richtlijn verstaan:

- waarneming van de trillingen zonder meer: verstoring van activiteiten of processen die rust en/ of concentratie behoeven;
- waarneming van de trillingen met een zodanige sterkte dat bepaalde activiteiten fysiek worden belemmerd of verstoord.

De trillingsintensiteit wordt volgens een vastgestelde procedure bepaald uit een trillingsmeting. Voor de beoordeling van hinder wordt de trillingsintensiteit bepaald door de gemeten trillingsnelheid. Bij beoordeling op hinder zijn de meet- of prognosewaarden op vloeren van belang.

Voor de toetsing voor hinder voor personen in gebouwen dienen zowel de maximale als de gemiddelde effectieve waarde van de gemeten trillingsnelheid bepaald te worden.

Op basis van de meetresultaten van de meetpunten op de vloeren kunnen de maximale effectieve waarden van de trillingssnelheden bepaald worden voor de toetsingsprocedure voor hinder voor personen in gebouwen. Deze worden bepaald door een omrekening van de maximale trillingsnelheid naar een gewogen momentane waarde voor de trillingsnelheid. Uit de gewogen momentane waarde kan de voortschrijdende effectieve waarde worden bepaald. Binnen de gegeven beoordelingsperiode, dag, avond of nacht, is de maximale effectieve waarde te bepalen als het maximum van de grootste effectieve waarden in de betreffende beoordelingsperiode.

De maximale effectieve waarde kan ook volgens CUR 166 bij benadering worden bepaald uit de gemeten topwaarde, uitgaande van de volgende trillingstype afhankelijke reductiefactoren:

- continue trillingen: 0,64;
- herhaald kortdurende trillingen: 0,42.

De gemiddelde effectieve waarde van de trillingssnelheid is met name afhankelijk van de duur van de werkzaamheden en intensiteit van het verkeer binnen een beoordelingsperiode, dag, avond of nacht.

A.11 Streefwaarden conform SBR-richtlijn B

Conform SBR-richtlijn B is de streefwaarde afhankelijk van:

- de functie van een ruimte in een gebouw;
- de omstandigheden van de trillingsbron;
- het tijdstip waarop de trilling voorkomt op de dag.

Functie van een ruimte

In SBR-richtlijn B wordt onderscheid gemaakt in functies als gezondheidszorg, wonen, kantoor en onderwijs, bijeenkomstgebouwen (bv bioscoop) en kritische werkruimten (bv laboratoria).

Omstandigheid van de trillingsbron

In SBR richtlijn B wordt onderscheid gemaakt in trillingsbronnen, die continu voorkomen gedurende lange tijd (bv. machines), die herhaald voorkomen gedurende lange tijd (bv. rail- en wegverkeer), die continu of herhaald voorkomen gedurende een periode korter dan 3 maanden (bv. bouw en sloopwerkzaamheden) en die incidenteel kortdurend voorkomen (bv. explosies).

Tijdstip van voorkomen op de dag

In SBR-richtlijn B wordt onderscheid gemaakt in een dag- (van 07:00 uur tot 19:00 uur), avond- (van 19:00 uur tot 23:00 uur) en een nachtperiode (van 23:00 uur tot 07:00 uur).

Streefwaarden

De streefwaarden zijn erop gericht hinderbeleving te voorkomen of zoveel mogelijk te beperken. Overschrijding van de streefwaarden dient aanleiding te zijn tot overleg tussen betrokken partijen. Er is geen sprake van harde grenzen.

De streefwaarden worden aangegeven door de waarden A1, A2 en A3 en zijn dimensieloos.

A.12 Toetsingsprocedure SBR B

De toetsingsprocedure is tweeledig.

Toets 1:

Indien de maximale effectieve waarde lager is dan streefwaarde A1, is hinder niet aannemelijk. Indien dit niet zo is, dient toets 2 uitgevoerd te worden.

Toets 2:

Indien de maximale effectieve waarde lager is dan streefwaarde A2 (toets 2a) en de periodieke waarde lager is dan streefwaarde A3 (toets 2b), is hinder niet aannemelijk. Indien streefwaarde A2 overschreden wordt, is hinder aannemelijk en heeft toets 2b geen invloed. Indien streefwaarde A2 niet overschreden wordt maar wel streefwaarde A3, is hinder aannemelijk. In dit geval is het aantal keer dat de meetwaarde zich voordoet invloed op de hinderbeleving.

A.13 Toetsing trillingsintensiteit aan de SBR-richtlijn C [5]

Deze richtlijn geeft een procedure voor het meten en het beoordelen van trillingen met betrekking tot beïnvloeding van voor trillingen gevoelige apparatuur, opgesteld in gebouwen. Bij beoordeling op storing zijn de meet- of prognose waarden op vloeren van belang.

Onder voor trillingen gevoelige apparatuur wordt in deze richtlijn verstaan:

- optische apparatuur, waarin met hoge vergrotingen wordt gewerkt, zoals onder meer elektronenmicroscopen, massaspectrometers en dergelijke;
- apparatuur waarin met zeer kleine ruimtelijke resolutie wordt gewerkt, zoals bv. masterapparatuur voor CD-fabricage;
- apparatuur, waarmee wegingen worden uitgevoerd, zoals gevoelige balansen en elektronische weegmiddelen;
- diverse apparatuur, waar specifieke gevoelige componenten voorkomen, zoals bv. diskdrives in computers, verbindingen in elektronische schakelingen en dergelijke;
- apparatuur, waar positioneringen met een zeer kleine resolutie plaatsvinden, zoals vonkverspaningsmachines.

De mate waarin apparatuur trillingsgevoelig is kan sterk verschillen. Sommige apparaten vertonen reeds enige gevoeligheid voor trillingen, als de trillingen voor mensen nog niet voelbaar zijn. Dit geldt bijvoorbeeld voor fabricageapparatuur voor de micro-elektronica, lithografische apparatuur, optische apparatuur en voor weegapparatuur, zoals aanwezig in bv. ziekenhuizen. Computers / servers zijn over het algemeen pas gevoelig voor trillingen als die voor de mens zeer goed voelbaar zijn.

De trillingscriteria verschillen zeer sterk per apparatuur en dienen derhalve door de leverancier of fabrikant aangegeven te worden. Doorgaans worden waarden afgegeven als functie van de zwaartekrachtversnelling bij een gegeven frequentieband.

A.14 Literatuur

1. CUR-Publicatie 166 Damwandconstructies 6^{de} herziene druk deel 1 en 2, CUR Gouda, 2012.
2. Rijneveld, B., Snethlage, A.J. (2014): Aanscherpen trillingsprognoses met nauwkeuriger bepaalde veiligheidsfactoren. Geotechniek 2014, nr. 4, p37.
3. SBR, Trillingen – Meet en beoordelingsrichtlijnen – Schade aan gebouwen, Deel A, juli 2006, Rotterdam.
4. SBR, Trillingen – Meet en beoordelingsrichtlijnen – Hinder voor personen in gebouwen, Deel B, juli 2006, Rotterdam.
5. SBR, Trillingen – Meet en beoordelingsrichtlijnen – Storing aan apparatuur, Deel C, juli 2006, Rotterdam.

Bijlage B Beschrijving model Hergarden

INHOUD

B.1	Inleiding	110
B.2	Bepaling trillingsamplitude	110
B.3	Bepaling drempelwaarde	111
B.3	Verdichtingsmodel	111
B.4	Vertaling volumerek naar maaiveldzakking	112

B.1 Inleiding

Het model Hergarden is opgenomen in het handboek CUR 166 "Damwandconstructies".

Los gepakte zandlagen kunnen gevoelig zijn voor verdichting als gevolg van trillingen door hei- en trilwerkzaamheden. Dit kan leiden tot maaiveldzakkingen en vervorming bij belendingen. De mate van maaiveldzakking is afhankelijk van de afstand tot de trillingsbron.

De zakkingen kunnen worden beschouwd bij activiteiten zoals heien van palen dan wel trillen van damwanden (in en uit). Bij het trillend trekken van damwanden komt eveneens plank volume vrij. Als gevolg van opvullen van dit vrijkomende plankvolume treden ook (maaiveld)zakkingen op. In deze bijlage is de beschouwing met betrekking tot vrijkomend volume niet opgenomen.

Met het verdichtingsmodel Hergarden worden maaiveldzakkingen versus de afstand bepaald. Naast maaiveldzakkingen zijn met het model eveneens zakkingen op andere diepten in de grond te beschouwen (b.v. onderkant van een leiding / fundering op staal).

Voordat het verdichtingsmodel Hergarden gehanteerd kan worden, dienen de versnellingwaarden (versus de afstand) bepaald te zijn, bijvoorbeeld met het prognosemodel CUR 166.

Het model van Hergarden is gebaseerd op het verdichtingsmodel van Barkan. Het model berekent direct de eindsituatie. Er wordt geen wateroverspanning berekend.

De volgende deelprocessen zijn voorzien:

- Bepaling versnellingen versus de afstand m.b.v. prognosemodel CUR166.
- Bepaling drempelwaarden voor de te onderscheiden grondlagen.
- Bepaling per grondlaag van de volumerekken.
- Vertaling volumerek naar maaiveldzakking (of ander diepte niveau).

B.2 Bepaling trillingsamplitude

De trillingsamplitude wordt bepaald volgens het trillingsprognosemodel van CUR C166. Met het trillingsprognosemodel uit CUR C166 wordt de snelheidsamplitude als functie van de afstand tot de damwand bepaald.

De versnellingsamplitude wordt bepaald door differentiatie van de snelheid naar de tijd. Bij trillen van damwanden is sprake van continue trillingen die als een harmonisch trilling beschouwd mogen worden. Voor een zuiver harmonische trilling geeft dit voor de versnellingsamplitude:

$$\hat{a} = \omega \cdot \hat{v}$$

Met

\hat{a} versnellingsamplitude

\hat{v} snelheidsamplitude

ω hoeksnelheid $\omega = 2 \cdot \pi \cdot f$

f frequentie

B.3 Bepaling drempelwaarde

Voor het bepalen van de drempelwaarden dient grondonderzoek (sonderingen) beschikbaar te zijn. De drempelwaarde is afhankelijk van de initiële relatieve dichtheid tezamen met een empirisch bepaalde waarde van Barkan. De relatieve dichtheid is te bepalen met de empirische vergelijkingen van Baldi / Lunne. De drempelwaarde voor de versnelling η_0 wordt bepaald volgens:

$$\eta_0 = \frac{\ln(1 - R_{e,0})}{-\alpha}$$

met:

$R_{e,0}$ is de initiële relatieve dichtheid (relatief poriëngetal).

De empirische parameter α (Barkan) hangt af van het spanningsniveau en sterkte van de grond. Bij een hoog spanningsniveau en hoge sterkte geldt $\alpha=3$. Bij een lage spanning en lage sterkte kan $\alpha=5$ worden gebruikt.

B.3 Verdichtingsmodel

In de methode Hergarden is de verdichting een functie van het versnellingsniveau. Op moment dat de optredende versnelling hoger is dan de drempelwaarde van de onderscheiden grondlaag, treedt verdichting op. De verandering van de relatieve dichtheid wordt dan beschreven met de volgende relatie:

$$\Delta R_e(\eta, t) = [e^{-\alpha\eta_0} - e^{\alpha\eta}] \cdot [1 - e^{-\beta t}]$$

Het laatste gedeelte van deze uitdrukking beschrijft het verloop met de tijd. In normale gevallen zal de totale trillingsduur zo lang zijn dat praktisch gesproken de eindwaarde wordt bereikt. De laatste term wordt dan ongeveer 1 en de formule vereenvoudigd tot:

$$\Delta R_e(\eta) = [e^{-\alpha\eta_0} - e^{\alpha\eta}]$$

met:

ΔR_e verandering van de relatieve dichtheid (relatief poriëngetal) [-];

η amplitude van de versnelling genormeerd met g , $\eta = a/g$ [-];

η_0 drempelwaarde van de versnelling [-];

g versnelling van de zwaartekracht [m/s^2];

a amplitude van de versnelling op beschouwd punt [m/s^2];

α een empirische parameter (Barkan) [-].

Uit de verandering van de relatieve dichtheid volgt de volumerek:

$$\varepsilon_{vol} = \Delta R_e \frac{e_{max} - e_{min}}{1 + e_0}$$

$$e_0 = e_{max} - R_e(e_{max} - e_{min})$$

met:

R_e is de relatieve dichtheid [-];

ΔR_e is de verandering van de relatieve dichtheid [-];

ε_{vol} is de volumerek [-];

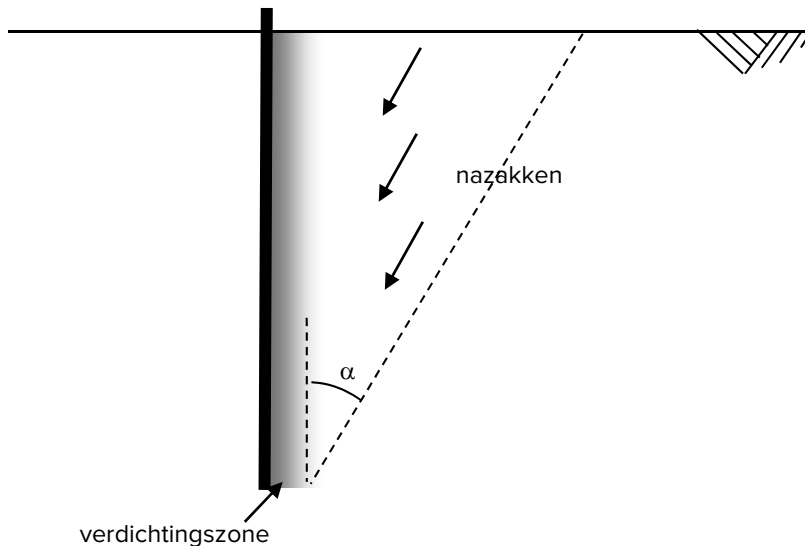
e_{max} is het maximum poriëngetal [-];

e_{min} is het minimum poriëngetal [-];

e_0 is het initieel poriëngetal [-].

B.4 Vertaling volumerek naar maaiveldzakking

Verdichting treedt op in een zone dichtbij de damwand en neemt af met toenemende afstand tot de trillingsbron. De zakkingstrog aan maaiveld is breder dan de verdichtingszone. Dit komt door het nazakken van grond naar de zone met volumeverlies door verdichting. Zie figuur B.1.



Figuur B.1 Vertaling lokale verdichting naar maaiveldzakking.

De maaiveldzakking door de volumerek van element i is te bepalen door aan te nemen dat het effect hiervan zich onder een spreidingshoek van 30° . Met deze aanname treedt, ten gevolge van de volumerek in element i , maaiveldzakking op over een breedte:

$$B_i = 2z \tan 30^\circ$$

met:

z afstand van maaiveld tot element i [m].

De bijdrage aan de maaiveldzakking volgt dan uit:

$$\Delta z_i = \frac{\varepsilon_{vol}}{B_i}$$

met:

Δz_i zakking maaiveld als gevolg van verdichting in element i [m];

ε_{vol} volumerek element i [-];

A_i oppervlak van element i [m²];

B_i invloedsbreedte op maaiveldniveau [m].

De totale (maaiveld)zakking volgt dan uit een sommatie van de bijdragen aan de zakking voor alle elementen i . Dit kan zijn tot aan maaiveld, maar ook tot bv onderkant fundering.

Bijlage C Beschrijving model Meijers (TRILDENS)

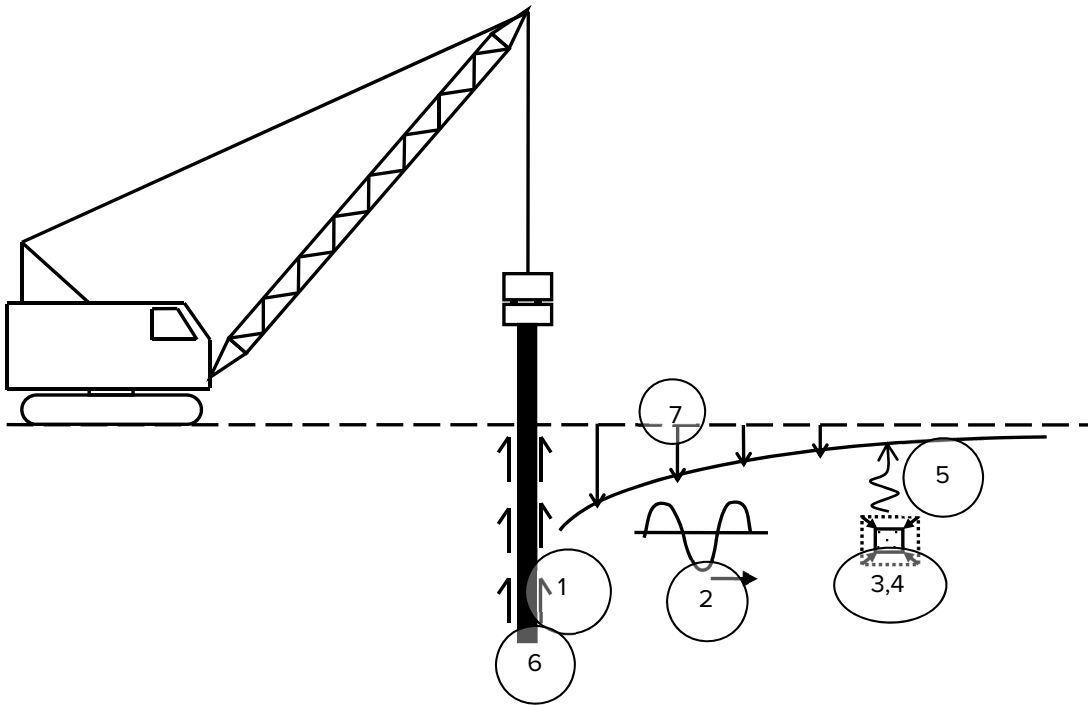
Deze bijlage bevat een toelichting op het model Meijers in deze bijlage TRILDENS genoemd.

INHOUD

C.1	Inleiding	114
C.2	Bronmodel	115
C.3	Overdrachtsmodel	116
C.4	Verdichtingmodel	116
C.5	Bepaling wateroverspanning	117
C.6	Vertaling volumerek naar maaiveldzakking	118
C.7	Implementatie in D-Sheet Piling	118

C.1 Inleiding

Het model TRILDENS is gebaseerd op een keten van deelprocessen die elk een deel van het proces beschrijven. Figuur C.1 toont de situatie met de verschillende deelprocessen.



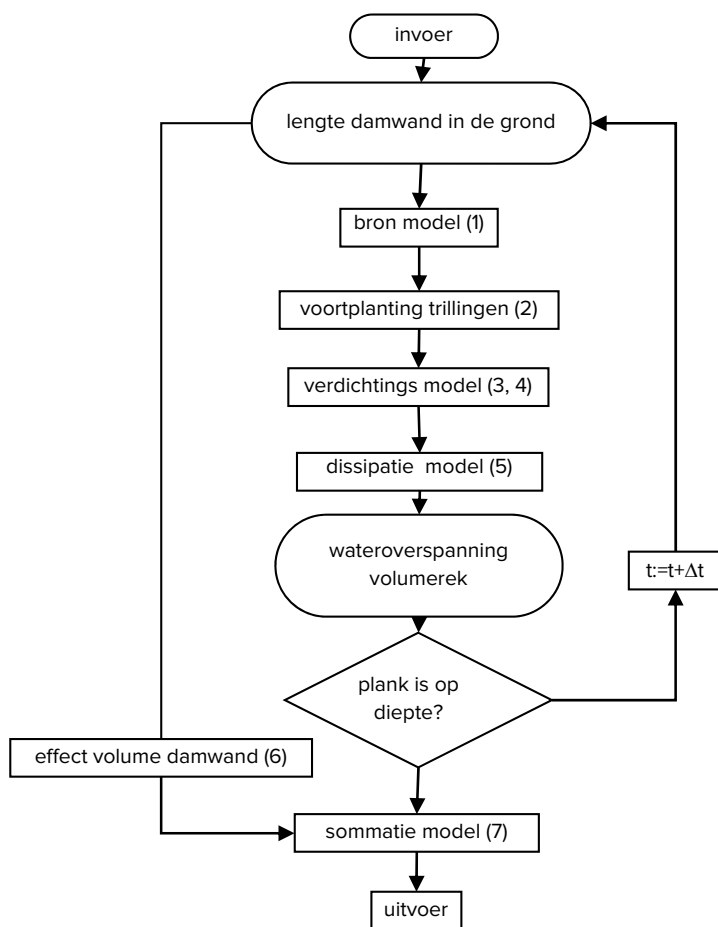
Figuur C.1 Schema met deelprocessen die maaiveldzakking geven, voor een verklaring van de nummers wordt naar de tekst verwezen.

Het proces dat uiteindelijk tot verdichting leidt kan worden opgedeeld in een aantal deelprocessen. Deze zijn (voor de nummering zie ook figuur C.1):

- 1 overdracht van trillingen (schuifspanningen) vanuit de plank naar de omgeving;
- 2 voortplanting van de trillingen in de ondergrond;
- 3, 4 de trillingen veroorzaken een verdichting van het korrelskelet, onder de grondwaterstand zal in eerste instantie een opbouw van wateroverspanning optreden;
- 5 een eventuele wateroverspanning dissipeert, waardoor het korrelskelet alsnog een dichtere pakking aanneemt;
- 6 het volume van de damwand veroorzaakt ook een grondverplaatsing, bij het plaatsen van de damwand compenseert deze het volumeverlies door verdichting, bij het verwijderen van de damwand geeft dit een extra volume verlies;
- 7 de grond zal zakken om het volumeverlies te compenseren, met als gevolg een maaiveldzakking.

Uit deze beschrijving volgen de volgende deelprocessen:

- bronmodel, overdracht van trillingen vanuit de plank naar de grond;
- overdrachtsmodel, overdracht van trillingen van de grond direct naast de plank naar de omgeving;
- verdichtingsmodel/generatie van wateroverspanningen;
- dissipatiemodel;
- sommatiemodel.



Figuur C.2 Basisstructuur rekenmodel, de nummers verwijzen naar de verschillende deelprocessen (zie hiervoor figuur C.1)

C.2 Bronmodel

Het programma veronderstelt dat de plank met een constante snelheid in de bodem zakt (bij installeren). De aanname is dat op het grensvlak damwand-grond sprake is van bezwijken.

De amplitude van de schuifspanning op het grensvlak kan daarmee gelijk gesteld worden aan de deze bezwijkwaarde. De schuifsterkte hangt mede af van de waterspanning. Zolang de waterspanning niet te groot is kan met een eenvoudig bezwijkmodel worden volstaan.

$$\tau_{\max} = \sigma'_h \tan \delta$$

Waarin:

τ_{\max} is bezwijkwaarde schuifweerstand plank-grond

σ'_h is effectieve horizontale spanning

δ is wandwrijvingshoek

Bij hoge wateroverspanningen wordt de horizontale spanning laag en zou volgens dit model de schuifspanningsamplitude naar nul gaan. In werkelijkheid gaat het gedrag van grond meer lijken op het gedrag van een vloeistof. Door de viscositeit van het verweekte zand-water mengsel kunnen nog steeds schuifspanningen vanuit de bewegende plank naar de grond worden overgedragen.

Het gecompliceerde gedrag is pragmatisch in rekening gebracht door een ondergrens te stellen aan de schuifspanningsamplitude van:

$$\tau_{yield,min} = 0,1 \cdot \sigma'_{v0}$$

Hiermee is de schuifspanningsamplitude bij de plank bekend.

C.3 Overdrachtsmodel

Om het verloop van de schuifspanningsamplitude met de afstand tot de damwand te voorspellen zijn diverse opties getest. Voor het doel van het model blijkt de volgende eenvoudige uitdrukking voor de schuifspanningsamplitude als functie van de afstand te voldoen.

$$\Delta \tau(r) = \Delta \tau(r = r_0) * \left(\frac{r_0}{r} \right)^n$$

Waarin:

$\Delta \tau(r)$ is schuifspanningsamplitude op afstand r

$\Delta \tau(r=r_0)$ is schuifspanningsamplitude op afstand r_0

Deze uitdrukking beschrijft de afname van de schuifspanningsamplitude met de afstand. Voor r_0 kan de straal van een cirkel met dezelfde omtrek als de damwandplank worden genomen. De schuifspanningsamplitude aldaar volgt uit het bronmodel. De parameter n beschrijft hoe snel de amplitude afneemt met de afstand. De grootte ligt tussen 0,5 en 1,0.

De afname van de trillingsamplitude wordt veroorzaakt door zowel de geometrische spreiding (ook wel geometrische demping genoemd) en de materiaal demping. Voor schuifgolven die zich zuiver cilindrisch uitbreiden is, bij verwaarlozing van de materiaaldemping, is de grootte van n theoretisch 0,5. Door materiaaldemping neemt de amplitude sneller af, en de grootte van n dus toe. Uit metingen is gebleken dat bij damwanden $n = 1$ een bruikbare waarde is.

C.4 Verdichtingmodel

Als verdichtingsmodel is het zogenaamde C/L model (compaction/liquefaction model) gekozen. Dit model wordt in diverse publicaties van beschreven o.a. in (Sawicki et al 1998). Het is een empirisch model, gebaseerd op de resultaten van cyclische schuifproeven op droog zand.

De uitdrukking voor de verdichting Φ luidt:

$$\Phi = C_1 \ln(1 + C_2 z)$$

Hierin is z een parameter waarin de schuifrekamplitude en het aantal wisselingen is verwerkt:

$$z = JN = \frac{1}{4} \gamma_0^2 N$$

Waarin

J is tweede invariant van de schuifrekamplitude

N is aantal belastingwisselingen

γ_0 is schuifrekamplitude

C_1, C_2 zijn empirische parameters

Het verband tussen de verdichting Φ en de plastische volumere ε_{vol}^{plas} is:

$$\Phi = -\frac{1-n_0}{n_0} \varepsilon_{vol}^{pl}$$

Hierin is n_0 de begin porositeit.

Het model heeft geen bovengrens voor de verdichting. Voor de situatie bij het in- en uittrillen van damwanden blijkt dit geen aanleiding te geven tot onrealistische resultaten.

De schuifrekamplitude varieert per plaats, maar ook in de tijd. In plaats van bovenstaande uitdrukking wordt voor de parameter J de volgende relatie gebruikt:

$$J = \sum_1^N \frac{1}{4} \gamma_0^2$$

De parameters C_1 en C_2 zijn empirische constanten. De grootte hangt af van het gebruikte zand en de dichtheid. Mogelijk hangen ze ook af van de schuifrekamplitude.

De parameters C_1 en C_2 kunnen worden bepaald uit gedraineerde cyclische proeven. Op basis van gepubliceerde resultaten is een correlatie tussen de parameters C_1 en C_2 met de relatieve dichtheid afgeleid (Meijers 2007).

$$C_1 = 13,3 - 7,4 * Re$$

$$C_2 = 0,13$$

Bij een schuifrekamplitude van minder dan de drempelwaarde voor verdichting van 10^{-4} (0,01%) wordt de verdichting op nul gesteld.

Het gebruikte model is voor zand. Algemeen wordt aangenomen dat in klei en veen de verdichting tijdens het in- en uittrillen van damwanden verwaarloosbaar is. Modelmatig wordt dit in rekening gebracht door $C_1 = 0$ te kiezen.

C.5 Bepaling wateroverspanning

In droog zand voldoet het in de vorige paragraaf beschreven model. Voor verzadigd zand zal in eerste instantie wateroverspanning optreden. Door dissipatie van de wateroverspanning zal de verdichting na enige tijd optreden.

Om vanuit de volumerek de wateroverspanning te berekenen wordt de volgende benadering gevolgd.

De totale volumerek kan worden gezien als de som van een elastische en een plastische volumerek. In een ongedraineerde situatie is de totale volumerek bij benadering nul. Dit geeft de volgende relatie:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{vol}^{el} + \varepsilon_{vol}^{plas} = 0$$

Waarin:

ε_{vol} is totale volumerek

ε_{vol}^{el} is elastische volumerek

ε_{vol}^{plas} is plastische volumerek

De plastische volumerek volgt uit de blijvende verdichting die wil optreden. De elastische volumerek volgt uit een ontspanning van het korrelskelet en kan als volgt worden uitgedrukt:

$$\varepsilon_{vol}^{el} = \frac{\Delta \sigma'_{iso}}{M} = \frac{\Delta u}{M}$$

Waarin:

$\Delta \sigma'_{iso}$ verandering effectieve isotrope spanning

M oedometer modulus

Δu verandering waterspanning

Door de voorgaande formules te combineren volgt als verband tussen de verandering van de waterspanning en de verdichting:

$$\Delta u = M \cdot \varepsilon_{vol}^{el} = -M \cdot \varepsilon_{vol}^{plas}$$

Door dissipatie van de wateroverspanning in de tijd treedt de verdichting alsnog op. De dissipatie wordt berekend middels een consolidatievergelijking waarin zowel de verticale als de radiale dissipatie is meegenomen.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c_h \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right)$$

Waarin:

c_v verticale consolidatie coefficient

ch horizontale consolidatie coefficient (in het model wordt gebruikt $c_h = c_v$)

u wateroverspanning

z verticale coördinaat

r radiale coördinaat

C.6 Vertaling volumerek naar maaiveldzakking

Voor het vertalen van de volumerek naar de maaiveldzakking wordt dezelfde methode als bij de methode Hergarden gebruikt. Hiervoor wordt verder verwezen naar paragraaf A.3.

C.7 Implementatie in D-Sheet Piling

Het model TRIDENS is geïmplementeerd in het programma D-Sheet piling. Bij deze implementatie zijn de volgende vaste parameters gebruikt:

- frequentie trilblok: $f = 38$ Hz;
- snelheid installeren 2 m/min;
- minimum en maximum porositeit ($n_{min} = 0,33$ en $n_{max} = 0,45$)
- verhouding wrijvingshoek zand-damwand hoek van inwendige wrijving: $\delta/\phi = 1,0$
- parameter voor afname schuifspanningsamplitude met afstand tot de damwand: $n = -1$;
- alle materiaalparameters worden bepaald op basis van een correlatie met de relatieve dichtheid;
- zakkingshoek $\alpha = 30^\circ$.

Bij de implementatie van TRILDENS in D-Sheet piling wordt de situatie bij het intrillen van de damwand berekend. Voor de situatie tijdens het uittrillen wordt verondersteld dat de verdichting aan de niet-aangevulde zijde 20% bedraagt van de verdichting tijdens het intrillen. Daarmee wordt de zakking als volgt berekend:

- intrillen damwand:

$$\Delta z(r) = \Delta z_{densification}(r) - \Delta z_{sheetvolume}(r)$$

- uittrillen damwand:

$$\Delta z(r) = 0.2\Delta z_{densification}(r) + \Delta z_{sheetvolume}(r)$$

- totaal:

$$\Delta z(r) = 1.2\Delta z_{densification}(r)$$

Aanbevolen wordt om geen doorlatendheid groter dan 10^{-4} m/s te gebruiken. Intern wordt namelijk de dissipatievergelijking (zie paragraaf B.5) opgelost en de ervaring is dat bij hoge waarden van de doorlatendheid de berekening ontspoorde. Dit uit zich meestal als een vlak gedeelte in de zakkingstrog.

Bijlage D Factsheets bij hoofdstuk 3 - Analyse Praktijkcases

Deze bijlage bevat de bijlagen D1, D2 en D3 behorend bij hoofdstuk 3 waarin de analyses van de praktijkcases worden beschreven.

INHOUD

D.1	Factsheets cases	122
D.2	Sondeergrafieken	123
D.3	Berekening relatieve dichtheid	132

D.1 Factsheets cases

Case: Alkmaar

Damwand: AZ37-700

Lengte plank: 18 m

Trilblok: ICE 36RF (38 Hz, 2030 kN)

Beschouwde meetraaien maaiveldzakkingen: meetraai 3

Gebruikte sonderingen: S15, S23

Case: Den Haag

Damwand: PU25

Lengte plank: 15 m

Trilblok: PE 220 Vario (30 Hz, 2600 kN)

Beschouwde meetraaien maaiveldzakkingen: meetraai 7,5 m

Gebruikte sonderingen: DKM4

Case: Heemskerk

Damwand: AZ36

Lengte plank: 21 m

Trilblok: ICE36RF (38 Hz, 2000 kN)

Beschouwde raaien maaiveldzakkingen: meetraai mv2/mv6, meetraai mv3/mv7/mv8

Gebruikte sonderingen: DKM1, DKM2

Case: Nijverdal

Damwand: AZ26

Lengte plank: 16,5 m

Trilblok: PVE2335VM (38 Hz, 2000 kN)

Beschouwde raaien maaiveldzakkingen: array1, array2, array3 (vibrating + ID 2m)

Gebruikte sonderingen: DKM1, DKM4

Case: Raamsdonksveer:

Damwand: AZ26

Lengte plank: 15 m

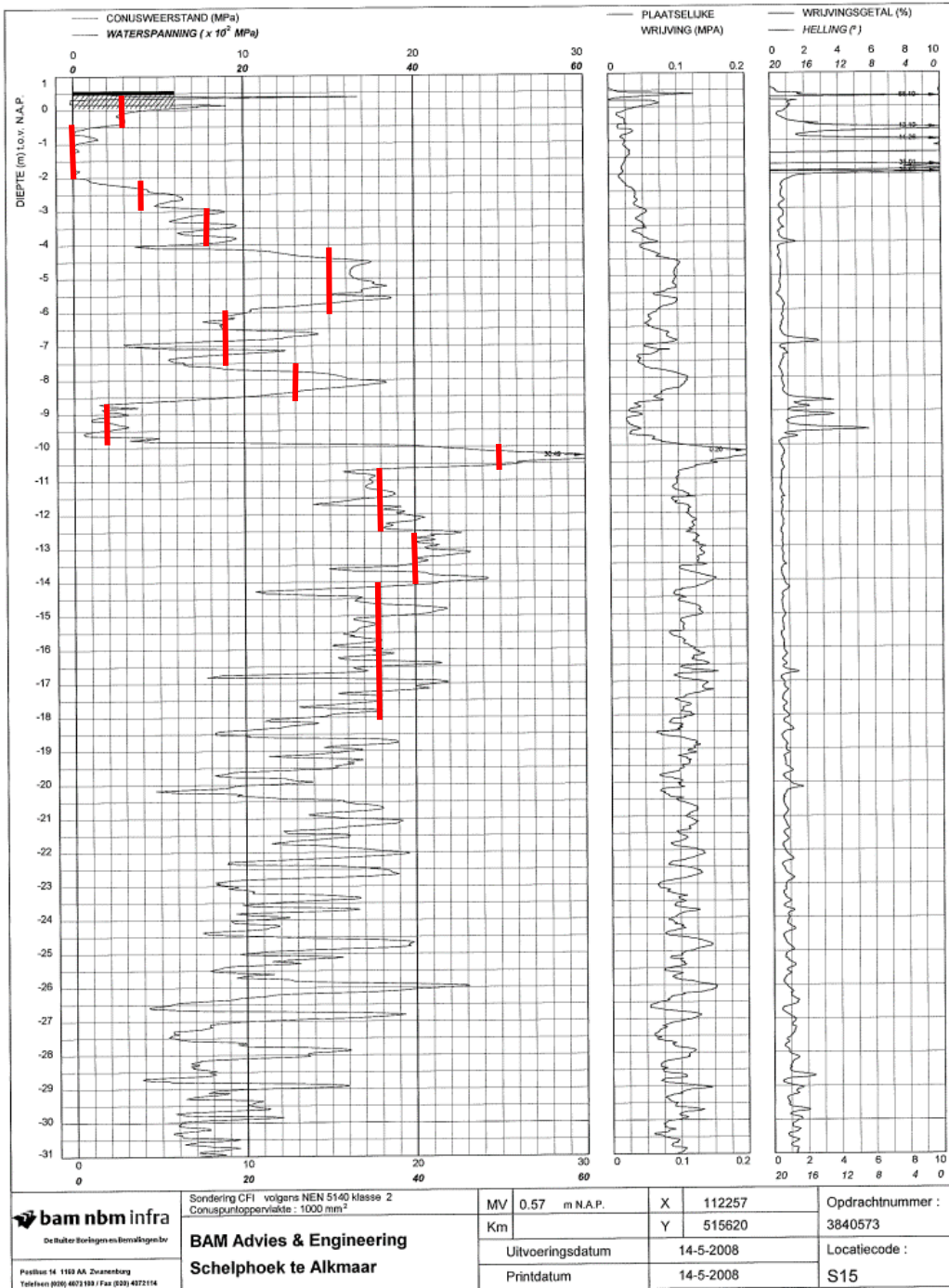
Trilblok: PVE2323 (38 Hz, 1350 kN)

Beschouwde raaien maaiveldzakkingen: array MV1, array MV2 en array MV5

Gebruikte sonderingen: C104, C106

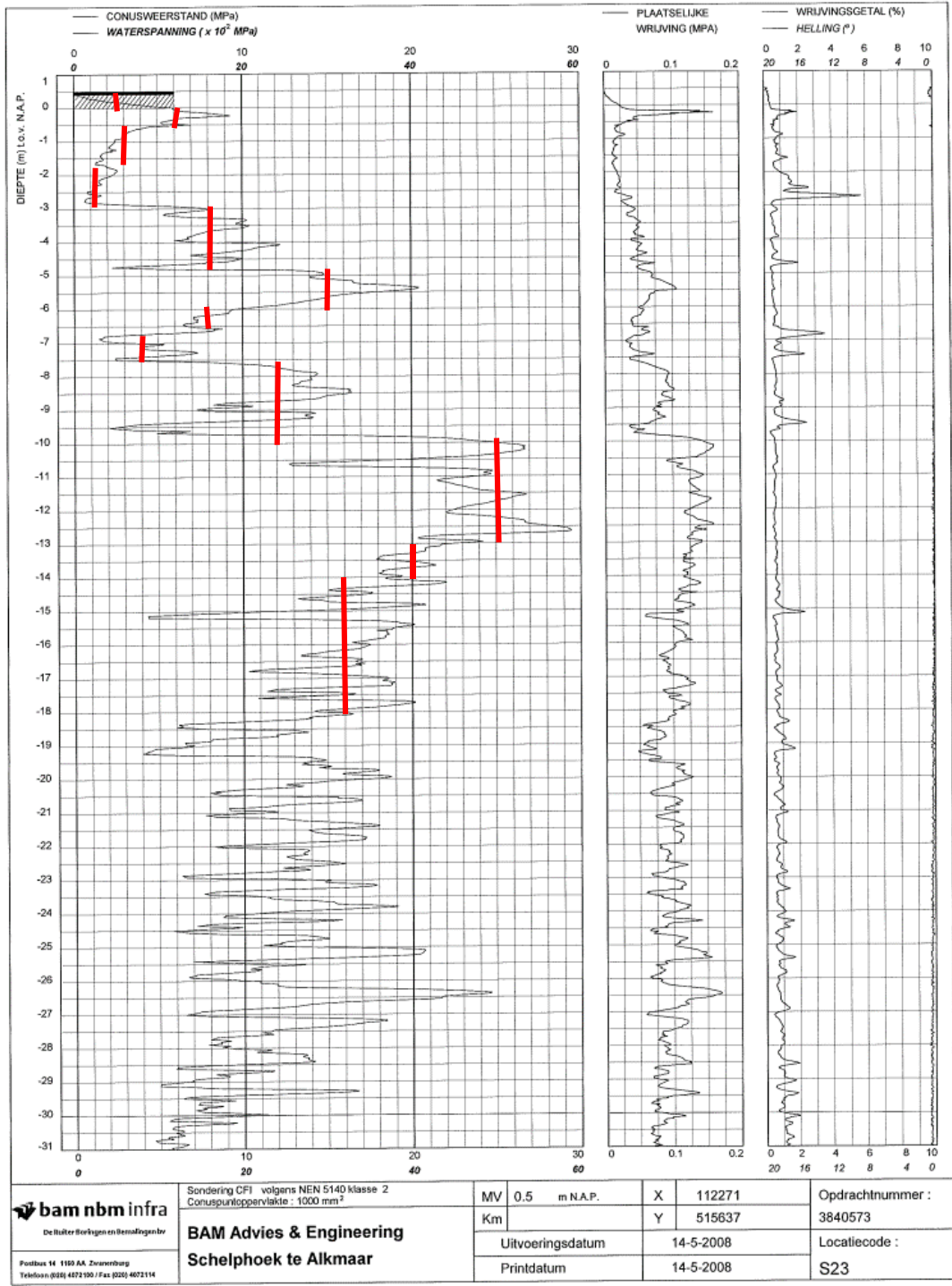
D.2 Sondeergrafieken

Case Alkmaar S15



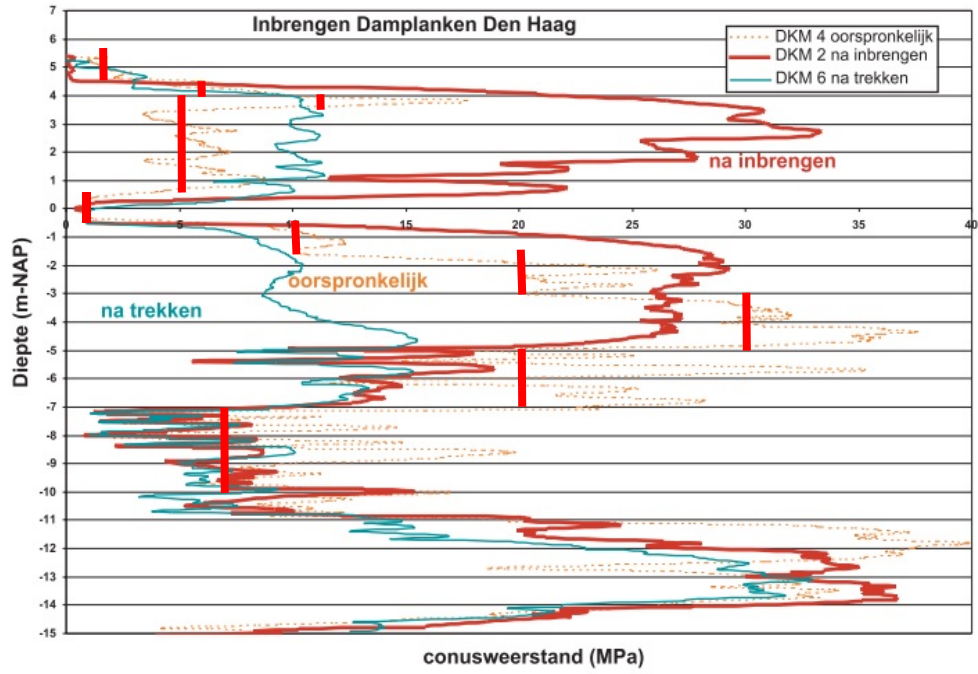
PAGINA 1 van 2

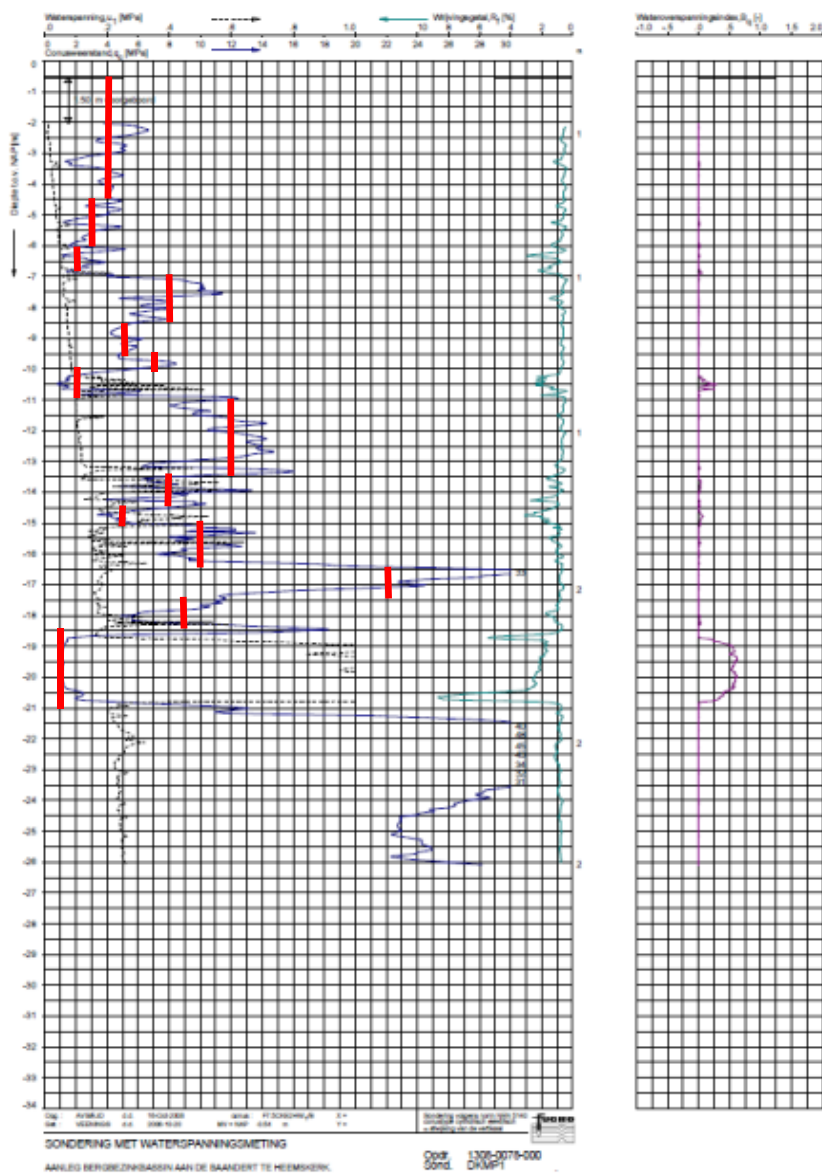
Case Alkmaar S23



SBR CURnet | Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden

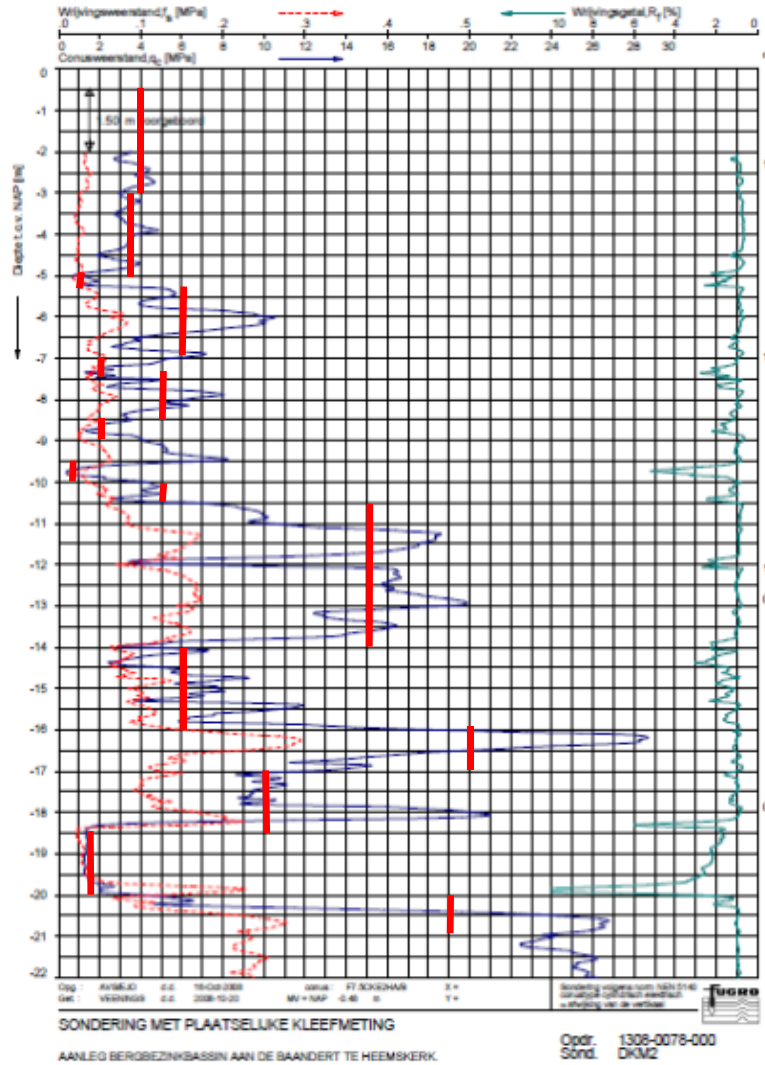
Case Den Haag DKM4





SONDERINGEN

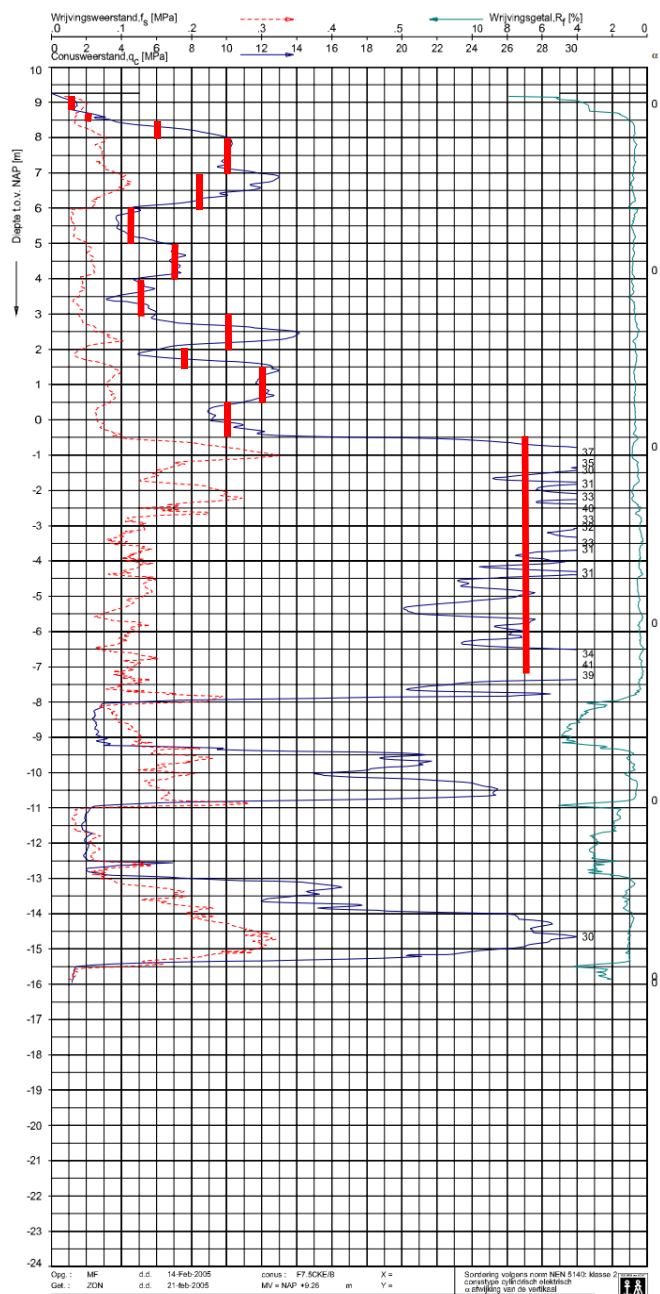
Case Heemskerk DKM2



SBR CURnet | Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden

SONDERINGEN

Case Nijverdal DKM1



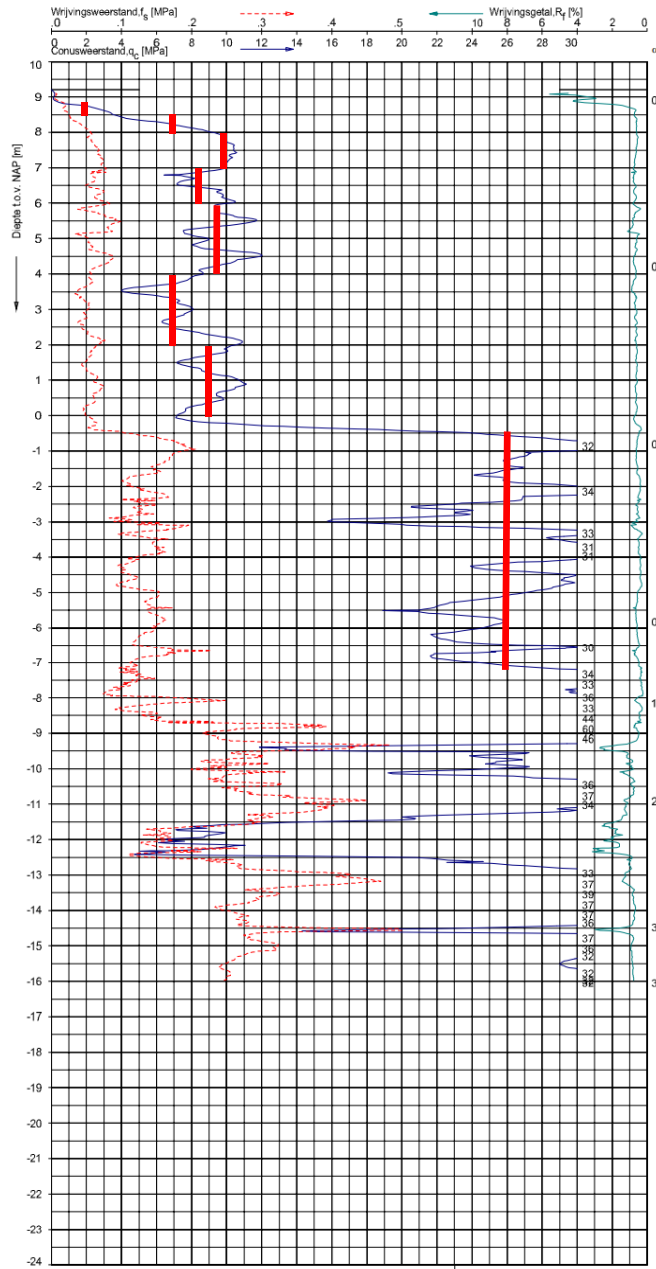
Opdr.: MF d.d. 14-Feb-2005 consus.: F7-SOKE-R X =
 Gef.: ZDN d.d. 21-Feb-2005 MV = NAP +9.25 m Y =
 Sondering volgens norm NEN 5140: Meters 2
 conus type: rijn-sterk elastisch
 in afwijking van de voeltest

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING
 DAMWANDPROEF AID MEUBOOMSTRAAT 22 TE NIJVERDAL

Opdr. 1004-0175-001
 Sond. DKM1



Case Nijverdal DKM4



Opg.: MF d.d. 15 Feb-2005 conus: F7.8CKE/B X =
 Gek.: ZDN d.d. 21 Feb-2005 MV = NAP +6.21 m Y =

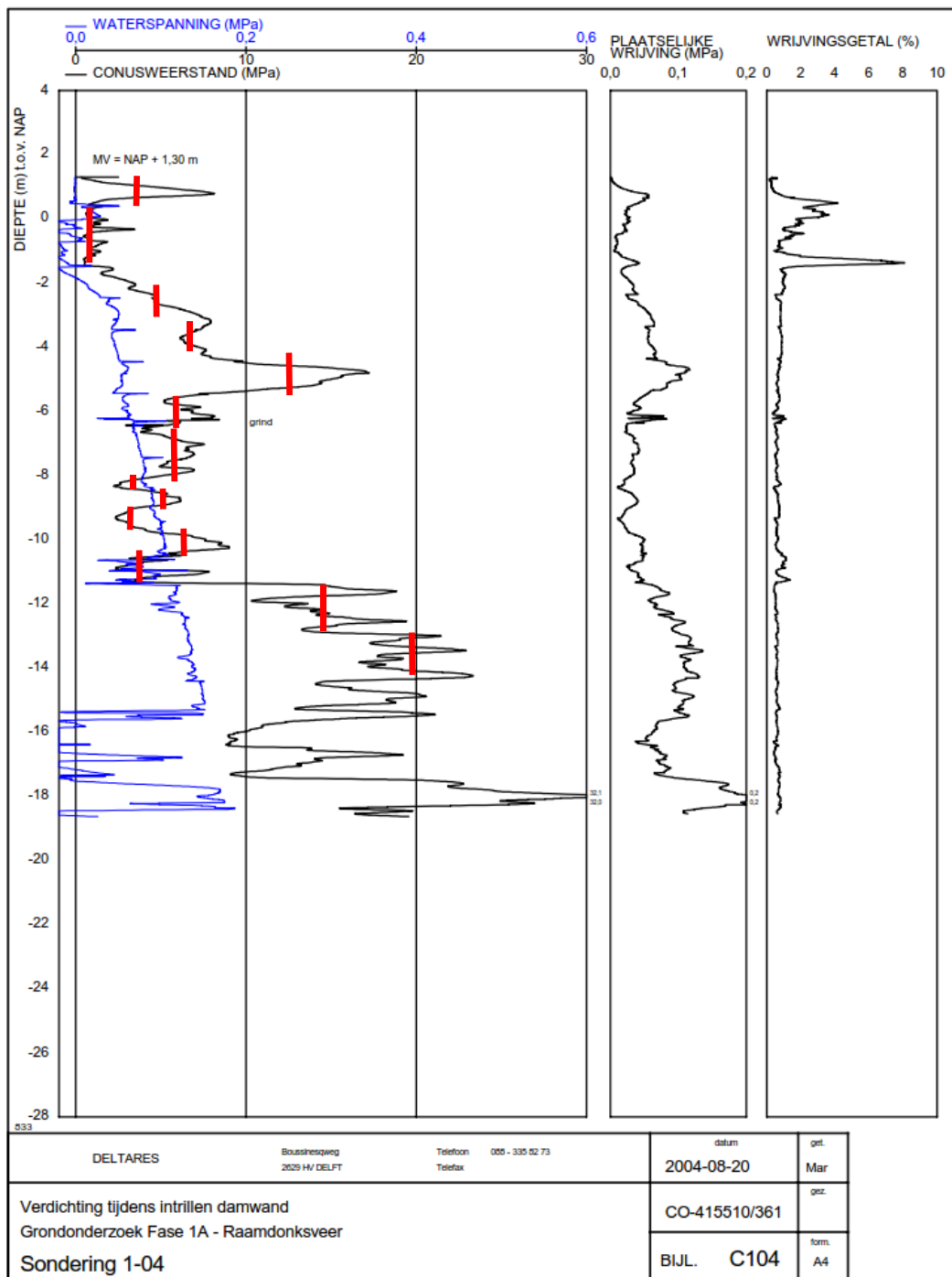
SONDERING MET PLAATSELUKE KLEEFMETING

DAMWANDPROEF AD MEIJBOOMSTRAAT 22 TE NIJVERDAL

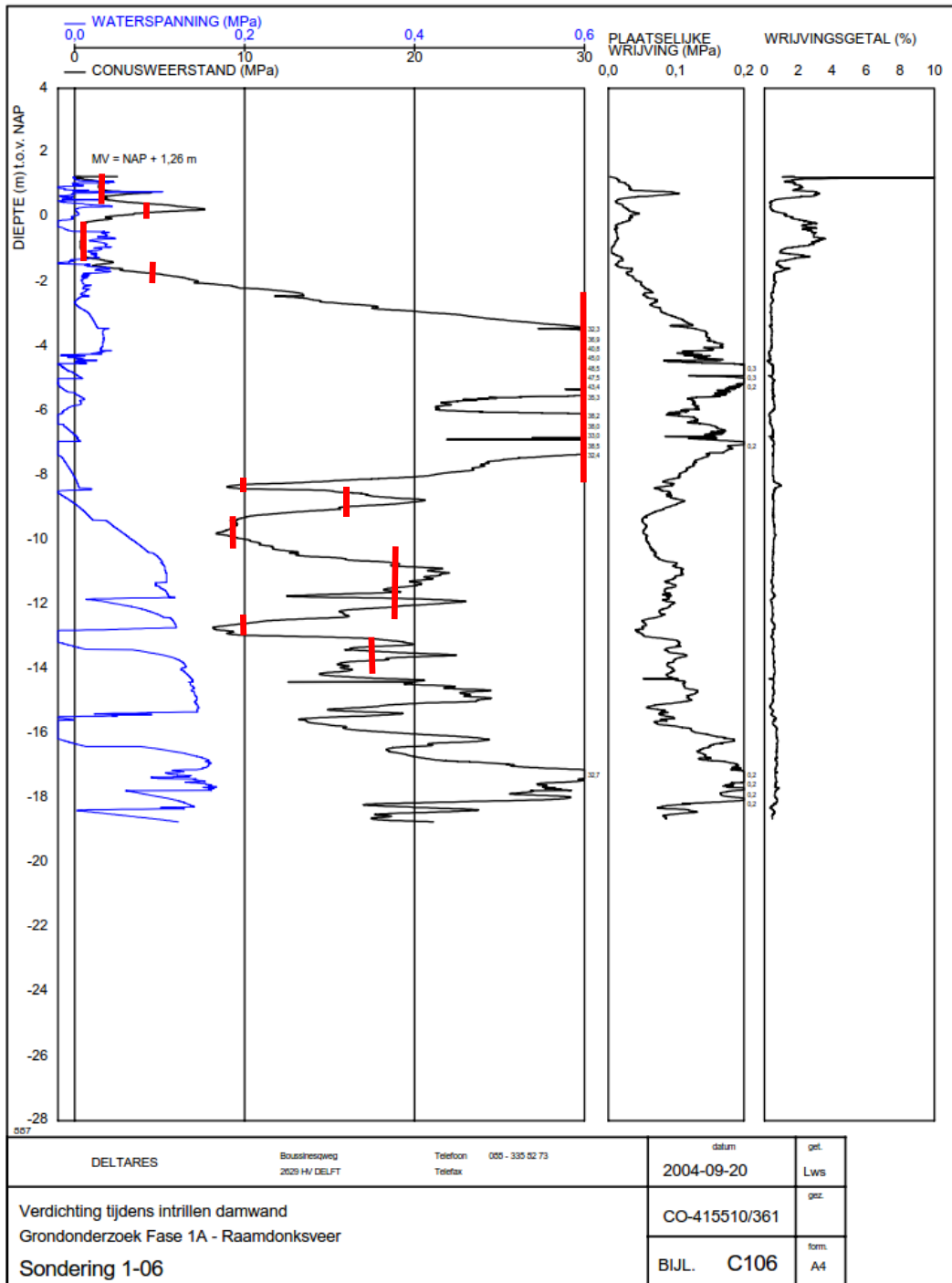
Opdr. 1004-0175-001
 Sond. DKM4



Case Raamsdonksveer C104



Case Raamsdonksveer C106



D.3 Berekening relatieve dichtheid

Case Alkmaar

Project	OITSE																				
Projectnr	-						planktype AZ37-700														Relatieve dichtheid volgens Lunne
Betreeft	berekeningn r.d.						puntniveau NAP - 18 m														$R_e = \frac{1}{2,91} \ln \frac{q_c}{61 \cdot (\sigma_v)_{0,71}} \times 100\%$
Opsteller	AK																				Relatieve dichtheid volgens Baldi
Datum	20160706																				$R_e = \frac{1}{2,41} \times \ln \left(\frac{q_c}{157 \cdot (\sigma_v)_{0,55}} \right)$
		Case	Alkmaar																		
		Sondering	23																		
		gws	-1,5	[m NAP]	(let op = aanname)																
laag nummer	niveau bz laag	grond-soort	vg	spanningen bovenzijde laag			spanningen midden laag			conus-weerstand	Re Lunne	Re Baldi									
[-]	[m NAP]	[-]	[kN/m3]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[Mpa]	[%]	[%]							
1	0,5	zand	18	0	0	0	9	0	9	3	80	72									
2	-0,5	klei	14	18	0	18	29	2	26	0,5	-7	-26									
3	-2	zand	20	39	5	34	49	10	39	4	54	51									
4	-3	zand	20	59	15	44	69	20	49	8	72	74									
5	-4	zand	20	79	25	54	99	34	65	15	87	94									
6	-6	zand	20	119	44	75	134	52	82	9	64	67									
7	-7,5	zand	20	149	59	90	161	65	96	13	73	79									
8	-8,7	klei	16	173	71	102	181	76	105	2	6	-1									
9	-9,7	zand	20	189	80	109	199	85	114	25	91	102									
10	-10,7	zand	20	209	90	119	227	99	128	18	77	86									
11	-12,5	zand	20	245	108	137	260	115	145	20	78	88									
12	-14	zand	20	275	123	152	295	132	163	18	71	81									
13	-16	zand	20	315	142	173	335	152	183	18	68	78									
	-18	zand	20	355	162	193															

Project	OITSE																				
Projectnr	-						planktype AZ37-700														Relatieve dichtheid volgens Lunne
Betreeft	berekeningn r.d.						puntniveau NAP - 18 m														$R_e = \frac{1}{2,91} \ln \frac{q_c}{61 \cdot (\sigma_v)_{0,71}} \times 100\%$
Opsteller	AK																				Relatieve dichtheid volgens Baldi
Datum	20160706																				$R_e = \frac{1}{2,41} \times \ln \left(\frac{q_c}{157 \cdot (\sigma_v)_{0,55}} \right)$
		Case	Alkmaar																		
		Sondering	23																		
		gws	-1,5	[m NAP]	(let op = aanname)																
laag nummer	niveau bz laag	grond-soort	vg	spanningen bovenzijde laag			spanningen midden laag			conus-weerstand	Re Lunne	Re Baldi									
[-]	[m NAP]	[-]	[kN/m3]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[Mpa]	[%]	[%]							
1	0,5	zand	18	0	0	0	5	0	5	2,5	91	81									
2	0	zand	20	9	0	9	14	0	14	6	93	91									
3	-0,5	zand	20	19	0	19	32	1	31	3	50	44									
4	-1,8	klei	16	45	3	42	53	8	45	1	3	-10									
5	-2,8	zand	20	61	13	48	80	22	58	8	69	70									
6	-4,7	zand	20	99	31	68	112	38	74	15	84	91									
7	-6	zand	20	125	44	81	133	48	85	8	59	62									
8	-6,8	zand	20	141	52	89	148	55	93	4	33	31									
9	-7,5	zand	20	155	59	96	180	71	109	12	67	73									
10	-10	zand	20	205	83	122	235	98	137	25	87	98									
11	-13	zand	20	265	113	152	275	118	157	20	76	86									
12	-14	zand	20	285	123	162	305	132	173	16	66	74									
13	-16	zand	20	325	142	183	345	152	193	16	63	72									
	-18	zand	20	365	162	203															

Case Den Haag

Project	OITSE												
Projectnr	-										planktype PU25		Relatieve dichtheid volgens Lunne
Betreft	berekening r.d.										puntniveau NAP -10		$R_e = \frac{1}{2,91} \ln \left(\frac{q_c}{61 \cdot (\sigma'_v)^{0,71}} \right) \times 100\%$
Opsteller	AK												Relatieve dichtheid volgens Baldi
Datum	20160706												$R_e = \frac{1}{2,41} \times \ln \left(\frac{q_c}{157 \cdot (\sigma'_v)^{0,55}} \right)$
	Case	Den Haag											
	Sondering	DKM4											
	gws	3,5 [m NAP] (let op = aanname)											
	laag nummer	niveau bz laag [m NAP]	grond-soort [-]	vg [kN/m3]	spanningen bovenzijde laag			spanningen midden laag			conus-weerstand [Mpa]	Re Lunne [%]	Re Baldi [%]
					grond [kN/m2]	water [kN/m2]	korrel [kN/m2]	grond [kN/m2]	water [kN/m2]	korrel [kN/m2]			
	1	5,2	zand	18	0	0	0	6	0	6	1,5	65	52
	2	4,5	zand	18	13	0	13	17	0	17	6	88	86
	3	4	zand	18	22	0	22	26	0	26	12	102	105
	4	3,5	zand	18	31	0	31	58	15	43	5	60	58
	5	0,5	klei	16	85	29	55	93	34	58	1	-3	-16
	6	-0,5	zand	20	101	39	61	111	44	66	10	73	77
	7	-1,5	zand	20	121	49	72	136	56	79	20	92	101
	8	-3	zand	20	151	64	87	171	74	97	30	101	114
	9	-5	zand	20	191	83	107	211	93	117	20	83	92
	10	-7	zand	20	231	103	128	261	118	143	7	42	44
	11	-10	zand	20	291	132	158						

Case Nijverdal

Project	OITSE												
Projectnr	-											planktype AZ26	
Betreft	berekening r.d.											puntniveau NAP -7,2	
Opsteller	AK											$R_e = \frac{1}{2,91} \ln \frac{q_c}{61 \cdot (\sigma'_z)^{0,71}} \times 100\%$	
Datum	20160706											$R_e = \frac{1}{2,41} \times \ln \left(\frac{q_c}{157 * (\sigma'_z)^{0,55}} \right)$	
	Case	Nijverdal											
	Sondering	DKM1											
	gws	7 [m NAP] (let op = aanname)											
	laag nummer	niveau bz laag	grond-soort	vg	spanningen bovenzijde laag			spanningen midden laag			conus-weerstand	Re Lunne	Re Baldi
	[-]	[m NAP]	[-]	[kn/m3]	grond [kn/m2]	water [kn/m2]	korrel [kn/m2]	grond [kn/m2]	water [kn/m2]	korrel [kn/m2]	[Mpa]	[%]	[%]
	1	9,2	klei	16	0	0	0	3	0	3	1	68	50
	2	8,8	zand	18	6,4	0	6	9	0	9	2	66	55
	3	8,5	zand	18	11,8	0	12	16	0	16	6	90	87
	4	8	zand	18	20,8	0	21	30	0	30	10	92	95
	5	7	zand	20	38,8	0	39	89	25	64	8,5	68	71
	6	6	zand	20	58,8	10	49	104	32	72	4,5	43	42
	7	5	zand	20	78,8	20	59	124	42	82	7	55	57
	8	4	zand	20	98,8	29	69	144	52	92	5	41	40
	9	3	zand	20	118,8	39	80	221	89	132	10	56	61
	10	2	zand	20	138,8	49	90	69	25	45	7,5	73	74
	11	1,5	zand	20	148,8	54	95	74	27	47	12	87	92
	12	0,5	zand	20	168,8	64	105	84	32	53	10	79	82
	13	-0,5	zand	20	188,8	74	115	94	37	58	27	110	121
	14	-7,2	zand	20	322,8	139	183						

Project	OITSE												
Projectnr	-											planktype AZ26	
Betreft	berekening r.d.											puntniveau NAP -7,2	
Opsteller	AK											$R_e = \frac{1}{2,91} \ln \frac{q_c}{61 \cdot (\sigma'_z)^{0,71}} \times 100\%$	
Datum	20160706											$R_e = \frac{1}{2,41} \times \ln \left(\frac{q_c}{157 * (\sigma'_z)^{0,55}} \right)$	
	Case	Nijverdal											
	Sondering	DKM4											
	gws	7 [m NAP] (let op = aanname)											
	laag nummer	niveau bz laag	grond-soort	vg	spanningen bovenzijde laag			spanningen midden laag			conus-weerstand	Re Lunne	Re Baldi
	[-]	[m NAP]	[-]	[kn/m3]	grond [kn/m2]	water [kn/m2]	korrel [kn/m2]	grond [kn/m2]	water [kn/m2]	korrel [kn/m2]	[Mpa]	[%]	[%]
	1	9,2	klei	16	0	0	0	2	0	2	0,3	33	7
	2	8,9	zand	18	4,8	0	5	8	0	8	2	68	57
	3	8,5	zand	18	12	0	12	17	0	17	7	95	94
	4	8	zand	18	21	0	21	30	0	30	10	92	95
	5	7	zand	20	39	0	39	49	5	44	8,5	77	79
	6	6	zand	20	59	10	49	79	20	59	9,5	74	77
	7	4	zand	20	99	29	70	119	39	80	7	56	58
	8	2	zand	20	139	49	90	159	59	100	9	59	63
	9	0	zand	20	179	69	110	209	83	126	26	90	102
	10	-3	zand	20	239	98	141	281	119	162	26	84	96
	11	-7,2	zand	20	323	139	184						

Bijlage E Vuistregels voor invloed op een fundering of leiding

Deze bijlage bevat een overzicht van de vuistregels voor de bepaling van de invloed op een fundering of leiding door het inbrengen en trekken van damwanden.

De vuistregels dienen met de nodige voorzichtigheid door een deskundig adviseur te worden gebruikt.

INHOUD

E.1	Vuistregels voor invloed op een fundering op staal of leiding	138
E.2	Vuistregels voor invloed op een paalfundering	138
E.3	Literatuur	141

E.1 Vuistregels voor invloed op een fundering op staal of leiding

In deze paragraaf is een overzicht gegeven van beschikbare vuistregels in de literatuur ter bepaling van de beïnvloeding van een fundering op staal ten gevolge van het *trekken* van een stalen damwand. Ten gevolge van het *aanbrengen* (intrillen) van een stalen damwand zijn geen vuistregels in de literatuur beschikbaar. Aangenomen is dat de vuistregels voor een fundering op staal ook kunnen worden toegepast voor de invloed op leidingen.

Bestekseisen RWS, voor trekken damwanden en beïnvloeding fundering op staal, genoemd in CUR166 [1]:

- Minimale horizontale afstand van rand van de betonconstructie tot hart te verwijderen damwandplank is 3,0 m.
- Onafhankelijk van de geometrie en bodemopbouw.

Methode Hergarden, voor trekken damwanden en beïnvloeding fundering op staal, genoemd in CUR166 [1]:

- Beïnvloedingsgebied onder hoek van $45 - \phi/2$.
- Geen damwand trekken binnen het invloedgebied.
- Optie: toepassing mitigerende maatregelen (b.v. groutinjectie tijdens trekken damwand).

In tabel E.1 is een overzicht gegeven van de verschillende vuistregels ter bepaling van de beïnvloeding van een fundering op staal / leiding ten gevolge van het trekken van een stalen damwand.

Tabel E.1 Overzicht vuistregels beïnvloeding fundering op staal / leiding t.g.v. trekken damwand.

PN damwand t.o.v. o.k. constructie	RWS / CUR 166 [1]	Hergarden / CUR 166 [1]
< 0 m (boven)	0,0 m	Invloedsgebied vanaf PN damwand onder 30° naar maaiveld (geen damwand trekken binnen invloedsggebied)
0 m (gelijk)	3,0 m	
> 0 m (onder)	3,0 m	

PN = niveau damwandvoet

E.2 Vuistregels voor invloed op een paalfundering

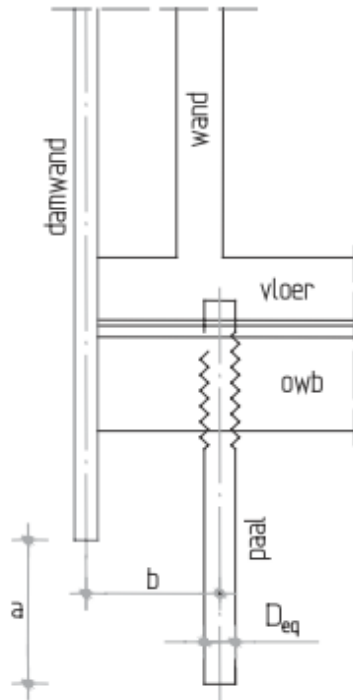
In deze paragraaf is een overzicht gegeven van beschikbare vuistregels in de literatuur ter bepaling van de beïnvloeding van een fundering op palen ten gevolge van het aanbrengen en/of trekken van een stalen damwand.

Bestekseisen RWS, voor trekken damwanden en beïnvloeding fundering op palen, genoemd in CUR166 [1]:

- Minimale horizontale afstand (*b*) tussen hart damwand en hart paal: zie figuur E.1.
- Onafhankelijk van de geometrie en bodemopbouw.

Samenvattend:

- als $a \geq 10 \cdot D_{eq}$ $b \geq 1,0 \text{ m}$ (1);
- als $0 \leq a \leq 10 D_{eq}$ $b \geq 6 D_{eq}$ (2);
- als $a < 0$ (= onder paalpuntniveau) $b \geq 8 D_{eq}$ (3).



Figuur E.1 Beïnvloeding fundering op palen volgens bestekseisen RWS.

Handboek Ondergronds Bouwen (COB) [2], voor het aanbrengen en trekken van (hulp)damwanden en beïnvloeding fundering op palen, genoemd in CUR166 [1]:

- Binnen 6 m afstand: niet trillen maar heien.
- Tussen 6 m en 10 m afstand: trillen met voortdurende controle van zettingen.
- Vanaf 10 m afstand: geen beperkingen.

Indien rekening wordt gehouden met PN damwand en paal geldt:

- PN damwand ligt hoger dan PPN: risico van verzakking gering.
- PN damwand ligt lager dan PPN: risico verzakking gering indien verschil tussen PN's minder is dan de horizontale afstand minus 3,0 m.

Geldt alleen als paalfunderingen zijn ontworpen volgens huidige richtlijnen en in staat zijn om enige horizontale gronddrukken op te nemen.

Interne richtlijn Movares:

- Heiend of trillend aanbrengen of trekken van een damwand naast een bestaande paal (drukpaal).
- Minimale horizontale afstand tussen hart damwand en hart paal: zie tabel E.2. Voor tussenliggende niveaus kan lineaire interpolatie plaatsvinden.

Tabel E.2 Beïnvloeding fundering op palen volgens interne richtlijn Movares.

Installatiewijze	4D _{eq} boven PPN en hoger	PPN	3D _{eq} beneden PPN en lager
Heien/trillen wand	3D _{eq}	6D _{eq}	9D _{eq}
Trekken damwand	3D _{eq}	6D _{eq}	9D _{eq} *

PPN is het paalpuntniveau bestaande belaste paal.

D_{eq} = 1,13 · (2/3 · H · B^{0,5}) met:

H is de hoogte van de plank;

B is de breedte van de plank, bij heien dubbele plank 2B i.p.v. B aanhouden.

* is afhankelijk van de situatie, per geval kritisch beoordelen (voorbeeld: in Barendrecht bleek een afstand van 6 tot 7,5 m nodig om geen vervormingen aan de bestaande constructie op palen te laten ontstaan bij het trekken van een stalen damwand).

Invloed op bestaande paalfundering (vermindering draagvermogen en paalzakking) ten gevolge van aanbrengen (intrillen) en trekken damwand volgens CUR 166 [1]:

- Invloedszone vanaf PN damwand onder 45° naar maaiveld (conservatieve benadering).
- Binnen de invloedszone geen positieve wrijving in rekening brengen (100% reductie).
- Indien de 4D/8D zone (punt draagvermogen) binnen het invloedsgebied (geheel of gedeeltelijk) is gelegen, moet ook voor de punt een reductie in rekening worden gebracht. Uit metingen blijkt dat voor de punt een reductie van 50% voldoende is, aangezien er altijd een zekere conusweerstand aanwezig zal blijven. Met sonderingen kan de werkelijke resterende conusweerstand worden gemeten.

Invloed op bestaande paalfundering (vermindering draagvermogen en paalzakking) ten gevolge van alleen trekken damwand volgens Hergarden / CUR 166 [1]:

- Invloedszone vanaf PN damwand onder 30° naar maaiveld.
- Binnen de invloedszone geen positieve wrijving in rekening brengen (100% reductie).
- Indien de 4D/8D zone (punt draagvermogen) binnen het invloedsgebied (geheel of gedeeltelijk) is gelegen, moet ook voor de punt een reductie in rekening worden gebracht. Uit metingen blijkt dat voor de punt een reductie van 50% voldoende is, aangezien er altijd een zekere conusweerstand aanwezig zal blijven. Met sonderingen kan de werkelijke resterende conusweerstand worden gemeten.

In tabel E.3 is een overzicht gegeven van de verschillende vuistregels ter bepaling van de beïnvloeding van een fundering op palen ten gevolge van het aanbrengen en/of trekken van een stalen damwand.

Tabel E.3 Overzicht vuistregels beïnvloeding fundering op palen t.g.v. aanbrengen en/of trekken damwand.

PN damwand t.o.v. PPN	RWS / CUR166	Movares	COB / CUR166	CUR 166	Hergarden / CUR166
	Trekken damwand	Aanbrengen / trekken damwand	Aanbrengen / trekken damwand	Aanbrengen / trekken damwand	Trekken damwand
> 10D _{eq} (boven)	b ≥ 1,0 m	b ≥ 3D _{eq} * (3,0 m)	b ≥ 1,0 m	Invloedsgebied vanaf PN damwand onder 45° naar maaiveld (100% reductie positieve wrijving en 50% reductie paal draagvermogen binnen invloedsgebied)	Invloedsgebied vanaf PN damwand onder 30° naar maaiveld (100% reductie positieve wrijving en 50% reductie paal draagvermogen binnen invloedsgebied)
> 4D _{eq} (boven)	b ≥ 6D _{eq} (3,0 m)	b ≥ 3D _{eq} * (3,0 m)	b ≥ 1,0 m		
0 (gelijk)	b ≥ 6D _{eq} (3,0 m)	b ≥ 6D _{eq} * (5,0 m)	b ≥ 3,0 m		
< 3D _{eq} (onder)	b ≥ 8D _{eq} (4,0 m)	b ≥ 9D _{eq} * (8,0 m)	b ≥ a + 3,0 m		

PPN is het paalpuntniveau van bestaande belaste paal.

PN is het niveau van de damwandvoet.

D_{eq} = D_{eq,paal} (0,45 – 0,50 m).

D_{eq}* = D_{eq,damwand} (0,7 tot 1,0 m, gemiddeld 0,8 m).

a is de afstand tussen PN damwand en PPN (zie figuur E.6).

E.3 Literatuur

1. CUR-publicatie 166 Damwandconstructies 6^{de} herziene druk deel 1 en 2, CUR Gouda, 2012.
2. COB-Handboek ondergronds bouwen, deel 2, Bouwen vanaf maaiveld, Gouda, 2000.

Bijlage F Plaxisanalyses volumerek en verdichting

In deze bijlage zijn de resultaten gegeven van de modellering in Plaxis van:

- Volumerek bij het trekken van een wand, in één keer aangebracht over de volledige hoogte.
- Modellering van de verdichting ten gevolge van trillingen.

INHOUD

F.1	Trekken wand – volumerek in één stap	144
F.2	Modellering verdichting door trillen	147

F.1 Trekken wand – volumerek in één stap

Voor het modelleren van het opvullen van een spleet die ontstaat ten gevolge van het trekken van een damwand is gekozen om over een zone van 0,5m breedte een (negatieve) volumerek op te geven. Deze 0,5m breedte in het model is gekozen vanwege het feit dat gangbare damwandprofielen orde-grootte deze hoogte hebben. Op basis van deze 0,5m en het doorsnede oppervlakte van de plank kan bepaald worden wat de grootte dient te zijn van de op te geven volumerek.

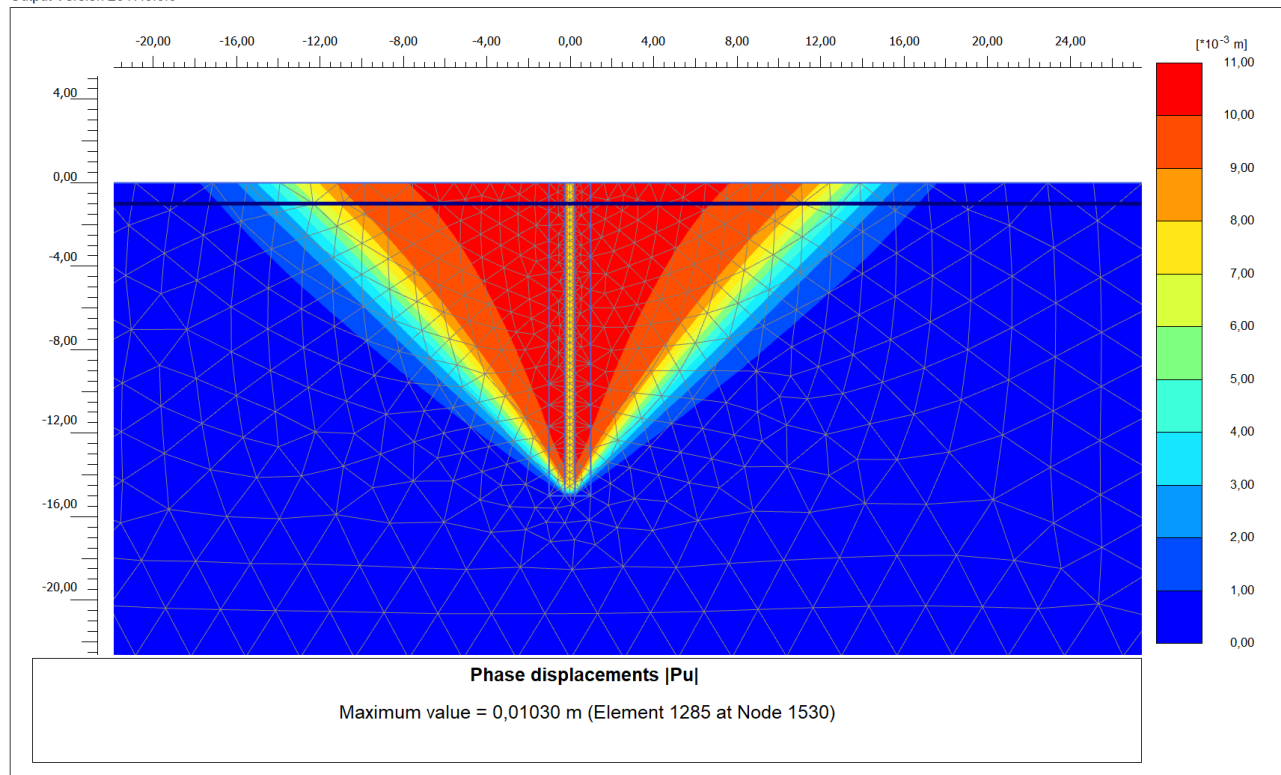
Als voorbeeld wordt een AZ18-700 plank genomen met een staaldoorsnede van 139,2 cm²/m, en een lengte van 15m. De optredende volumerek in de zone van 0,5m is dan -2,78%.

De volumerek is in horizontale richting (x-richting) opgegeven omdat verondersteld wordt dat het zand in horizontale richting de sleuf zal vullen bij het verwijderen van de plank.

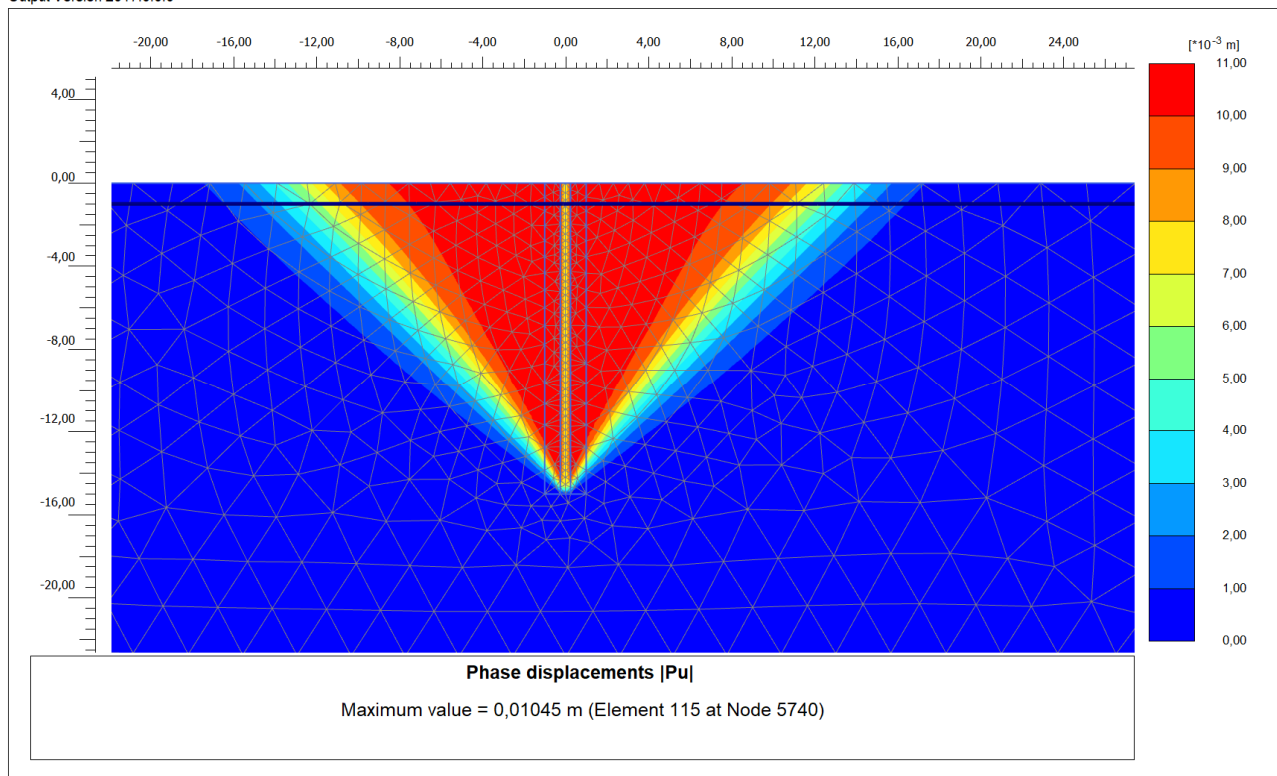
De (gedraineerde) analyses zijn uitgevoerd met het Hardening Soil Small strain stiffness model. Voor het zand is uitgegaan van gebruikelijke parameters voor los tot matig gepakt zand. Waarbij in de sleuf dezelfde parameters zijn aangehouden als de omliggende grond.

In figuur F.1 en figuur F.2 zijn de vervormingen gegeven die in Plaxis berekend worden voor zand met een elasticiteitsmodulus ($E_{50;ref}$ en $E_{oed;ref}$) van 15 MPa en 25 MPa, respectievelijk een hoek van inwendige wrijving (ϕ') van 30 graden en 32,5 graden (HSmodel).

Output Version 2017.0.0.0

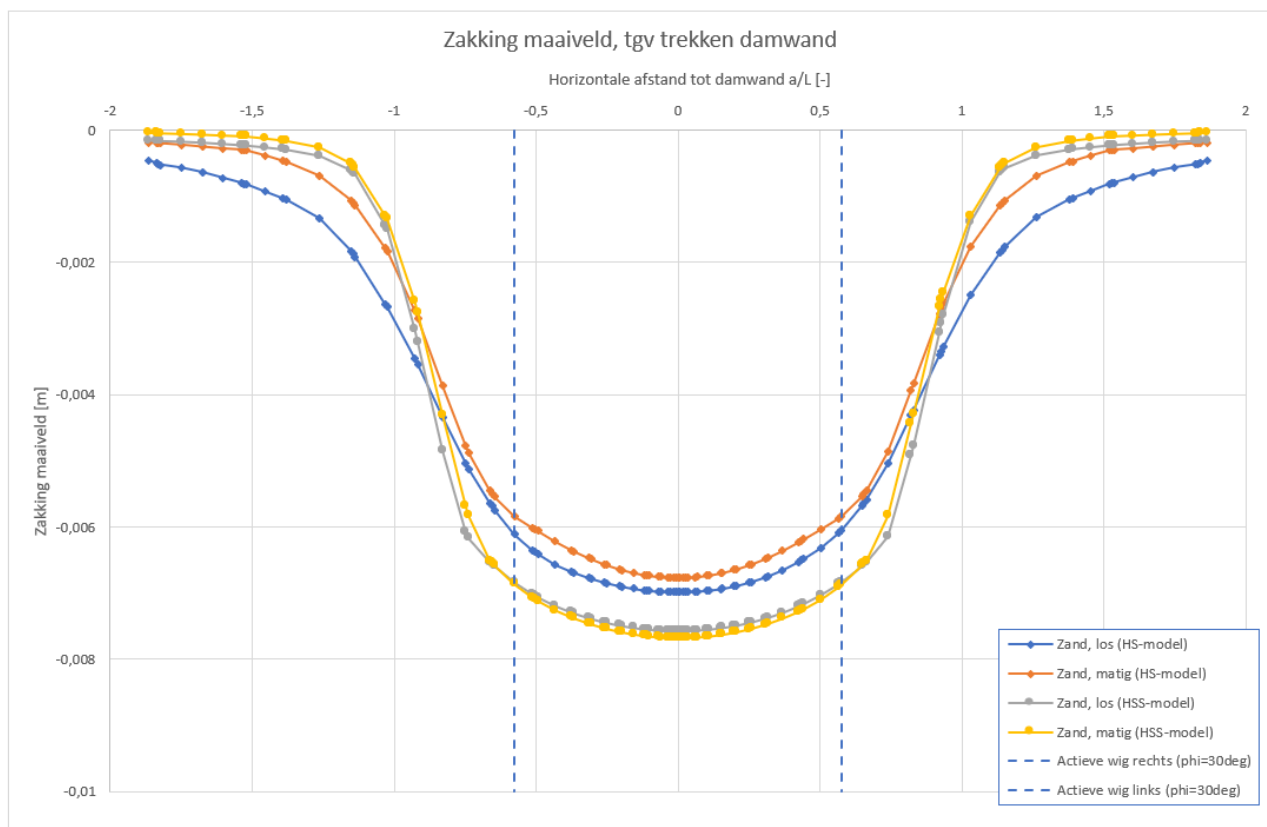


Figuur F.1 Vervormingen bij trekken damwand, zand los.



Figuur F.2 Vervormingen bij trekken damwand, zand matig.

In figuur F.3 zijn de verticale maaiveldvervormingen gegeven en is tevens aangegeven wat afstand is van de actieve wig ($\sigma' = 30^\circ$).



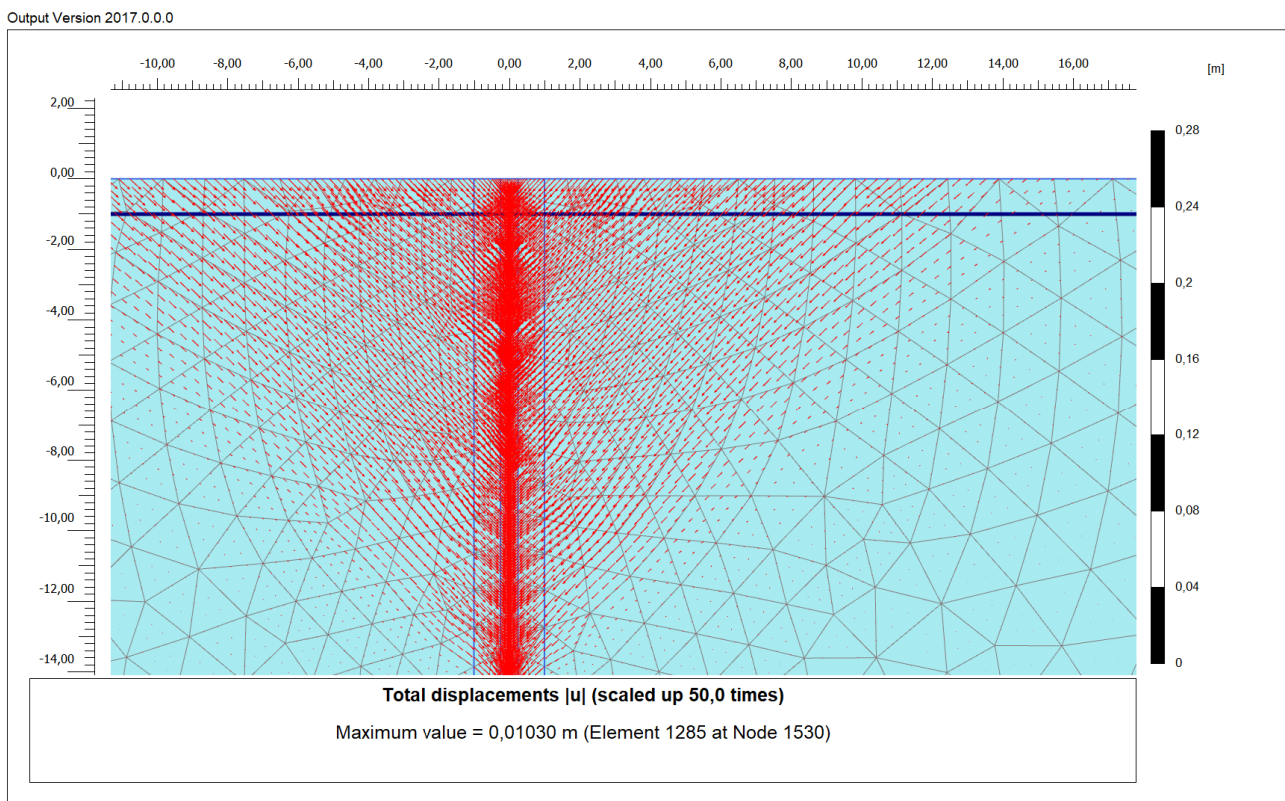
Figuur F.3 Zetting op maaiveldniveau na vullen spleet.

Uit de analyses volgt dat het zand onder een bepaald hoek als een blok naar de 'spleet' toe zakt, en daarna een overgangszone volgt naar het onverstoorde gebied.

Bij de analyse met de directe volumeverdichting over de volledige hoogte geldt dat de hoek waaronder de moot afschuift is wat groter dan de actieve hoek ($\tan(45^\circ - \varphi/2)$) en ligt op ca. 0,7L tot 1L in plaats van de breedte van de actieve wig van ca. 0,57Lm (zie figuur F.3).

De overgangszone zorgt voor een nog bredere zettingstrog en geeft een invloedsgebied van orde-grootte de lengte van de plank. Bij het Hardening Soil model is het invloedsgebied nog groter; in dit model zorgen kleine rekken nog voor een grotere vervorming dan bij het HSS model en geven een groter invloedsgebied.

Naast de verticale vervormingen treden ook horizontale vervormingen in de grond op. Dit ten gevolge dat de moot grond afschuift en de verplaatsingsvector schuin neerwaarts is gericht onder de hoek van de actieve wig. Zie hiervoor de verplaatsingsvectoren in figuur F.4.



Figuur F.4 Verplaatsingsvectoren ten gevolge trekken damwand.

Uit aanvullende analyses blijkt dat modellering in meerdere stappen een beter vervormingsbeeld geeft en goed overeenkomt met bijvoorbeeld de modellen van Hergarden. Zie hiervoor paragraaf 4.3.3 van de richtlijn.

F.2 Modelling verdichting door trillen

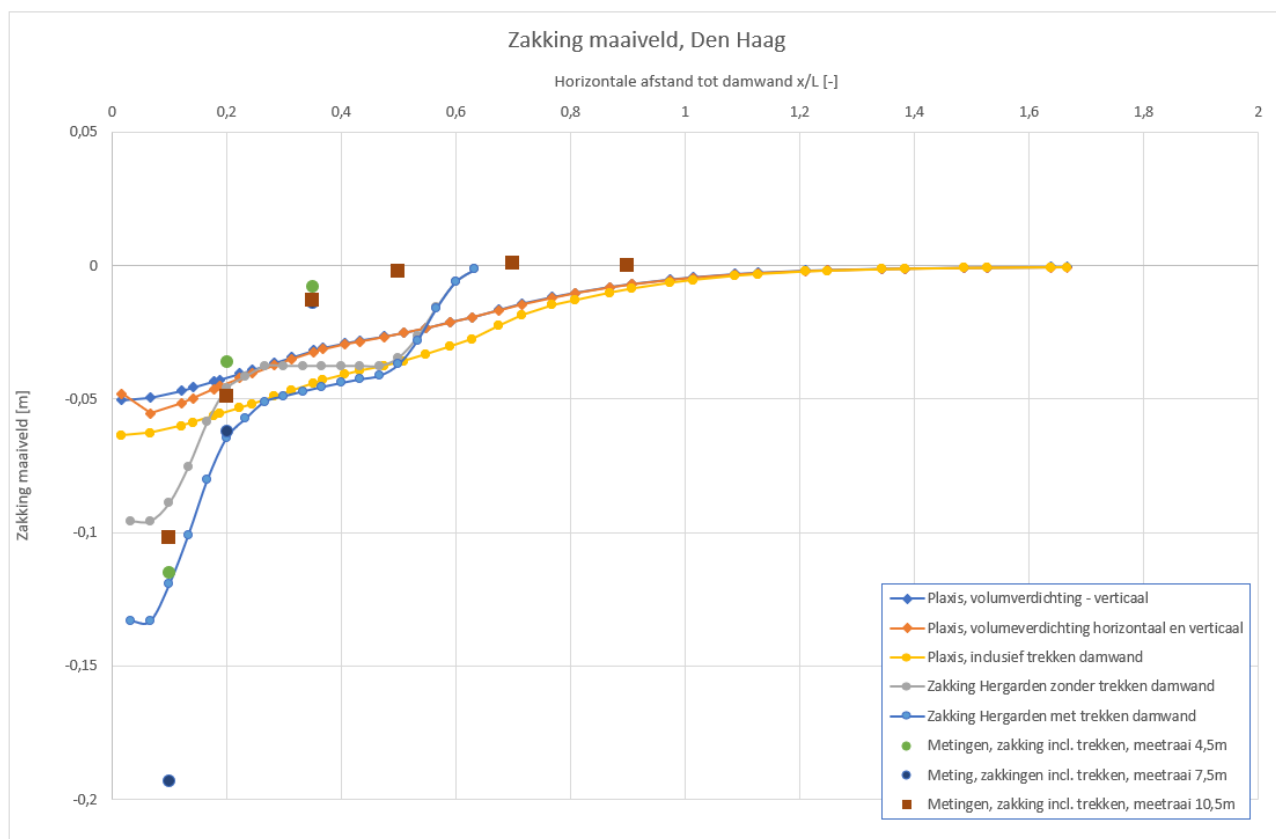
Op basis van de case Den Haag

De zettingen van de case van Den Haag zijn nagerekend in Plaxis door volumeverdichting over de hoogte in te voeren. De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd (zie ook paragraaf 4.3.3 in richtlijn voor achtergrond van deze modellering):

- De berekende volumerekenen op basis van het model van Hergarden zijn gebruikt.
- Deze verdichtingen vinden, in het model van Hergarden, plaats over een bredere zone dan 1,0m. In dit geval zijn alle berekende volumeverdichtingen in één laag gesommeerd en in Plaxis ingevoerd over de zone van 1m.

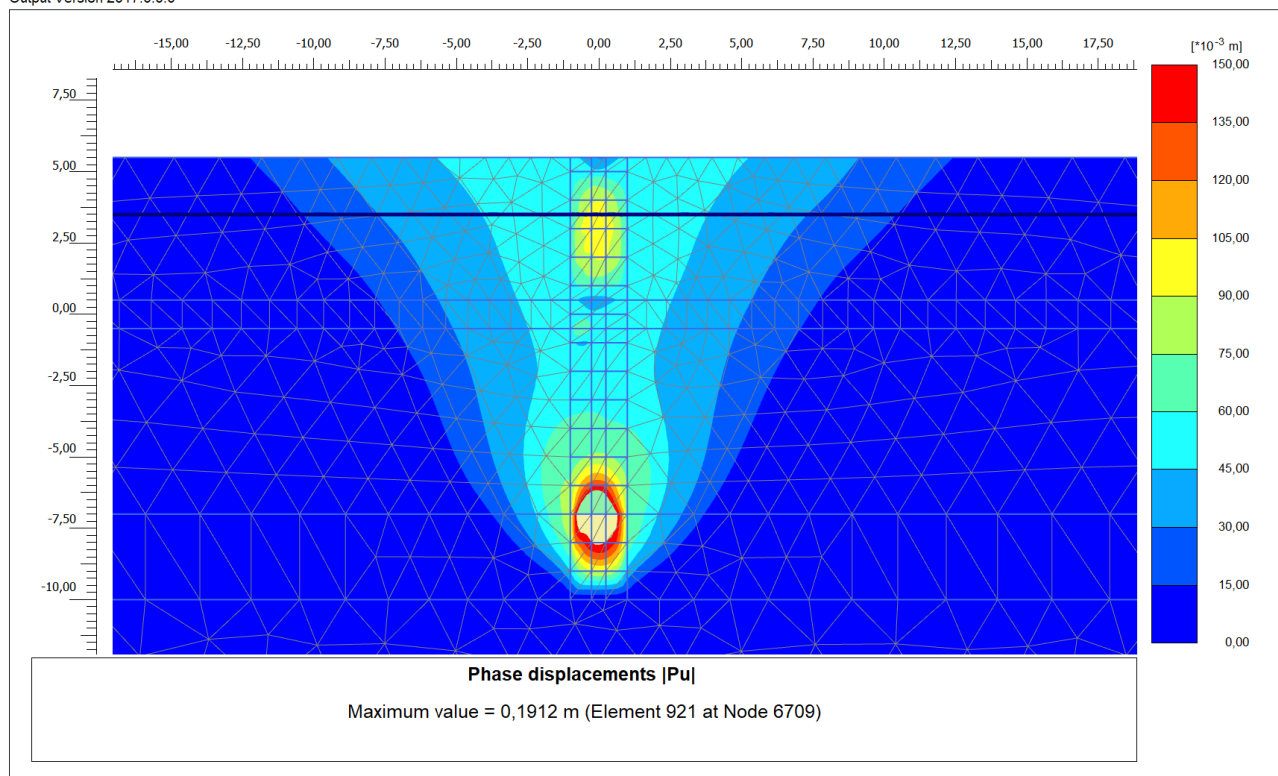
In onderstaande figuur F.5 zijn de berekende resultaten weergegeven. De volgende punten zijn weergegeven:

- Maaiveldzettingen Plaxis ten gevolge van verdichting, waarbij de verdichting opgegeven is als 100% verticale volumerek.
- Maaiveldzettingen Plaxis ten gevolge van verdichting, waarbij de verdichting opgegeven is als 50% verticale volumerek en 50% als horizontale volumerek.
- Maaiveldzettingen Plaxis, inclusief de volumeverdichting ten gevolge van het trekken van de damwand (spleet).
- Maaiveldzettingen berekend met Hergarden zonder en met het effect van de spleet.
- Metingen van de drie beschikbare raaien.



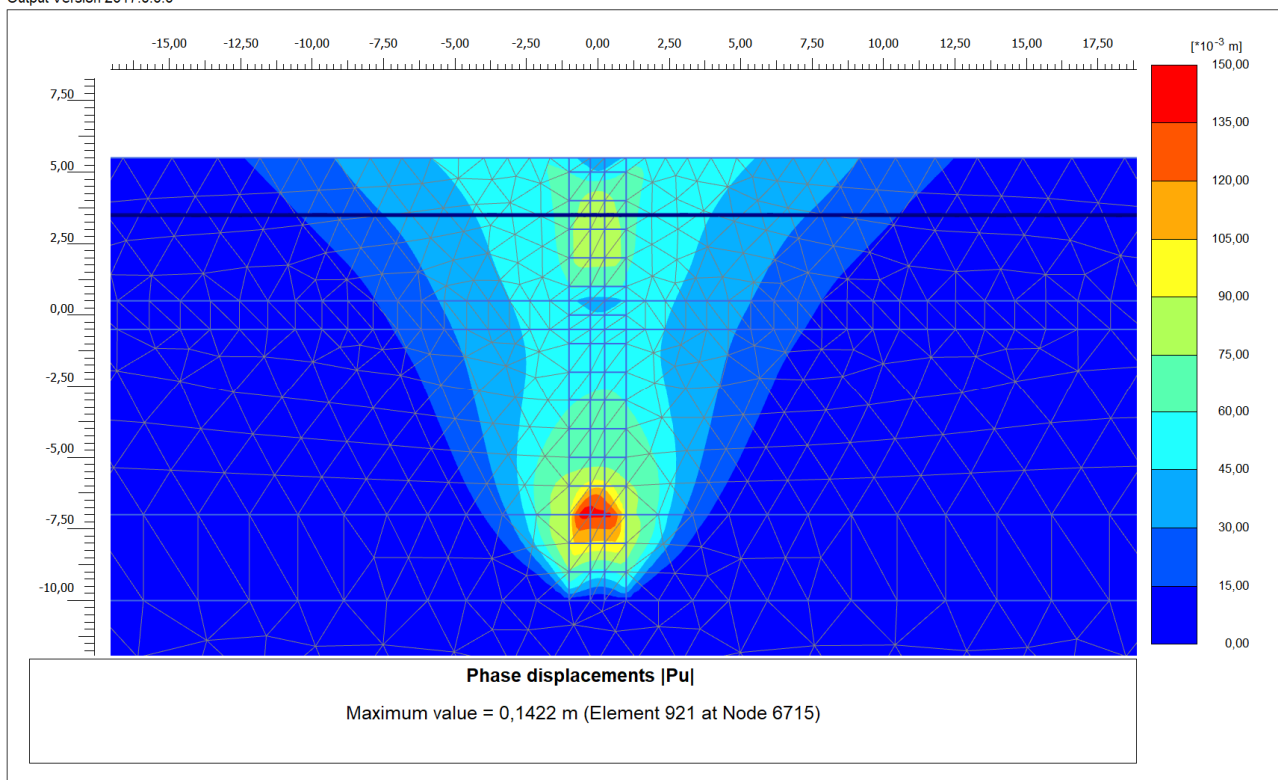
Figuur F.5 Resultaten Plaxis, case Den Haag.

Output Version 2017.0.0.0

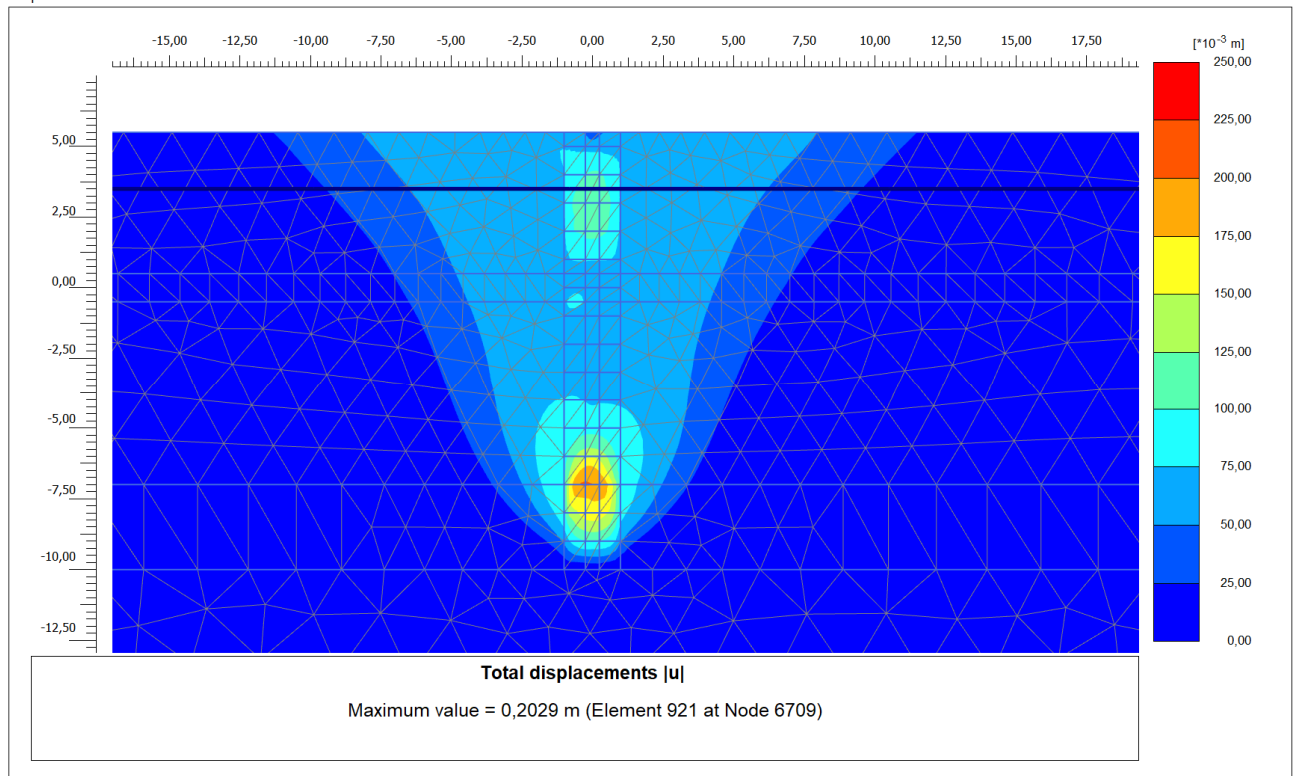


Figuur F.6 Vervorming ten gevolge van verticale volumerek.

Output Version 2017.0.0.0



Figuur F.7 Vervorming ten gevolge van verticale en horizontale volumerek.



Figuur F.8 Vervormingen inclusief trekken damwand.

De conclusies die getrokken kunnen op basis van case Den Haag zijn als volgt:

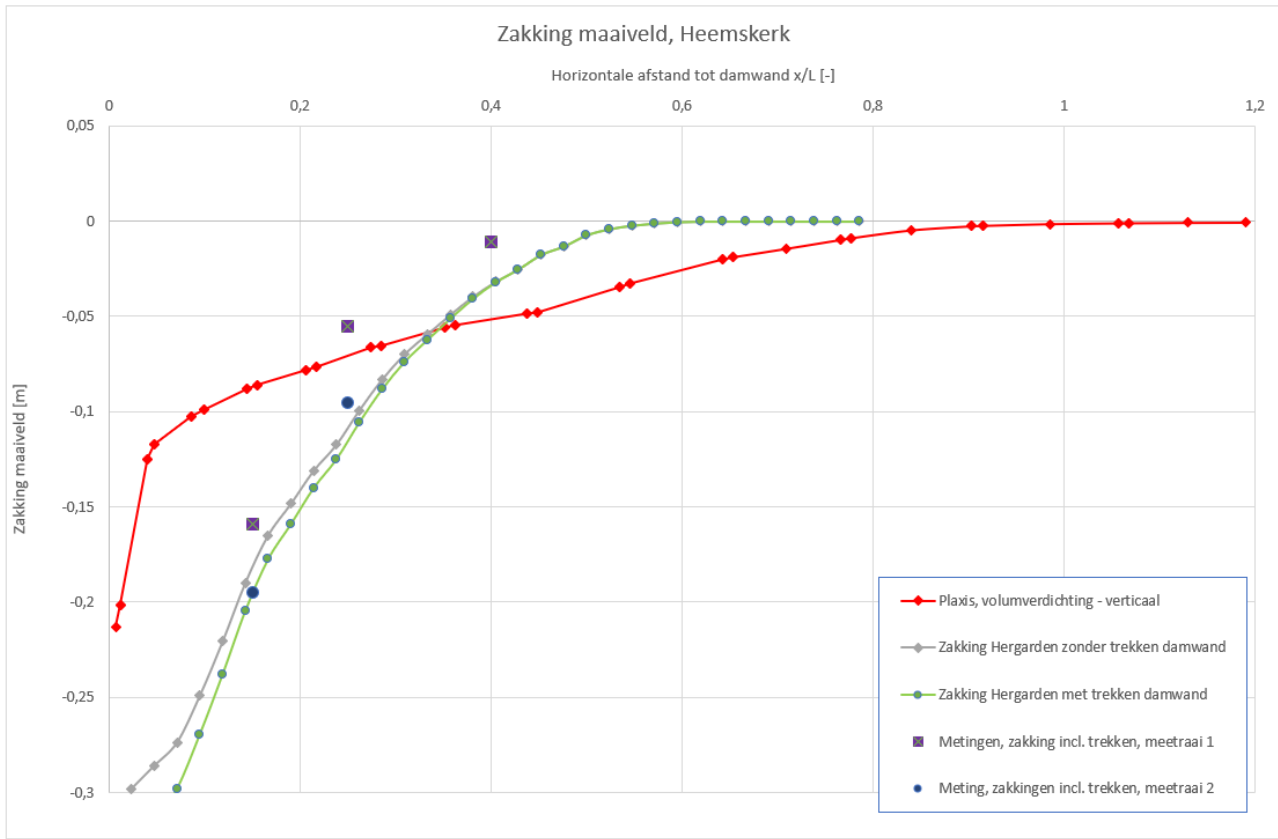
- De maximale maaiveldzettingen berekend in Plaxis met de aangehouden volumerekken zijn een factor 2 kleiner dan berekend met Hergarden.
- De zettingstrog is breder dan berekend met Hergarden en dan de gemeten waarden.
- Het verschil tussen enkele verticale volumerek of een combinatie van horizontale en verticale volumerek is klein.
- Niet alle volumerek resulteert in zetting op maaiveld; door spreiding van zetting richting maaiveld nemen de zettingen naar boven toe af.

Op basis van de case Heemskerk

Bij de case van Den Haag zijn de volumerekken vooral in dieper gelegen lagen bepaald / opgegeven. Om te onderzoeken wat de effecten zijn bij een hoog gelegen verdichting is ook de case van Heemskerk doorgerekend. In deze case vinden in de bovenste lagen theoretisch grote verdichtingen plaats.

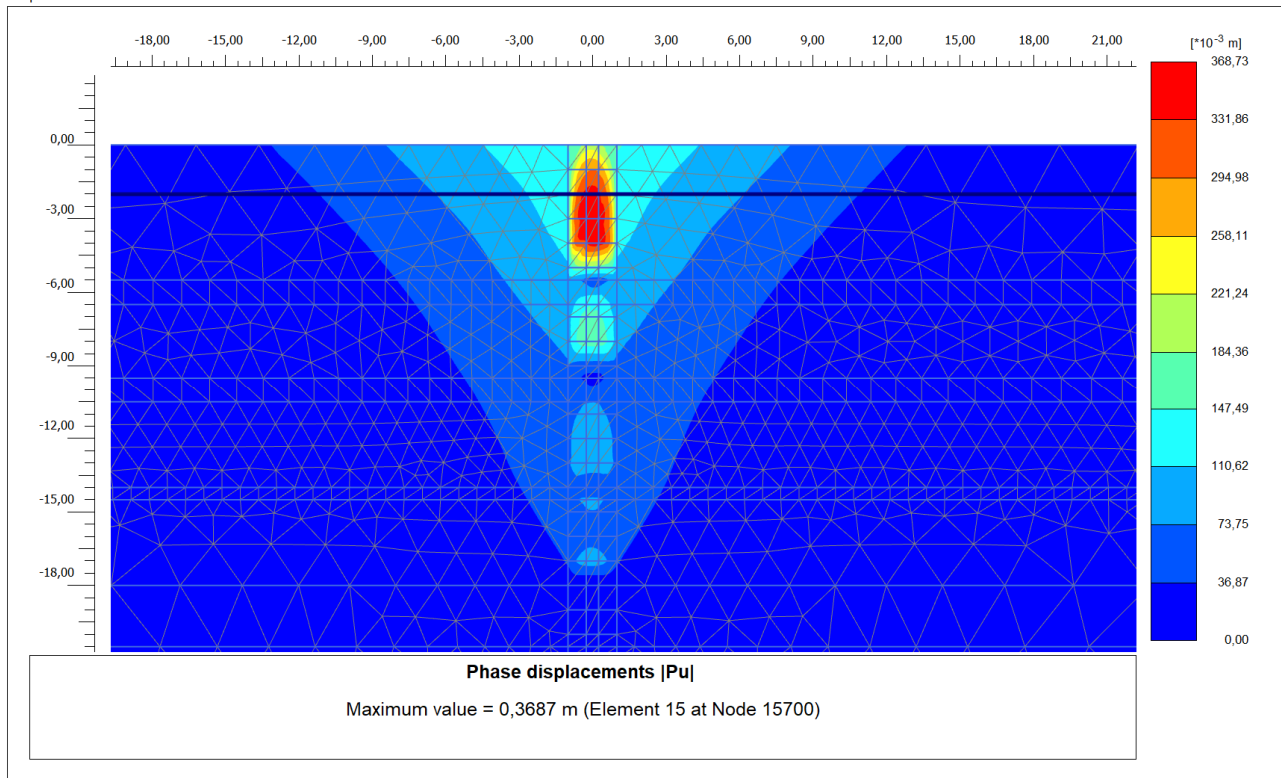
Deze verdichtingen vinden, in het model van Hergarden, plaats over een veel bredere zone dan 1,0m. Ook in dit geval zijn alle volumeverdichtingen berekend in één laag gesommeerd en in Plaxis ingevoerd over de zone van 1m.

In figuur F.9 is de zettingslijn gepresenteerd voor de situatie enkel met grondverdichting met verticale volumeverdichting. Deze berekening leidt tot zeer lange reketijden en (te)veel berekeningstappen (meer dan 10.000 wat het maximum in Plaxis is). De gepresenteerde zettingslijn in figuur F.9 is bij ca. 95% van de berekening (Mstage). Ook is de berekening uitgevoerd met horizontale volumerekken, echter ook in dit geval waren de berekeningstappen niet toereikend en deze resultaten niet gepresenteerd.



Figuur F.9 Berekening zettingen Plaxis case Heemskerk.

Output Version 2017.0.0.0



Figuur F.10 Heemskerk, vervormingen volumeverdichting(verticaal).

Uit de resultaten is te concluderen dat de zettingstrog minder breed is en minder afwijkt van de resultaten van het Model Hergarden als in het geval van Den Haag. Dit is het gevolg van een hogere ligging van de locatie van met volumeverdichting, waardoor de trog minder breed is.

Beoordeling volumeverdichting in Plaxis

Bij beide modellen geeft Plaxis afwijkende resultaten ten opzicht van het model van Hergarden en de gemeten zetting. De zettingstrog is breder en minder diep. Het accuraat invoeren over de hoogte van de optredende verdichtingen leidt niet tot een goede overstemming.

Daarnaast zijn zeer lange rekestijden en (te)veel berekeningstappen benodigd, omdat er relatief grote en sterk verschillende volumerekken over de hoogte opgelegd worden. Zo wordt bijvoorbeeld bij de case Heemskerk gerekend met een (gesommeerde) volumerek van 27% over één meter hoogte en is de volgende laag een kleilaag die helemaal niet verdicht.

Bijlage G Wateroverspanning door in- en uittrillen

In deze bijlage wordt ingegaan op de mogelijke wateroverspanningen bij het in- of uittrillen van damwanden.

INHOUD

G.1	Inleiding	154
G.2	Beschrijving mechanisme	154
G.3	Praktijkgegevens	155
G.4	Discussie en conclusies	160
G.5	Literatuur	160

G.1 Inleiding

Begonnen wordt met een korte beschrijving van het mechanisme. Vervolgens worden een aantal beschikbare metingen van waterspanningen bij veldproeven in Nederland besproken. Dit wordt aangevuld met een korte literatuurstudie. Tot slot wordt een poging gedaan om op basis van de bevindingen een aantal vuistregels te formuleren.

G.2 Beschrijving mechanisme

Panden naast damwanden kunnen niet alleen bezwijken door zakking van de fundering ten gevolge van grondvervormingen, maar ook door stabiliteitsverlies door de opbouw van wateroverspanningen.

De grootte van de wateroverspanning wordt bepaald door twee mechanismen:

- Generatie van wateroverspanningen.
- Dissipatie van wateroverspanningen.

De generatie van wateroverspanning is een direct gevolg van de verdichting. Om de verdichting te laten optreden moet bij verzadigde grond eerst het water tussen de korrels wegstromen. Hiervoor is enige tijd nodig. Bij een snelle verdichting is de tijd daarvoor te kort en zal er in eerste instantie wateroverspanning ontstaan. Hoeveel water moet afstromen is afhankelijk van de verdichting, het watervolume dat moet afstromen is immers gelijk aan het volumeverlies door verdichting.

Bij het afstromen (de dissipatie van de wateroverspanning) speelt de geohydrologische situatie een grote rol. Dit betreft niet de doorlatendheid van het zand. Ook afsluitende of slecht doorlatende lagen, zoals een toplaag van klei, een kleilaag bij of kort onder de teen van de damwand en verticale ondoorlatende wanden als een kadeconstructie verminderen de dissipatiesnelheid.

Uit de voorgaande korte beschrijving van het mechanisme volgt dat de grootte van de wateroverspanning af hangt van de situatie. Parameters die de mate van wateroverspanning beïnvloeden zijn onder andere:

- Generatie wateroverspanning:
 - Dichtheid zand.
 - Snelheid van installeren.
 - Frequentie heiblok of trilblok.
- Dissipatie van wateroverspanningen:
 - Doorlatendheid.
 - Afsluitende lagen.
 - Geometrie.

De generatie van de wateroverspanning zal plaatsvinden in de verdichtingszone. Door de dissipatie zal ook in de zone daaromheen de waterspanning tijdelijk toenemen, en is de zone met wateroverspanning groter dan de verdichtingszone.

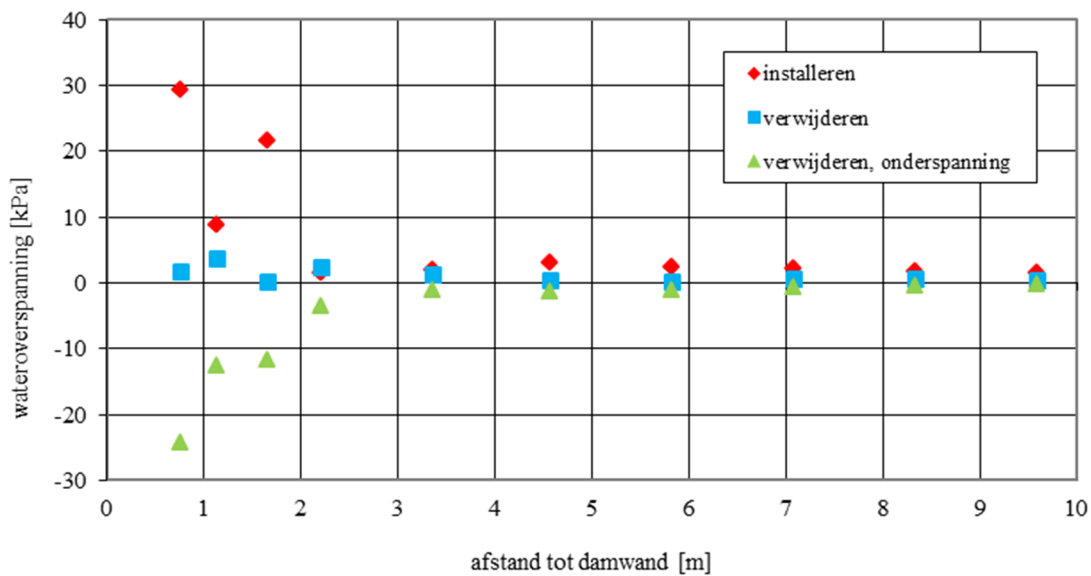
Er zijn geen eenvoudige modellen die het patroon van de wateroverspanning bij in- of uittrillen voorspellen. Het model Hergarden berekent direct de einddichtheid, maar berekent geen wateroverspanning. Het model Meijers (zie bijlage C) berekent wel de wateroverspanning en de dissipatie, maar is voor dit onderdeel slechts beperkt gevalideerd. Bij de huidige implementatie in D-SheetPiling is dit deel van het berekeningsresultaat niet beschikbaar.

G.3 Praktijkgegevens

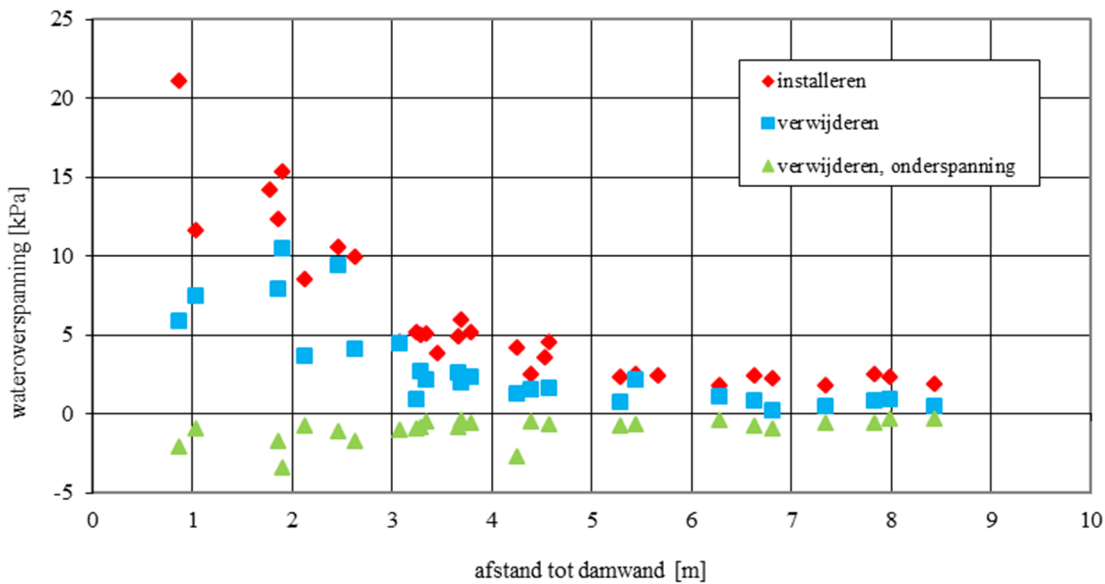
In deze paragraaf worden kort een aantal praktijkwaarden gegeven. In paragraaf 3.1 wordt een overzicht gegeven van data uit veldproeven in Nederland. Paragraaf 3.2 geeft de resultaten van een korte literatuurstudie naar meetdata.

G3.1 Veldproeven Nederland

Bij de damwandproef Raamsdonksveer [1] is de wateroverspanning op een aantal plaatsen gemeten. Uit de metingen is per plank en per opnemer de piekwaarde van de wateroverspanning bepaald. De resultaten zijn uitgezet als functie van de afstand. Naast de situatie van intrillen is bij de damwandproef Raamsdonksveer ook de waterspanning bij het trekken van de damwanden gemeten. Zie figuur G.1 en G.2. Opvallend was dat tijdens het verwijderen er korte tijd enige wateronderspanning aanwezig was. Dit wordt geweten aan de zuigende werking van de omhoog bewegende damwand. Ook blijkt dat de wateroverspanning tijdens verwijderen lager is dan tijdens installeren. Dit is consistent met de lagere verdichting tijdens het verwijderen.

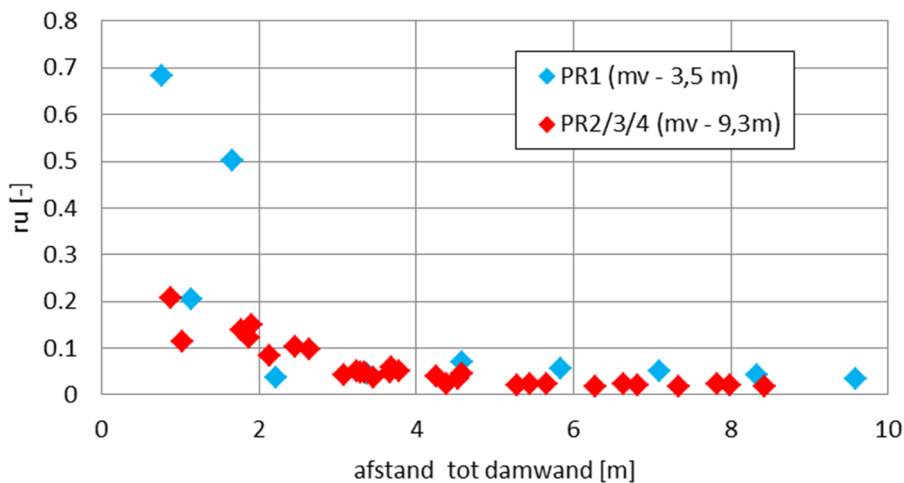


Figuur G.1 Wateroverspanning bij intrillen damwand als functie afstand, damwandproef Raamsdonksveer [1], opnemer op mv – 3,5 m.



Figuur G.2 Wateroverspanning bij intrillen damwand als functie van de afstand, damwandproef Raamsdonksveer [1], opnemers op mv - 9,3 m.

Voor de fase van intrillen is tevens de relatieve wateroverspanning r_u (verhouding tussen wateroverspanning en initiële effectieve spanning) bepaald. Zie figuur G.3.

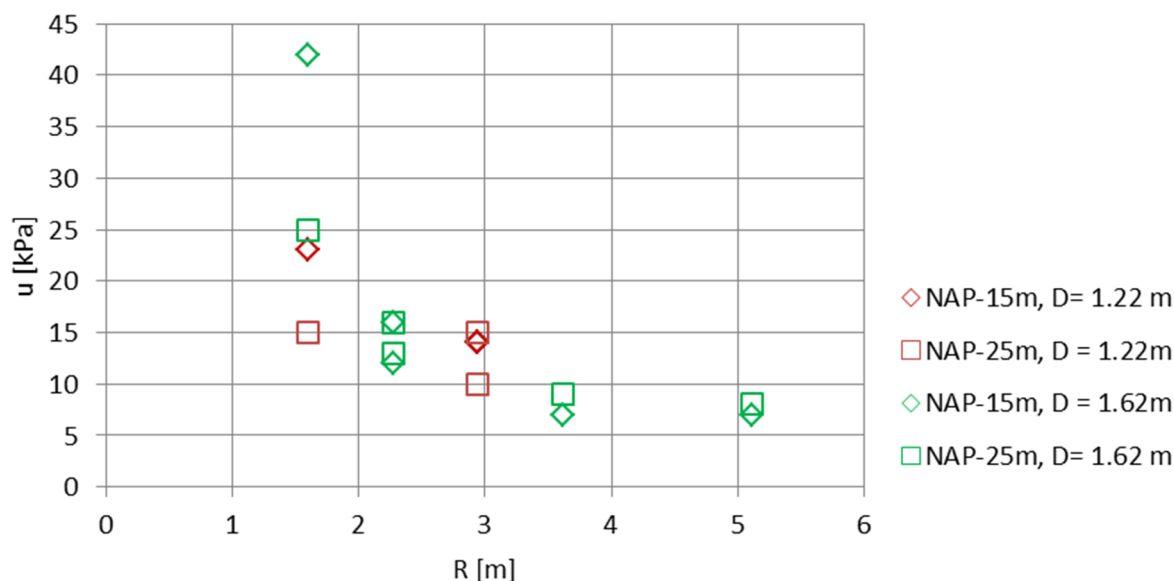


Figuur G.3 Relatieve wateroverspanning bij intrillen damwand als functie van de afstand, damwandproef Raamsdonksveer.

In deze situatie weergegeven in figuur G.3. blijkt de relatieve wateroverspanning over het algemeen beperkt te zijn. Er zijn voor de ondiepe opnemers wel twee uitschieters tot $r_u = 0,7$ op korte afstand.

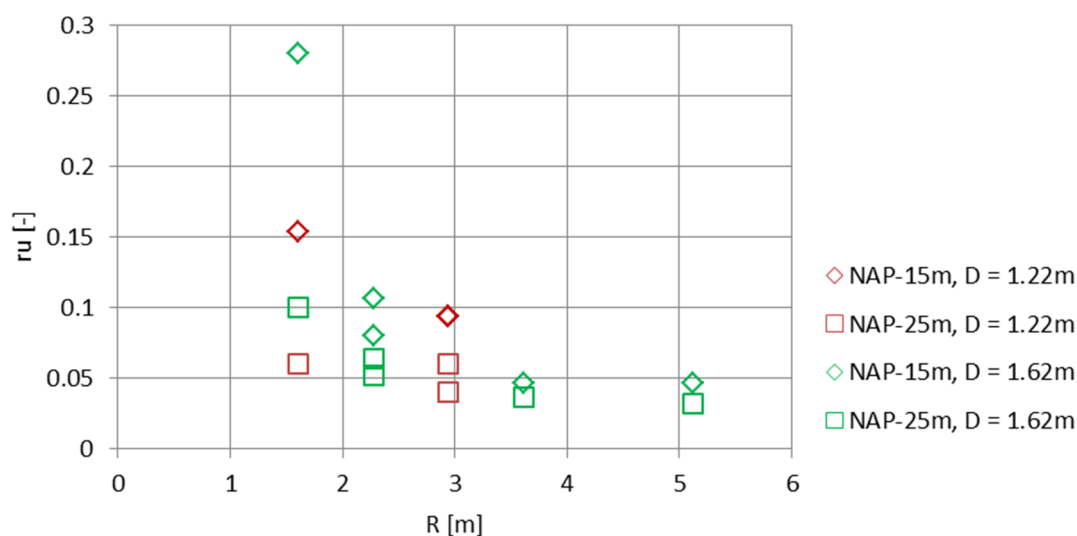
Bij de buispalenproef Sophia [4] is alleen bij het verwijderen van de buispalen de waterspanning op 2 diepten gemeten. De gemeten piekwaarden zijn weergegeven in figuur G.4 voor de twee gebruikte paaldiameters.

Daarnaast is in (Havinga 2000) aangegeven dat in een peilbuis op 35 m afstand tijdens de gehele periode van de test (ruim 3 maanden) slechts een minimale variatie van de stijfhoogte is gemeten.



Figuur G.4 Wateroverspanning (piekwaarden) bij uittrillen buispalen, combiwandproef Sophia (data uit [4]).

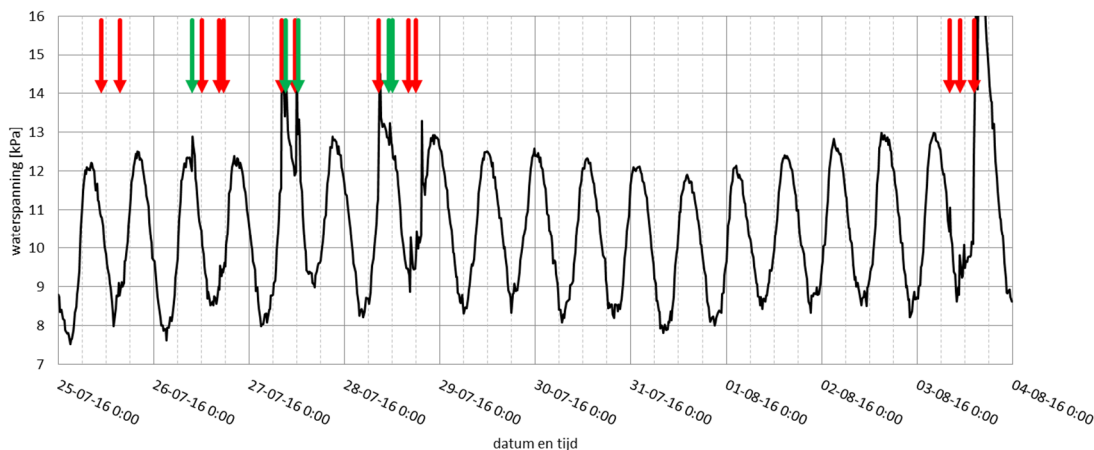
De relatieve wateroverspanning voor buispalenproef Sophia is weergegeven in figuur G.5.



Figuur G.5 Relatieve wateroverspanning (piekwaarden) bij uittrillen buispalen, combiwandproef Sophia (data uit [4]).

Bij de heiproef Terneuzen zijn wel waterspanningen gemeten. Gegevens van deze heiproef zijn door Fugro beschikbaar gesteld. Bij deze heiproef zijn zowel buispalen als damwanden ingetrild. De waterspanningsmeters stonden op korte afstand van de eerste buispaal. De afstand tot de damwand was ongeveer 20 m. Van slechts 1 dag waren de resultaten van deze meting op korte afstand beschikbaar voor deze studie. Tevens stond er op ongeveer 40-50 m van de buispalen een peilbuis om de stijghoogte in het zand te monitoren. De gemeten waarden voor de periode van installeren buispalen en damwanden is weergegeven in figuur G.6.

In de meting van de peilbuis is het intrillen van de damwand niet zichtbaar. Het intrillen van de buispalen is echter wel zichtbaar als een kleine verhoging van de stijghoogte.

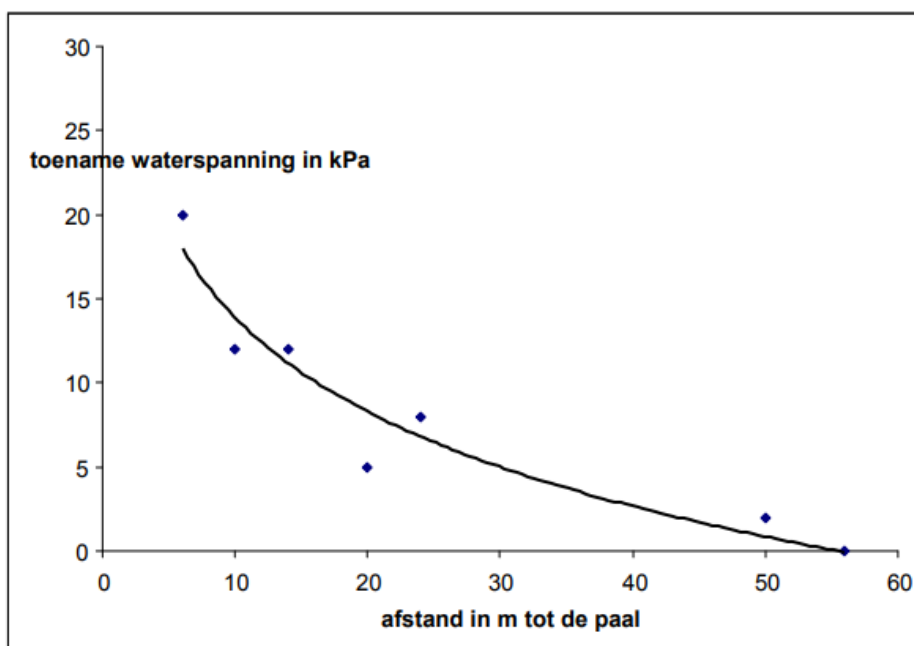


Figuur G.6 Waterspanning in peilbuis op 40-50 m afstand, rode pijlen geven starttijd trillen aan en de groene pijlen die van het heien.

Op 29-07-2016 zijn er wel damwandplanken uitgetrild, maar is het tijdstip niet bekend.

In de waterspanningsmeters direct bij de buispalen is het intrillen van de damwand soms wel en soms niet zichtbaar. Dit betekent dat de invloedzone voor damwand intrillen bij de locatie Terneuzen ongeveer 20 m zal zijn geweest. Een verloop met de afstand is echter niet aan te geven omdat er geen meetdata op kortere afstand van de damwand beschikbaar zijn.

Voor de buispalen is de invloedzone beduidend groter, meer dan 50 m. Verwacht wordt dat deze grote zone mede het gevolg is van de topkleilaag waardoor wateroverspanningen minder snel naar maaiveld kunnen dissiperen. Mogelijk heeft de kadeconstructie ook als waterdichte constructie gefunctioneerd waardoor de radiale dissipatie beperkt is. Door Fugro (diverse adviesrapporten op internet) is de wateroverspanning bij het heien van prefab palen Oosterdok Amsterdam gemeten, zie figuur G.7. Opvallend is de grote afstand (>50 m) waarop nog wateroverspanningen zijn geregistreerd. Verdere gegevens van deze locatie zijn niet bekend zodat niet nagegaan kan worden wat hiervan de mogelijke oorzaak is.



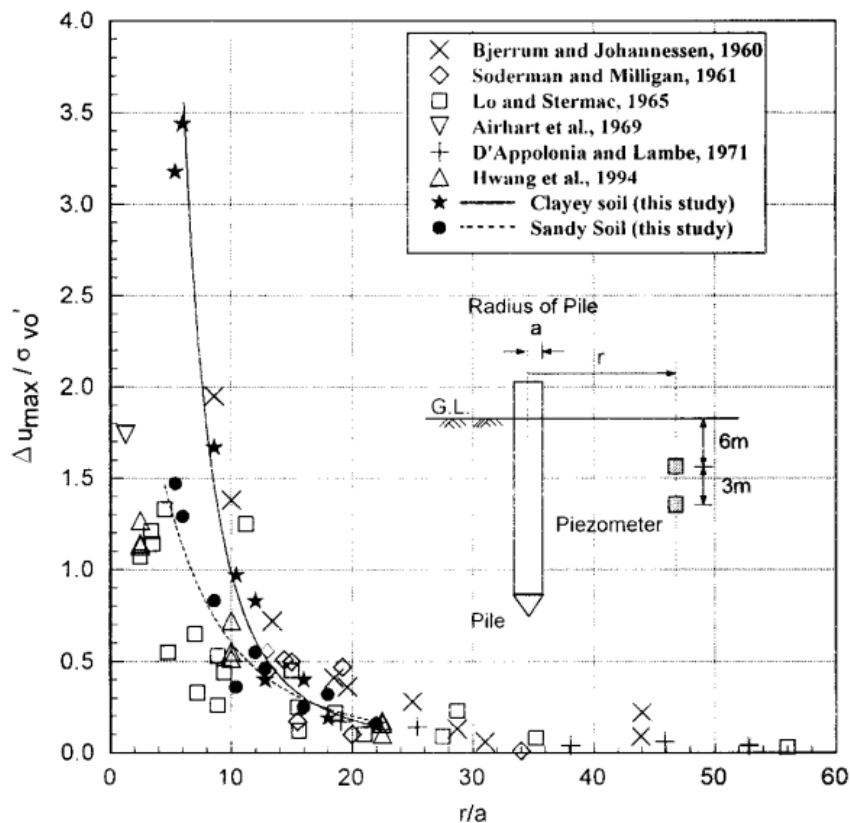
Figuur G.7 Wateroverspanning bij heien prefab betonpalen Oosterdok, Amsterdam (data Fugro).

Bij de damwandproef Nijverdal en damwandproef Den Haag zijn geen waterspanningen gemeten. Zie hoofdstuk 3 van de hoofdtekst over de analyse van de praktijkcases.

G3.2 Data literatuur

In het Handboek Tunnelbouw [2] wordt gesteld dat het heien of trillen van een damwand of combiwand vrij grote wateroverspanningen kan geven, waarbij vooral in gelaagd fijn zand de wateroverspanning over relatief grote afstand (tot 10 - 15 m) meetbaar is.

Door De Wit [7] worden gemeten wateroverspanningen bij het inbrengen van combiwanden in de Scheepsmakershaven te Rotterdam gerapporteerd. De plaats van de opnemers ten opzichte van de combiwand is niet gegeven zodat hieruit geen relatie van de wateroverspanning als functie van de afstand kan worden afgeleid. In de internationale literatuur worden wel een aantal gevallen van gemeten waterspanningen in klei bij het installeren van palen beschreven. Deze zijn voor de onderhavige studie niet relevant. Door Hwang [5] worden wel gemeten wateroverspanningen in zand als functie van de afstand gegeven. Zie figuur G.8. De wateroverspanning is gepresenteerd als relatieve wateroverspanning (de verhouding tussen wateroverspanning en initiële effectieve spanning).



Figuur G.8 Relatieve wateroverspanning bij heien in klei en in zand [5].

De meetdata hebben betrekking op het heien van prefab palen met een diameter van $D = 0,8$ m (sic). De bovenste 3 m bestond uit klei met daaronder 4 m zand. Er is niet continu geheid, want in diverse figuren in [5] wordt vermeld "restart of driving".

Volgens figuur G.8. is tot ongeveer $30 \cdot r = 30 \cdot (0,8/2) = 12$ m sprake van een meetbare wateroverspanning. Opvallend is dat nabij de paal de wateroverspanning hoger is dan het gewicht van de bovenliggende grond ($r_u = 1,5 - 2$).

G.4 Discussie en conclusies

Er zijn te weinig gegevens beschikbaar om een goed onderbouwde uitspraak te doen over de afstand tot waar wateroverspanningen nog aanwezig zijn. Voorzichtig kan worden geconcludeerd dat in de meeste situaties de zone ongeveer 10 m zal zijn en dat op orde 2 m afstand van de damwand de relatieve wateroverspanning vaak al minder dan 20% is. Er zijn echter ook projecten bekend waarbij de zone 50 m is. Niet uitgesloten kan worden dat in bijzondere situaties de zone nog groter is. Consistent is wel dat de wateroverspanning afneemt met toenemende afstand tot de damwand of buispaal.

De grote zones worden verwacht in situaties waarbij de verticale dissipatie wordt verhinderd door de aanwezigheid van afsluitende kleilagen en/of radiale dissipatie wordt verhinderd door de aanwezigheid van dichte schermen zoals kadeconstructies. Ook lijken buispalen een grotere invloedzone te geven dan damwanden.

Per geval zal de ontwerper dus een inschatting van de situatie moeten maken. Als de wateroverspanning vrij naar het maaiveld kan dissiperen of als er sprake is van een goed doorlatend zandpakket zonder slecht doorlatende kleilagen mag verwacht worden dat de relatieve wateroverspanning al op korte afstand van de damwand beperkt is (<20% op 2 m). Is er sprake van een situatie dat de dissipatie in sterke mate wordt verhinderd (slecht doorlatend (sterk siltig) zand, afsluitende kleilagen, verticale wanden in de directe omgeving) dan zijn hogere wateroverspanningen mogelijk en moet zondig dit aspect apart worden onderzocht.

G.5 Literatuur

1. Meijers. P., (2007), Settlement during vibratory sheet piling, Ph.D thesis Delft University of Technology.
2. COB (2015), Handboek Tunnelbouw Civieltechnisch Ontwerp en Realisatie van Tunnels.
3. COB commissie T202, Versie: 2015.1, <http://www.handboektunnelbouw.nl/>.
4. Havinga, H., (2000), Combiwandenproef, Rapport GeoDelft, CO-379590/75, versie 3, januari 2000.
5. Hwang, J., Liang, N., Chen, C., (2001), Ground response during pile driving.
6. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, November 2001, pp 939-949.
7. Wit, T.J.M. de (2009), Invloed van heitrillingen op paalfundering bij parkeergarage Boompjes te Rotterdam, Geotechniek, juli 2005.



SBRCURnet

SBRCURnet is een onafhankelijk kennisnetwerk voor de gehele bouwsector. Wij zorgen er voor dat professionals in de Burgerlijke en Utiliteitsbouw en in de Grond-Weg- en Waterbouw hun werk beter kunnen doen.

Wij brengen partijen uit de bouwsector met elkaar in contact voor het ontwikkelen van nieuwe vakkennis over actuele vraagstukken. Wij voorzien de sector van betrouwbare, bruikbare vakkennis. Dat doen we door kennis uit te geven in een breed scala aan producten en diensten. Bovendien helpen we bij het implementeren van kennis.

ISBN

978-90-5367-653-0



SBRCURnet
Postbus 516
2600 AM Delft

De Bouwcampus
Van der Burghweg 1
2628 CS Delft

T 015 - 303 0500
info@sbrcurnet.nl
www.sbrcurnet.nl