

Raaien onderzoek Electraboezem 2e schil

ir. J.L. Bijnagte
ir. R.P. Boeije
ing. J.W.M. Lambert

1203377-000

Titel
Raaien onderzoek Electraboezem
2e schil

Opdrachtgever
Commissie bodemdaling
door aardgaswinning
Postbus 610
9700 AP Groningen

Project
1203377-000

Kenmerk
1203377-000-GEO-0003-
ca

Pagina's
148

Trefwoorden
Bodemdaling, peilverlaging, zetting, schade

Samenvatting

In de 2^e schil van de Electraboezem is een peilverlaging gepland, onder meer om de bodemdaling ten gevolge van aardgaswinning te compenseren. Omdat verandering van het peil van het oppervlaktewater ook een verandering van de grondwaterstand kan veroorzaken kan dit invloed hebben op bestaande bebouwing. Om een uitspraak te kunnen doen over het effect van een relatieve peilverandering zijn analyses uitgevoerd voor tien raaien in het Electraboezem gebied. Deze raaien zijn door Tauw in 6 woonkernen uitgezet waarbij peilbuizen zijn geïnstalleerd en gemonitord. Het betreft monitoring van zowel het niveau van het oppervlaktewater, als van het freatische en het diepe grondwater [Tauw, 2007].

In het verleden is door Deltares, toen nog GeoDelft geheten, een statistische methodiek ontwikkeld waarmee kan worden geschat wat de (toename) van de kans op schade aan gebouwen is ten gevolge van een peilaanpassing [GeoDelft, 2007] en [Deltares, 2008]. Deze methode is bij dit onderzoek toegepast om de toelaatbaarheid van 50, 100 en 150 mm relatieve peilverlaging te toetsen. Gebaseerd op de resultaten van de uitgevoerde analyses blijkt dat het effect van een relatieve peilverlaging van 0,05 tot 0,15 m een gebied betreft met een beperkte breedte (maximaal tot circa 25 m afstand van de boezem). Zelfs binnen dit gebied is het effect praktisch gezien verwaarloosbaar voor wat betreft het optreden van extra schade aan aanwezige bebouwing.

Geconcludeerd wordt dat de onderzochte relatieve peilverlagingen van 0,05 tot 0,15 m als toelaatbaar kunnen worden beschouwd.

Referenties

Bodemdaling, peilverlaging, schade, gebouwen

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	april 2011	ir. J.L. Bijnagte ir. R.P. Boeije ing. J.W.M. Lambert		ir. H.J. Luger		ing. A. Feddema	
2	dec. 2011	ir. J.L. Bijnagte ir. R.P. Boeije ing. J.W.M. Lambert		ir. H.J. Luger		ing. A. Feddema	

Status
definitief

Inhoud

Inhoud	i
Bijlage(n)	ii
Lijst van Tabellen	v
Lijst van Figuren	vi
Lijst van Foto's	ix
1 Inleiding	10
2 Aanpak onderzoek	12
3 Het gebied Elektraboezem 2^e schil	14
3.1 Locatie	14
3.2 Geologie en Geohydrologisch schema	16
3.2.1 Inleiding	16
3.2.2 Regionaal	16
3.2.3 Gebied 2 ^e schil	18
3.3 Waterhuishouding	18
3.4 Grondwaterstanden	20
3.4.1 Situatie vóór de peilaanpassing	20
3.4.2 Meetraaien	23
3.5 Geotechnische bodemopbouw	23
3.6 Bebouwing	24
3.6.1 Inleiding	24
3.6.2 Gemeente Winsum	25
3.6.3 Gemeente de Marne	32
3.6.4 Gemeente Eemsmond	34
3.6.5 Houten paalfunderingen	35
3.6.6 Samenvatting	36
4 Geohydrologische analyses	38
4.1 Beschrijving rekenmodel	38
4.2 Randvoorwaarden	39
4.3 Neerslag	39
4.4 Gehanteerd geohydrologisch model	39
4.5 IJking berekeningsmodel aan meetreeksen	41
4.6 Samenvatting berekeningsresultaten 0,15 m boezempeilverlaging	42
4.7 Boezempeilverlagingen van 0,05 en 0,10 m	43
4.8 Conclusies geohydrologische analyses	44
5 Uitgangspunten zakkingsanalyses	46
5.1 Inleiding	46
5.2 Zettingstheorie	46
5.3 Zettingen en schadekansen t.g.v. het bouwgewicht	46

5.4	Zettingen en schadekansen t.g.v. gebouwgewicht + peilverlaging	47
5.5	Gehanteerde schadecriteria	49
5.6	Variatiecoëfficiënt van de belasting en de ondergrond	49
5.7	Kwaliteit van de fundering	49
5.8	Lengteschalen van de gebouwen	50
5.9	Stijfheid van de bodem	50
5.10	Bepaling gedrag fundering	51
6	Berekeningsresultaten	54
6.1	Zettingen en schadekansen	54
6.2	Peilverlaging en relatieve peilverlaging	55
7	Samenvatting en conclusies	58
8	Literatuur	60

Bijlage(n)

A	Overzicht meetraaien	A-1
A.1	Inleiding profielen	A-1
A.2	Winsum West	A-1
A.2.1	Locatie raai en peilbuizen	A-1
A.2.2	Peilmetingen	A-2
A.2.3	Bodemgesteldheid	A-2
A.2.4	Beoordeling raai	A-5
A.2.5	Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses	A-5
A.3	Winsum Oost	A-6
A.3.1	Locatie raai en peilbuizen	A-6
A.3.2	Peilmetingen	A-7
A.3.3	Bodemgesteldheid	A-7
A.3.4	Beoordeling raai	A-9
A.3.5	Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses	A-10
A.4	Baflo West	A-11
A.4.1	Locatie raai en peilbuizen	A-11
A.4.2	Peilmetingen	A-12
A.4.3	Bodemgesteldheid	A-12
A.4.4	Beoordeling raai	A-14
A.4.5	Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses	A-15
A.5	Baflo Oost	A-16
A.5.1	Locatie raai en peilbuizen	A-16
A.5.2	Peilmetingen	A-17
A.5.3	Beoordeling raai	A-19
A.5.4	Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses	A-19
A.6	Mensingeweer West	A-20
A.6.1	Locatie raai en peilbuizen	A-20
A.6.2	Peilmetingen	A-21
A.6.3	Bodemgesteldheid	A-21
A.6.4	Beoordeling raai	A-24
A.6.5	Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses	A-24
A.7	Mensingeweer Oost	A-25

A.7.1	Locatie raai en peilbuizen	A-25
A.7.2	Peilmetingen	A-26
A.7.3	Bodemgesteldheid	A-26
A.7.4	Beoordeling raai	A-28
A.7.5	Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses	A-28
A.8	Warffum Noord	A-29
A.8.1	Locatie raai en peilbuizen	A-29
A.8.2	Peilmetingen	A-30
A.8.3	Bodemgesteldheid	A-30
A.8.4	Beoordeling raai	A-32
A.8.5	Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses	A-33
A.9	Warffum Zuid	A-34
A.9.1	Locatie raai en peilbuizen	A-34
A.9.2	Peilmetingen	A-34
A.9.3	Beoordeling raai	A-37
A.9.4	Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses	A-37
A.10	Eenrum	A-38
A.10.1	Locatie raai en peilbuizen	A-38
A.10.2	Peilmetingen	A-39
A.10.3	Bodemgesteldheid	A-39
A.10.4	Beoordeling raai	A-42
A.10.5	Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses	A-42
A.11	Den Andel	A-43
A.11.1	Locatie raai en peilbuizen	A-43
A.11.2	Peilmetingen	A-45
A.12	Berekende toename schadekans relatieve rotatie 1:300	A-46
A.13	Berekende schadekans relatieve rotatie 1:300, oorspronkelijk	A-47
A.14	Berekende toename schadekans relatieve rotatie 1:1000	A-48
A.15	Berekende schadekans relatieve rotatie 1:1000, oorspronkelijk	A-49
B	Statistische analyse van variaties	B-50
B.1	Inleiding	B-50
B.2	Schema belasting en stijfheid	B-50
B.3	Zetting en hoekverdraaiing	B-50
B.4	Aanpak bepaling schadekansen	B-55
B.5	Heterogene funderingen	B-55
B.6	Zetting van de diepe ondergrond	B-58
B.7	Zetting door oxidatie	B-58
B.8	Zetting door peilverlaging	B-59
B.9	Stapelen van effecten	B-59
B.10	Toe te passen variatiecoëfficiënten voor belasting en ondergrond	B-60
C	Toegepaste aanpak beoordeling	C-1
C.1	Inleiding	C-1
C.2	Definitie schadeklassen	C-1
C.3	Criteria in de Norm (nieuwbouw)	C-2
C.4	Criteria in Amsterdam	C-3
C.5	Criteria in Rotterdam	C-4
C.6	Criteria in Dordrecht	C-4
C.7	Criteria in Haarlem	C-5
C.8	Conclusie	C-6

C.9 Houten paalfunderingen	C-6
D Geohydrologische analyses	D-1
D.1 Winsum-West en Winsum-Oost	D-1
D.1.1 Geanalyseerde doorsneden	D-1
D.1.2 Berekeningsinput	D-2
D.1.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging	D-2
D.2 Baflo-West en Baflo-Oost	D-4
D.2.1 Geanalyseerde doorsneden	D-4
D.2.2 Berekeningsinput	D-5
D.2.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging	D-5
D.3 Mensingeweer-West en Mensingeweer-Oost	D-7
D.4 Mensingeweer-West en Mensingeweer-Oost	D-7
D.4.1 Geanalyseerde doorsneden	D-7
D.4.2 Berekeningsinput	D-7
D.4.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging	D-8
D.5 Warffum-Noord	D-10
D.5.1 Geanalyseerde doorsnede	D-10
D.5.2 Berekeningsinput	D-10
D.5.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging	D-10
D.6 Warffum-Zuid	D-12
D.6.1 Geanalyseerde doorsnede	D-12
D.6.2 Berekeningsinput	D-12
D.6.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging	D-13
D.7 Eenrum	D-14
D.7.1 Geanalyseerde doorsnede	D-14
D.7.2 Berekeningsinput	D-14
D.7.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging	D-14
D.8 Den Andel	D-16
D.8.1 Geanalyseerde doorsnede	D-16
D.8.2 Berekeningsinput	D-16
D.8.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging	D-17
E Zakkingen tijdens de bouw	E-1
E.1 Analytisch rekenmodel	E-1
E.2 Eindige Elementen berekeningen	E-3
F Berekeningsresultaten schadekansbepalingen	F-6
F.1 Berekende toename schadekans relatieve rotatie 1:300	F-7
F.2 Berekende schadekans relatieve rotatie 1:300, oorspronkelijk	F-8
F.3 Berekende toename schadekans relatieve rotatie 1:1000	F-9
F.4 Berekende schadekans relatieve rotatie 1:1000, oorspronkelijk	F-10

Lijst van Tabellen

Tabel 3.1	Overzicht geanalyseerde peilbuizen	21
Tabel 3.2	Meetraaien en codering	23
Tabel 4.1	Uitgangspunten van de geohydrologische berekening	41
Tabel 4.2	Berekende k-waarde van de deklaag vanuit de niet-stationaire berekening	42
Tabel 4.3	Berekende verlagingen van het freatisch vlak (m) als gevolg van 0,15 m boezempeilverlaging	43
Tabel 5.1	Gehanteerde schadecriteria bij de toetsing	49
Tabel 5.2	Effect kwaliteit van de fundering	50
Tabel 5.3	Correlatie C' met q_c	51
Tabel 8.1	Peilmetingen Warffum Noord	A-30
Tabel 8.2	Schematisering en parameters raai Warffum Noord	A-33
Tabel 8.3	Peilmetingen Warffum Zuid	A-35
Tabel 8.4	Peilmetingen Eenrum	A-39
Tabel 8.5	Schematisering en parameters raai Eenrum	A-43
Tabel A.1	Peilmetingen Winsum West	A-2
Tabel A.2	Schematisering en parameters raai Winsum West	A-5

Lijst van Figuren

Figuur 3.1	Prognose bodemdaling (in cm) door gaswinning 2050	14
Figuur 3.2	Locatie Elektraboezem 2 ^e schil	15
Figuur 3.3	Geo(Hydro)logisch profiel onderzoeksgebied	17
Figuur 3.4	Metingen boezempeil bij Onderdendam	19
Figuur 3.5	Overzicht meetbuizen in en nabij de 2 ^e schil.	20
Figuur 3.6	Overzicht kwel en infiltratiegebieden	22
Figuur 3.7	Locaties met dikke slappe lagen pakket en begrenzing Elektraboezem 2 ^e schil	24
Figuur 3.8	Overzichtskaart bebouwingskern Winsum	26
Figuur 3.9	Overzichtskaart bebouwingskern Baflo	26
Figuur 3.10	Overzichtskaart bebouwingskern den Andel	27
Figuur 3.11	Pand met scheuren te Winsum	28
Figuur 3.12	Scheurvorming in pand in de kern van Winsum	28
Figuur 3.13	Panden aan de noordzijde van het Winsumerdiep	29
Figuur 3.14	Scheuren boven ramen in Winsum	30
Figuur 3.15	Pand met zettingverschijnselen in Baflo	31
Figuur 3.16	Pand met vervorming door zetting in Rasquert	32
Figuur 3.17	Overzichtskaart bebouwingskern Eenrum	33
Figuur 3.18	Kerk op wierde in Mensingeweer	34
Figuur 3.19	Kerk met scheve toren in Eenrum	35
Figuur 4.1	Differentie element blokjes in een watervoerend systeem	38
Figuur 4.2	Het overzicht van het ModFlow model (niet geschaald)	40
Figuur 4.3	Werkwijze voor de ijking.	41
Figuur 4.4	Effect verschillende peilverlagingen Eenrum	43
Figuur 6.1	Overzichtskaart toename schadekansen 2 ^e schil bij relatieve peilverlagingen van 0,05 tot 0,15 m	54
Figuur 6.2	Overzichtskaart relatieve peilverlagingen bij een peilverlaging van 0,14 m in 2008	56
Figuur.8.1	Sondeergrafiek raai Warffum Noord	A-31
Figuur.8.2	Sondeergrafieken in de nabijheid van de raai Warffum Noord	A-32
Figuur.8.3	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Warffum Noord	A-33
Figuur.8.4	Locatie raai en peilbuizen Warffum Zuid	A-34
Figuur.8.5	Meetresultaten peilmetingen Warffum Zuid	A-35

Figuur.8.6	Sondeergrafiek raai Warffum Zuid	A-36
Figuur.8.7	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Warffum Zuid	A-37
Figuur.8.8	Locatie raai en peilbuizen Eenrum	A-38
Figuur.8.9	Meetresultaten peilmetingen Eenrum	A-39
Figuur.8.10	Sondeergrafiek raai Eenrum	A-40
Figuur.8.11	Sondeergrafieken in de nabijheid van de raai Eenrum	A-41
Figuur.8.12	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai in Eenrum	A-42
Figuur.8.13	Locatie raai en peilbuizen Den Andel	A-44
Figuur 8.14	Meetresultaten peilmetingen Den Andel	A-45
Figuur A.1	Locatie raai en peilbuizen Winsum West	A-1
Figuur A.2	Meetresultaten peilmetingen Winsum West	A-2
Figuur A.3	Sondeergrafiek raai Winsum West	A-3
Figuur A.4	Sondeergrafieken in de nabijheid van de raai Winsum West	A-4
Figuur A.5	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Winsum West	A-4
Figuur A.6	Locatie raai en peilbuizen Winsum Oost	A-6
Figuur A.7	Meetresultaten peilmetingen Winsum Oost	A-7
Figuur A.8	Sondeergrafiek raai Winsum Oost	A-8
Figuur A.9	Sondeergrafieken in de nabijheid van de raai Winsum Oost	A-9
Figuur A.10	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Winsum Oost	A-10
Figuur A.11	Locatie raai en peilbuizen Baflo West	A-11
Figuur A.12	Meetresultaten peilmetingen Baflo West	A-12
Figuur A.13	Sondeergrafiek raai Baflo West	A-13
Figuur A.14	Sondeergrafieken in de nabijheid van de raaien Baflo West en Oost	A-14
Figuur A.15	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Baflo West	A-15
Figuur A.16	Locatie raai en peilbuizen Baflo Oost	A-16
Figuur A.17	Meetresultaten peilmetingen Baflo Oost	A-17
Figuur A.18	Sondeergrafiek raai Baflo Oost	A-18
Figuur A.19	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Baflo Oost	A-19
Figuur A.20	Locatie raai en peilbuizen Mensingeweer West	A-20
Figuur A.21	Meetresultaten peilmetingen Mensingeweer West	A-21
Figuur A.22	Sondeergrafiek raai Mensingeweer West	A-22
Figuur A.23	Sondeergrafieken in de nabijheid van de raaien Mensingeweer West en Oost	A-23
Figuur A.24	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Mensingeweer West	A-23
Figuur A.25	Locatie raai en peilbuizen Mensingeweer Oost	A-25

Figuur A.26	Meetresultaten peilmetingen Mensigeweer Oost	A-26
Figuur A.27	Sondeergrafiek raai Mensigeweer Oost	A-27
Figuur A.28	Een sondeergrafiek uit Dino, nabij raai Mensigeweer Oost	A-28
Figuur A.29	Locatie raai en peilbuizen Warffum Noord	A-29
Figuur A.30	Meetresultaten peilmetingen Warffum Noord	A-30
Figuur A.31	Sondeergrafiek raai Warffum Noord	A-31
Figuur A.32	Sondeergrafieken in de nabijheid van de raai Warffum Noord	A-32
Figuur A.33	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Warffum Noord	A-33
Figuur A.34	Locatie raai en peilbuizen Warffum Zuid	A-34
Figuur A.35	Meetresultaten peilmetingen Warffum Zuid	A-35
Figuur A.36	Sondeergrafiek raai Warffum Zuid	A-36
Figuur A.37	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Warffum Zuid	A-37
Figuur A.38	Locatie raai en peilbuizen Eenrum	A-38
Figuur A.39	Meetresultaten peilmetingen Eenrum	A-39
Figuur A.40	Sondeergrafiek raai Eenrum	A-40
Figuur A.41	Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai in Eenrum	A-42
Figuur A.42	Locatie raai en peilbuizen Den Andel	A-44
Figuur A.43	Meetresultaten peilmetingen Den Andel	A-45

Lijst van Foto's

Foto 3.1	Pand met scheuren te Winsum	28
Foto 3.2	Scheurvorming in pand in de kern van Winsum	28
Foto 3.3	Panden aan de noordzijde van het Winsumerdiep	29
Foto 3.4	Scheuren boven ramen in Winsum	30
Foto 3.5	Pand met zettingverschijnselen in Baflo	31
Foto 3.6	Pand met vervorming door zetting in Rasquert	32
Foto 3.7	Kerk op wierde in Mensingeweer	34
Foto 3.8	Kerk met scheve toren in Eenrum	35

1 Inleiding

In de 2^o schil van de Electraboezem is een peilverlaging van 0,14 m doorgevoerd, om de bodemdaling ten gevolge van aardgaswinning te compenseren. Omdat een verandering van het peil van het oppervlaktewater ook een verandering van de grondwaterstand kan veroorzaken kan dit invloed hebben op bestaande bebouwing. Zo kunnen staalfunderingen ongelijkmatige zakkings vertonen wat een kans geeft op schade aan de gebouwen. In eerste instantie is door Deltares voor het 2^o schil gebied een onderzoek uitgevoerd dat was bedoeld om een zonering aan te geven van de kans op schade aan bebouwing als gevolg van de peilaanpassing. De gevolgde werkwijze was:

- voor het bepalen van de effecten van een peilverandering op de heersende grondwaterstanden gebruik gemaakt van een gebiedsdekkende model (MIPWA)
- voor het effect van de grondwaterstand verandering op de aanwezige bebouwing is gebruik gemaakt van literatuurgegevens en standaard rekenregels uit de verschillende normen.

Uit de voorlopige resultaten van deze studie bleek dat de resultaten onvoldoende nauwkeurig waren om een betrouwbare voorspelling van de kans op toename van schade te geven. De redenen hiervoor zijn:

- Een peilaanpassing in het openwater leidt in het algemeen tot een sterk gelokaliseerd effect op de grondwaterstanden. Dat wil zeggen dat het effect vooral een rol speelt in het gebied direct grenzend aan het open water. Het MIPWA model bleek onvoldoende fijnmazig om dit te kunnen modelleren.
- Het grondwatermodel MIPWA en het zettingsmodel maakten gebruik van 2 verschillende datasets voor de ondergrond. Op plaatsen waar de datasets niet overeenkomen waren de uitkomsten van de berekeningen niet betrouwbaar.
- Het toepassen van standaard rekenregels uit ontwerpnormen is een conservatieve benadering, waardoor de kans op zetting in de meeste situaties zal worden overschat.

Deze factoren bij elkaar bleken de berekeningsresultaten dusdanig te beïnvloeden dat besloten is dat een meer lokaal onderzoek nodig was om een beter beeld te krijgen van de daadwerkelijk te verwachten schade.

Om zowel de lokale model afwijkingen als de sterk lokale geohydrologische en geotechnische invloeden nauwkeuriger te kunnen beschrijven is daarom de onderzoeksopzet aangepast. De resultaten daarvan worden in dit rapport beschreven. Bij de hier beschreven studie is een andere, op statistiek gebaseerde, methodiek toegepast. Hiermee kan worden afgeschat wat de (toename) van de kans op schade aan gebouwen is ten gevolge van een peilaanpassing. Deze methodiek is door Deltares, toen nog GeoDelft geheten, ontwikkelt tijdens de looptijd van het eerste onderzoek [GeoDelft, 2007] en [Deltares, 2008]. De methode is ook in de vakliteratuur gepubliceerd [Luger H., Bijmagne J.L. 2009] en [Bijmagne J.L., Luger H., 2011]. Om dit rapport als een op zichzelf staand rapport te kunnen lezen is de achtergrond/afleiding van deze methode opgenomen in Bijlage B van dit rapport.

De basis van deze studie vormt de staat van de bebouwing in het betreffende gebied, gecombineerd met grondonderzoeks- en geohydrologische gegevens. Om recente en op lokale schaal voldoende nauwkeurige grondwaterstanden te verkrijgen zijn door Tauw in/bij 6 woonkernen 10 raaien uitgezet waarbij peilbuizen zijn geïnstalleerd en

gemonitoord. Het betreft monitoring van zowel het niveau van het oppervlaktewater, als van het freatische en het diepe grondwater [Tauw, 2007].

In dit rapport wordt de toelaatbaarheid van 50, 100 en 150 mm relatieve peilverlaging getoetst.

2 Aanpak onderzoek

Het is belangrijk om te realiseren dat een relatieve peilverlaging de verlaging van het peil in de watergangen ten opzichte van de bodembeweging (zakking) betreft.

De (grond)waterstandverlaging ter plaatse van de bebouwing zal, door de afstand van een gebouw ten opzichte van het open water en de weerstand van de waterbodem en de bodem zelf kleiner zijn dan de peilverlaging.

Bij eerder uitgevoerd onderzoek naar het effect van een peilverlaging in Oude Pekela [GeoDelft, 2007] en [Deltares, 2008] is gebleken dat de volgende aspecten een belangrijke invloed hebben op de zakking van een gebouw ten gevolge van een peilverlaging:

1. De grootte van de peilverlaging.
2. De afstand van het gebouw tot het water waarin de peilverlaging optreedt.
3. De intreeweerstand van de waterbodem.
4. De doorlatendheid van de bodem tussen het water en het gebouw.
5. De stijfheid van de bodem (samendrukbaarheid).
6. De kwaliteit van de fundering van het gebouw.

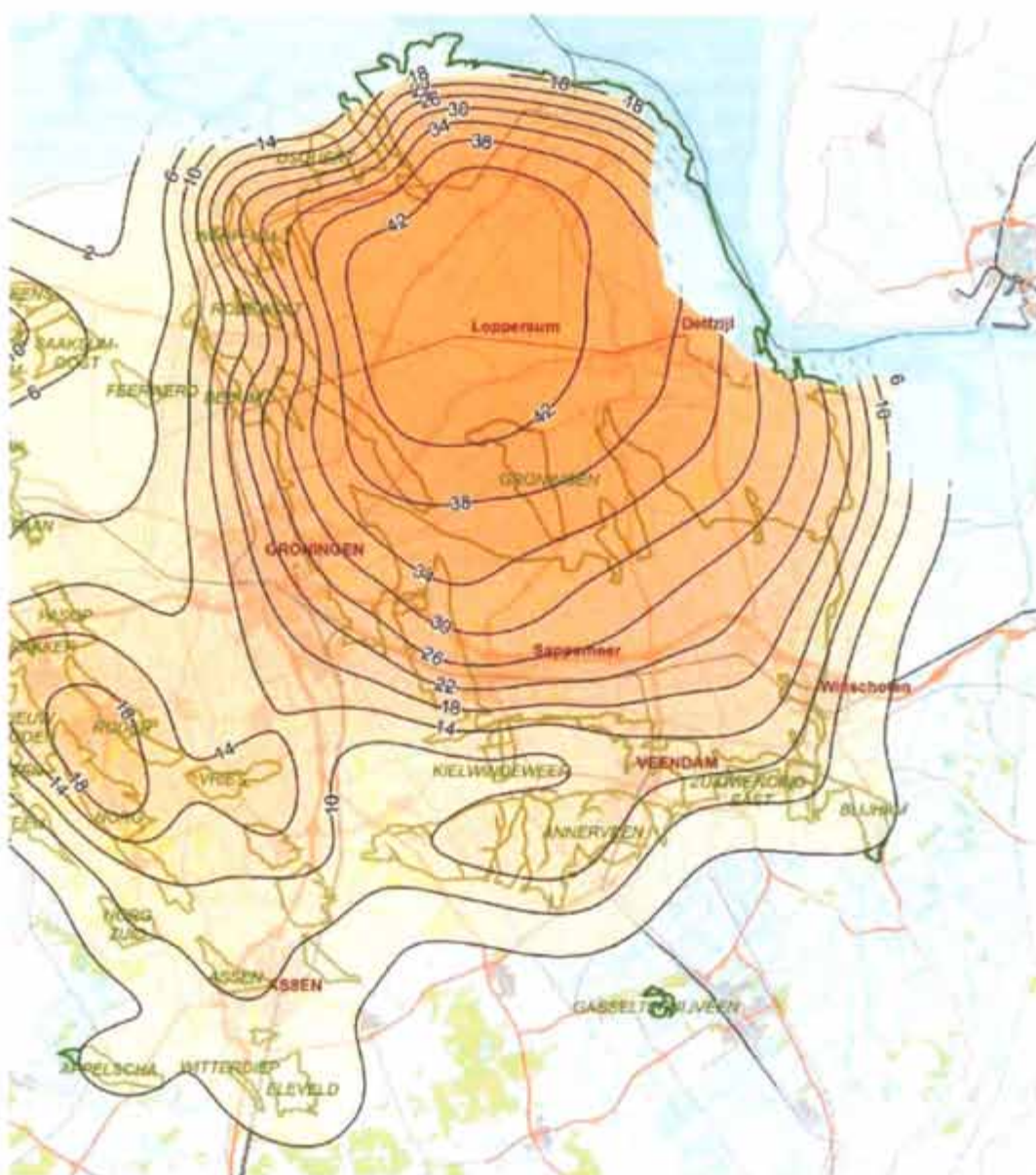
Voor een beoordeling van het effect van een peilverlaging dienen deze variabelen dan ook nader te worden beschouwd.

In dit rapport is, evenals bij de eerdere studies [GeoDelft, 2007] en [Deltares, 2008], gekeken naar het meest schadegevoelige type gebouwen. Aangezien paalfunderingen in het algemeen niet gevoelig zijn voor peilverandering en funderingen op staal wel, zijn gebouwen geanalyseerd die ondiep (op staal) zijn gefundeerd. Gebouwen met een houten paalfundering vallen dus buiten de scope van dit onderzoek, maar uiteraard dient droogvallen van de paalkoppen te worden vermeden.

3 Het gebied Elektraboezem 2^e schil

3.1 Locatie

In grote delen van Groningen speelt – naast de 'natuurlijke' bodemdaling, sinds 1963 ook de bodemdaling als gevolg van het winnen van aardgas een rol. Deze bodemdaling manifesteert zich als een schotelvormige relatieve depressie. De omvang van deze 'schotel' en de prognose van de in 2050 te verwachten bodemdaling als gevolg van aardgaswinning is weergegeven in Figuur 3.1 (bron: Nam bodemdalingsrapport 2010).



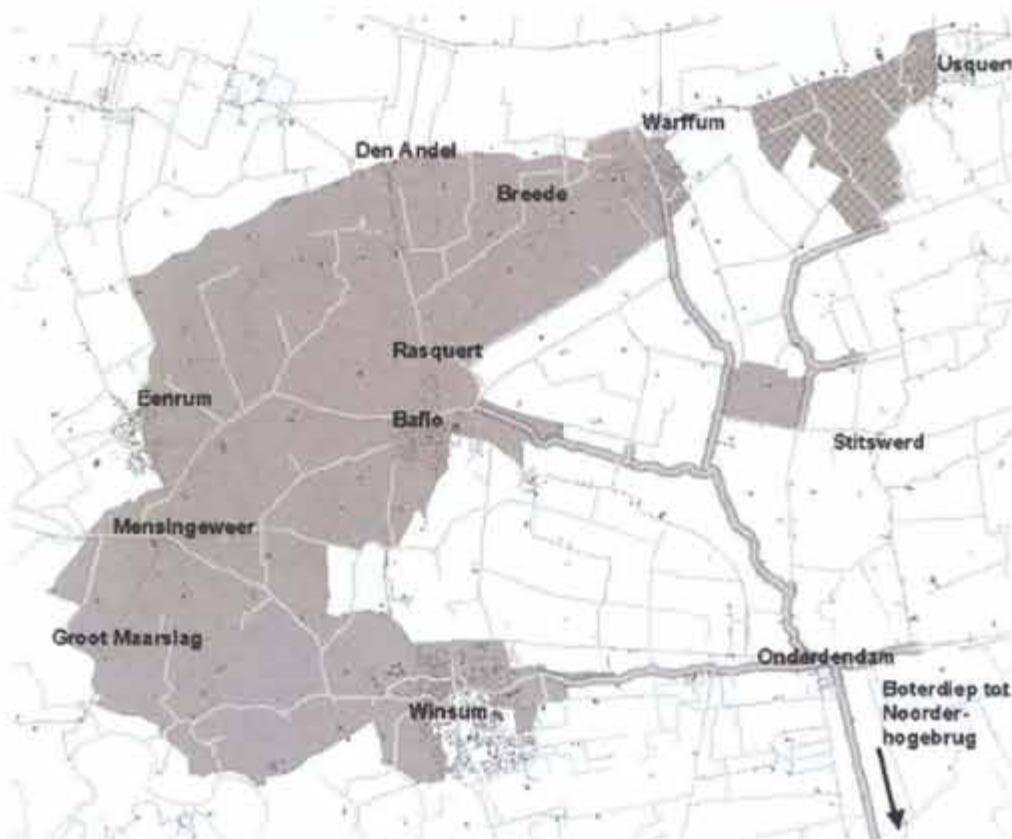
Figuur 3.1 Prognose bodemdaling (in cm) door gaswinning 2050

Deze zakkingen hebben een belangrijke invloed op de waterhuishouding; het is namelijk niet mogelijk om het freatisch vlak zodanig aan te passen dat overal exact het zakkingspatroon

wordt gevolgd. Wel is, door aanpassing van de waterhuishouding, getracht de waterhuishoudkundige toestand te optimaliseren. Toch zal op bepaalde locaties de grondwaterstand meer dalen dan de voorspelde bodemdaling terwijl op andere locaties de daling niet volledig gecompenseerd kan worden.

De waterhuishoudkundige aanpassing heeft vorm gekregen in het zogenaamde 'Schillenplan': Aan de hand van de prognoses hebben de provincie Groningen en de waterschappen in 1990 geïnventariseerd wat de gevolgen van het waterbeheer in Noordwest Groningen zijn op de lange termijn. De beste oplossing was om het water te blijven afvoeren naar het westen en om het waterpeil in twee trappen van ongeveer 20 cm te verlagen. De Elektraboezem is daarom in compartimenten, zogenaamde schillen, opgedeeld.

Omdat de tweede schil een nieuw peilgebied is, zijn omvangrijke technische ingrepen uitgevoerd. De ingebruikname van de 2e schil heeft invloed op de waterhuishouding in een gebied van totaal ca. 100.000 ha. Gemalen, waterinlaten en duikers werden aangepast én vijf grote schilgemalen gebouwd. Ook is een aangepast boezembesturingssysteem ontwikkeld. Het gebied van de Elektraboezem, 2^e schil wordt weergegeven in Figuur 3.2 ontleend aan de website van het Waterschap Noorderzijlvest



Figuur 3.2 Locatie Elektraboezem 2^e schil

3.2 Geologie en Geohydrologisch schema

3.2.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de geologische en geohydrologische opbouw van het studiegebied globaal beschreven. De beschrijving is gebaseerd op de Grondwaterkaart van Nederland (DGV-TNO,1987).

3.2.2 Regionaal

Het gebied maakt deel uit van het Holocene zeekleigebied dat zich grofweg uitstrekt ten Noorden van Groningen-Stad tot de Waddenzee. Tot het begin van het Holoceen werd dit gebied gekenmerkt door een dekzandafzetting die in eerste instantie is bedekt door laagveen (Hollandveen).

Na de laatste IJstijd is het Holocene zeekleigebied gevormd. In verschillende fasen werden klei- en veenlagen afgezet, die – tijdens transgressiefasen – deels weer werden weggeslagen waarbij plaatselijk zelfs het oude dekzand werd ingesneden door erosiegeulen.

De veenafzettingen zijn zo deels is weggespoeld en deels (in latere tijden) afgegraven. Bij het ontgraven ontstonden petgaten (laagveenwinning) of landbouwgrond (hoogveenwinning), dorpen ontstonden op opgehoogde oude bouwlanden.

Als gevolg van dit alles kan de bodemopbouw in het studiegebied lokaal zeer afwisselend zijn.

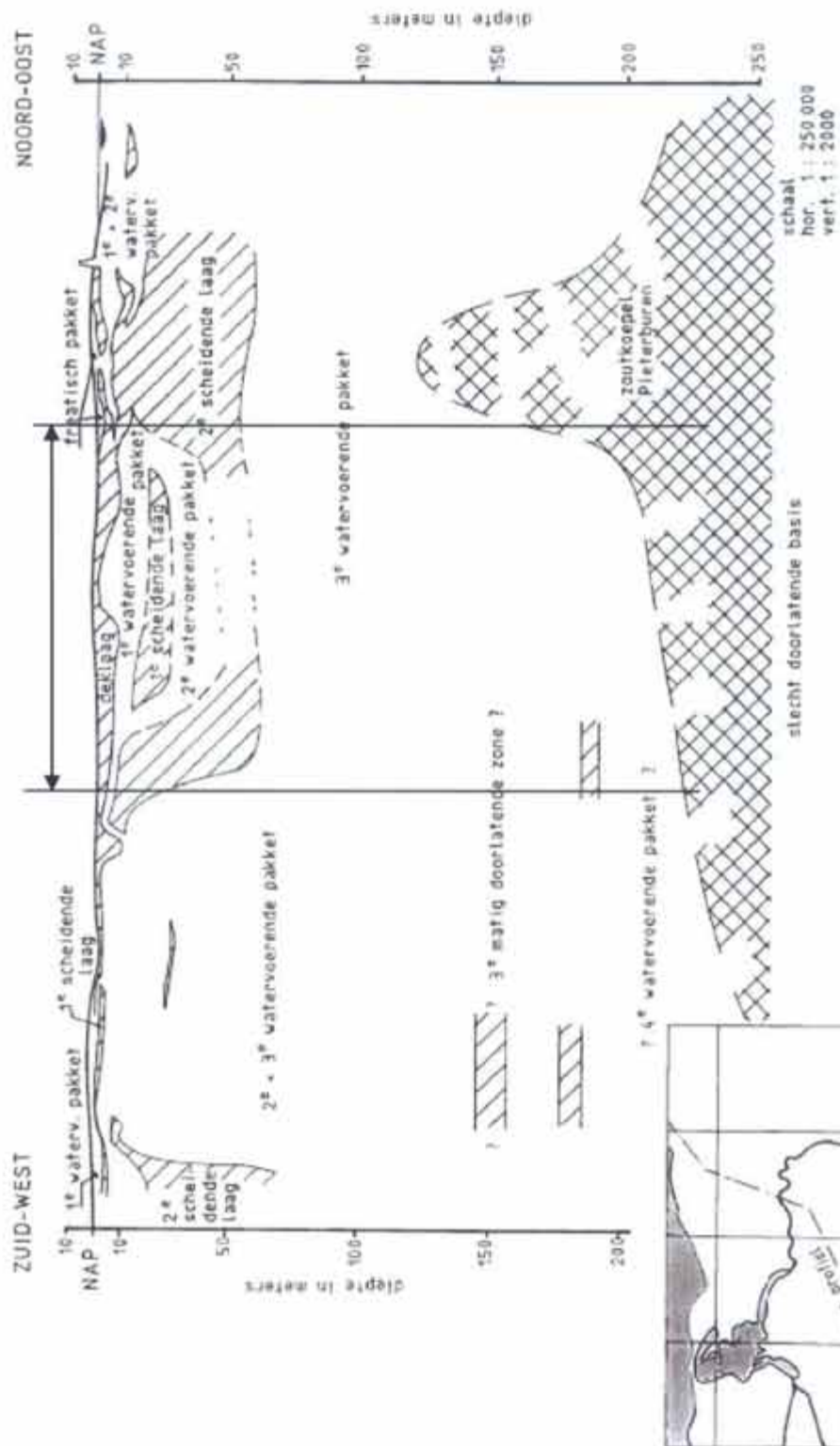
De hoogteligging van het gebied varieert tussen NAP – 1,00 m en NAP + 1,00 m; de dorpskernen zijn in het algemeen wat hoger gelegen. Hierbij wordt opgemerkt dat in de geciteerde studie veelal nog gebruik is gemaakt van informatie die dateert uit de beginperiode van de aardgaswinning. Dit betekent dat veel hoogteliggingen inmiddels zullen zijn aangepast.

In het volgende zijn de geologische benamingen overgenomen uit de Grondwaterkaart van Nederland; recentelijk zijn deze benamingen herzien maar hier worden dus de oude benamingen gehanteerd. In deze beschrijving wordt alleen ingegaan op de aardlagen die van belang zijn in verband met grondwaterstroming.

Een schematisch geohydrologisch profiel is weergegeven in Figuur 3.3. In de tekst worden de benamingen uit de figuur aangehouden.

De ondergrens van het geohydrologisch van belang zijnde systeem wordt gevormd door de top van de Formatie van Breda, bestaande uit glauconiethoudende kleien van mariene oorsprong. De top van deze Formatie, die wordt beschouwd als een *slecht doorlatende basis*, is nabij Winsum aangetroffen op NAP – 275 m. In de omgeving van Warffum op ca. NAP – 200 m.

Het derde en het vierde watervoerende pakket staan in dit gebied waarschijnlijk met elkaar in verbinding. De bovenzijde van deze pakketten wordt gevormd door de kleiige formaties van Maassluis, Harderwijk, Scheemda en Peelo. Deze laatste Formatie is ook wel bekend als potklei. Het aantal diepere, kwalitatief goede, grondboringen in dit gebied is zo gering dat niet met zekerheid kan worden vastgesteld of en zo ja, waar deze formaties daadwerkelijk een scheidende laag vormen.



Figuur 8 : Geschematiseerde geohydrologische opbouw van de ondergrond in een West-Oost profiel

Figuur 3.3 Geo(Hydro)logisch profiel onderzoeksgebied

Algemeen gesproken kan worden gesteld dat de grondlagen beneden het Holoceen in het gebied behoren tot de 3^e watervoerende laag. Aangenomen wordt dat de scheidende klei- en veenlagen die in het traject tussen de Formatie van Breda en het Holoceen worden aangetroffen slechts een lokale betekenis hebben.

3.2.3 Gebied 2^e schil

Het in Figuur 3.3 met een pijl aangegeven gebied tussen de verticalen is representatief voor de opbouw van het gebied in de Elektraboezem 2^e schil.

Aangenomen is dat de tweede scheidende laag regionaal aanwezig is, de ondergrens van deze laag bevindt zich op ca. NAP – 50 tot NAP – 60 m en bestaat uit de slecht doorlatende afzettingen van de Formaties van Peelo en Urk. Dit zijn in het algemeen zware kleien en potkleien, soms zandige kleien. Mogelijk is de tweede scheidende laag plaatselijk of zelfs regionaal onderbroken en staat dan in verbinding met het derde watervoerende pakket.

Het tweede watervoerende pakket bevindt zich, qua diepteligging van ca. NAP – 20 m tot NAP – 40 m en bestaat uit zandige bestanddelen van de Eemformatie en van de Formaties van Drente, Eindhoven, Urk II en Peelo. De dikte kan variëren van enkele meters tot ca. 20 meter. In het onderzoeksgebied is de dikte in het algemeen 10 – 20 m.

De eerste scheidende laag is opgebouwd uit de slecht doorlatende bestanddelen van de Formatie van Drenthe. De top van deze kleiige en venige afzettingen ligt nabij Groningen op ca. NAP – 15 m en loopt naar het noordwesten toe geleidelijk af tot NAP – 20 m.

In het onderzoeksgebied is het eerste watervoerende pakket niet als een eenheid met regionale verbreiding te onderscheiden. Veeleer kan worden gesproken van tussenzandlagen in de Holocene deklaag.

De Holocene deklaag bestaat hier voornamelijk uit klei- en veenafzettingen van de Westlandformatie. De dikte varieert in het algemeen tussen 5 en 10 m.

Lokaal zijn kunstmatig ophooglagen aangebracht, dit worden in Groningen "wierden" genoemd.

3.3 Waterhuishouding Regionaal

De beheersing van de freatische grondwaterstand is van belang om wateroverlast te voorkomen, maar ook om een optimale gewasopbrengst na te streven. Het betreffende gebied is intensief in gebruik als bouwland, met gewassen als aardappelen en bieten, hetgeen de noodzaak tot een relatief diepe grondwaterstand ten opzichte van maaiveld met zich meebrengt.

De – freatische – grondwaterstand in het studiegebied wordt kunstmatig beheerst door (van groot naar klein): het Boezempeil, het polderpeil en de intensieve perceeldrainage.

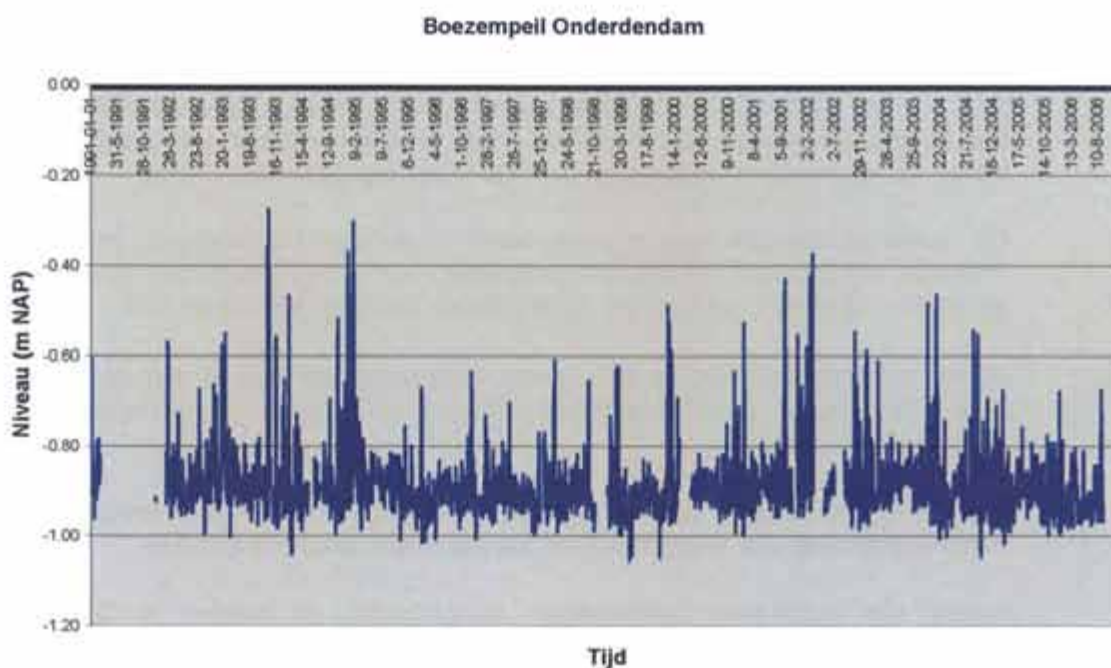
De streefwaarde voor het boezempeil was gedurende lange tijd NAP – 0,93 m. In de boezem wordt nu een streefpeil aangehouden van NAP – 1,07 m, dat is dus een aanpassing (verlaging) van 0,14 m. De polderpeilen en aanwezige drainages zijn vooralsnog niet aangepast.

Door het Waterschap Noorderzijlvest wordt het boezemniveau geregistreerd in Onderdendam. Hier is de waterstand in het Winsumerdiep gemeten. De locatie is enkele kilometers ten oosten van Winsum gelegen.

De metingen in Onderdendam zijn beschikbaar vanaf 1991. De feitelijk gemiddelde waterstand in de periode 1991-2006 bedroeg NAP – 0,89 m. De standaardafwijking is 0,04 m. De variatie in de waterstand is gering; 90% van de waarnemingen liggen tussen NAP - 0,82 m en NAP - 0,96 m.

In enkele gevallen is de waterstand gedurende enkele dagen opgelopen tot maximaal NAP - 0,3 m. Volgens het Waterschap is dit opgetreden tijdens perioden met extreem veel neerslag, waarin de boezem het water niet snel genoeg kon afvoeren.

De grafiek van de waterstand is opgenomen in Figuur 3.4.



Figuur 3.4 Metingen boezempeil bij Onderdendam

3.4 Grondwaterstanden

3.4.1 Situatie vóór de peilaanpassing

3.4.1.1 Peilbuisgegevens

In Figuur 3.5 is een overzicht gegeven met de locaties van de peilbuizen uit de DINO-database van TNO. In het onderzoeksgebied zijn weinig peilbuizen aanwezig. Daarom zijn ook locaties van peilbuizen in de directe omgeving van het onderzoeksgebied aangegeven.



Figuur 3.5 Overzicht meetbuizen in en nabij de 2^e schil.

In totaal gaat het om 28 peilbuizen. Op enkele locaties zijn meerdere peilbuizen met verschillende filterdieptes aanwezig.

Van 15 peilbuizen zijn de waarnemingen statistisch bewerkt. In Tabel 3.1 is een overzicht van de geanalyseerde peilbuizen gegeven. De weergegeven maaiveldhoogten zijn overgenomen uit de Dino database.

Peilbuis	Locatie	Maaiveld [m NAP]	Filter [m NAP]	Meetperiode [Jaren]	Gemiddeld Peil[m NAP]	Standaard- afwijking [m]
B03D0067	Warfum	1,40	0/-0,5	1963-1991	+0,7	0,18
B03D0069		1,19	-0,3/-0,5	1968-2006	-0,11	0,27
B03D0016		0,55	-1,5	1977-2006	-0,26	0,11
B03D0016		0,55	-5,1	1977-2006	-0,3	0,10
B07A0133	Winsum	0,88	-1,7/-2,2	1952-1979	+0,12	0,39
B07A0135		0,47	-0,7/-1,7	1993-2006	-0,12	0,32
B07A0108	Eenrum	0,53	-2/-2,1	1992-1995	+0,5	0,45
B07A0112		0,90	0/-0,2	1995-2006	-0,61	0,21
B07A0112		0,90	-2,1/-2,2	1995-2006	-0,5	0,15
B07A0122		1,01	-0,5/-1	1963-1984	-0,33	0,29
B07A0125		1,56	-0,6/-2,6	2002-2006	-0,1	0,19
B07B0056	Sauwerd	0,03	-6,7/-7,7	1987-2006	-1,13	0,14
B07B0056		0,03	-29,9/-30,9	1987-2006	-0,79	0,21
B07B0056		0,03	-57,9/-58,9	1987-2006	-0,81	0,31
B07B0056		0,03	-54,4/-69,4	1987-2006	-0,91	0,17

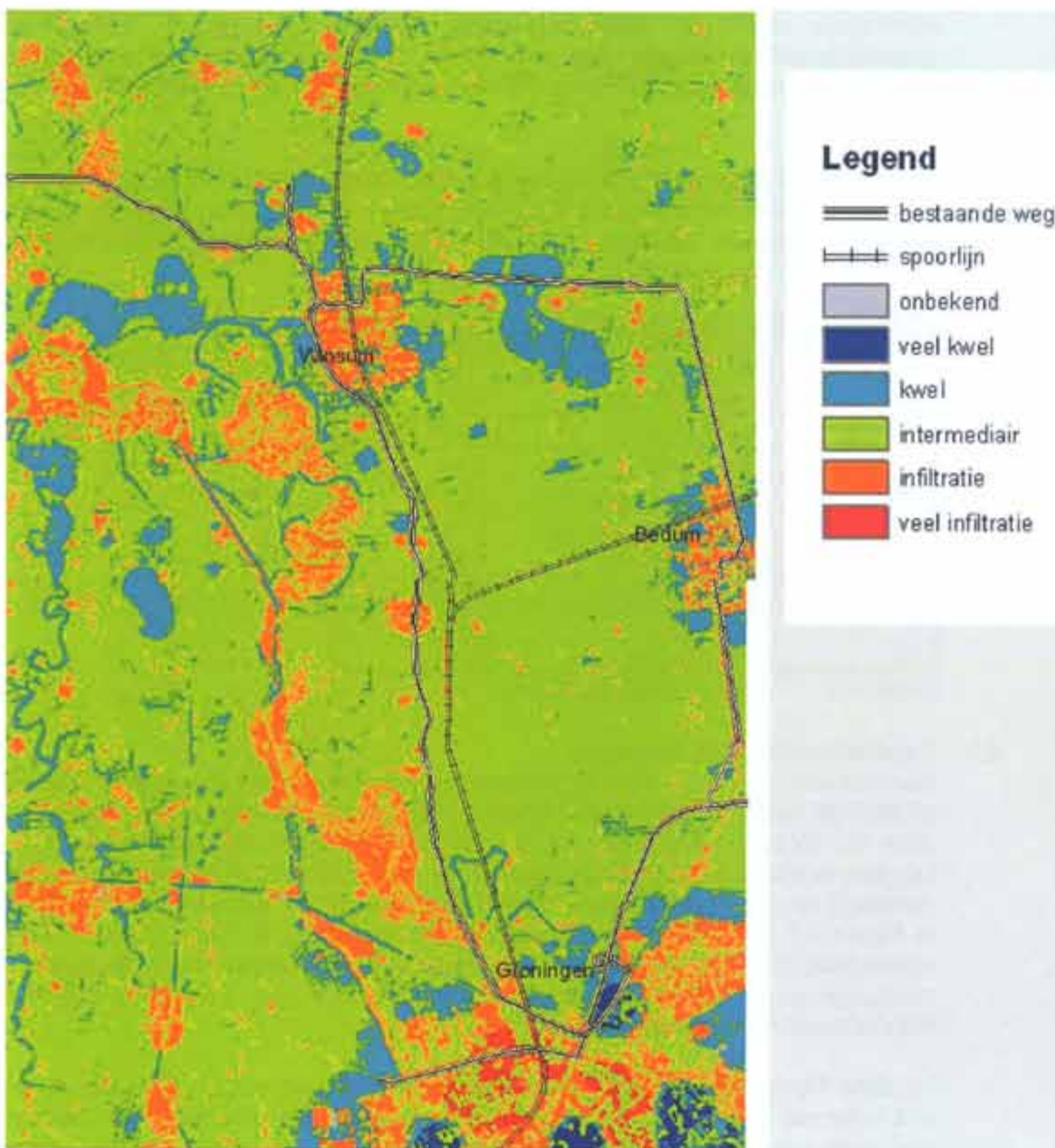
Tabel 3.1 Overzicht geanalyseerde peilbuizen

De peilbuizen in Warfum, Winsum en Eenrum hebben allemaal ondiepe filters. De stijghoogten variëren gemiddeld tussen NAP – 0,5 m en NAP + 0,5 m. Dit ligt duidelijk boven het boezempeil van NAP – 0,89 m. In de peilbuismetingen is duidelijk een effect van zomer en winter te zien. De stijghoogten in de winter zijn soms meer dan 1 meter hoger dan in de zomer.

In de omgeving van Sauwerd staan peilbuizen met diepe filters. De waarnemingen zijn opgenomen in de bijlagen 4M, 4N, 4O en 4P. Deze geven een stijghoogte van gemiddeld circa NAP – 1 m. De stijghoogten variëren in de tijd behoorlijk. Er is ook hier een duidelijk zomer-winter effect aanwezig met lagere stijghoogten in de zomer en hogere stijghoogten in de winter. De stijghoogte in het watervoerende pakket is gemiddeld hoger dan de stijghoogte in de deklaag.

In Figuur 3.6 is voor een deel van het onderzoeksgebied de verdeling kwel/infiltratie weergegeven. Voor het overgrote deel wordt het onderzoeksgebied gekarakteriseerd als 'intermediair', hetgeen wil zeggen dat het verschil tussen de stijghoogte in de onderliggende pakketten en het freatische grondwaterniveau gering is en, in het algemeen, ook wisselend met de seizoenen, net als de kwel ter plaatse.

Plaatsen waar duidelijk infiltratie optreedt zijn de bebouwde kommen van o.a. Winsum en Bedum en een smalle strook in Zuid-Noordrichting van Groningen naar Winsum, alwaar deze afbuigt in westelijke richting. [Arcadis, 2008].



Figuur 3.6 Overzicht kwel en infiltratiegebieden

3.4.1.2 Grondwateronttrekkingen

Bij de Provincie Groningen is navraag gedaan naar de grondwateronttrekkingen in het onderzoeksgebied. De Provincie registreert de industriële onttrekkingen sinds 1972. De bemalingen worden sinds 1980 geregistreerd. Volgens de gegevens van de Provincie zijn er geen grondwateronttrekkingen in het onderzoeksgebied geweest.

Om de situatie vóór de peilaanpassing vast te leggen en effecten van de verlaging van het boezempeil te kunnen bepalen zijn, op een tiental locaties langs de Elektraboezem, 2^e schil,

meetraaien voor de grondwaterstand ingericht. Daarbij is tevens gedetailleerd grondonderzoek ter plaatse uitgevoerd en zijn de waterstanden van het oppervlaktewater, het freatische grondwater en het diepe grondwater gedurende een aantal jaren gemeten.

3.4.2 Meetraaien

Op een tiental plaatsen in het studiegebied zijn door het Ingenieursbureau Tauw meetraaien voor de grondwaterstand ingericht, zie ook Tabel 3.2. In deze paragraaf worden de algemeen geldende gegevens voor alle meetraaien belicht. De specifieke informatie per meetraai is beschreven in Bijlage A.

Nummer	Locatie raai	Aanduiding
1	Winsum-West	WIW
2	Winsum-Oost	WIO
3	Baflo-West	BAW
4	Baflo-Oost	BAO
5	Mensingeweer-West	MEW
6	Mensingeweer-Oost	MEO
7	Warffum-Noord	WAN
8	Warffum-Zuid	WAZ
9	Eenrum	EE
10	Den Anel	DA

Tabel 3.2 Meetraaien en codering

3.5 Geotechnische bodemopbouw

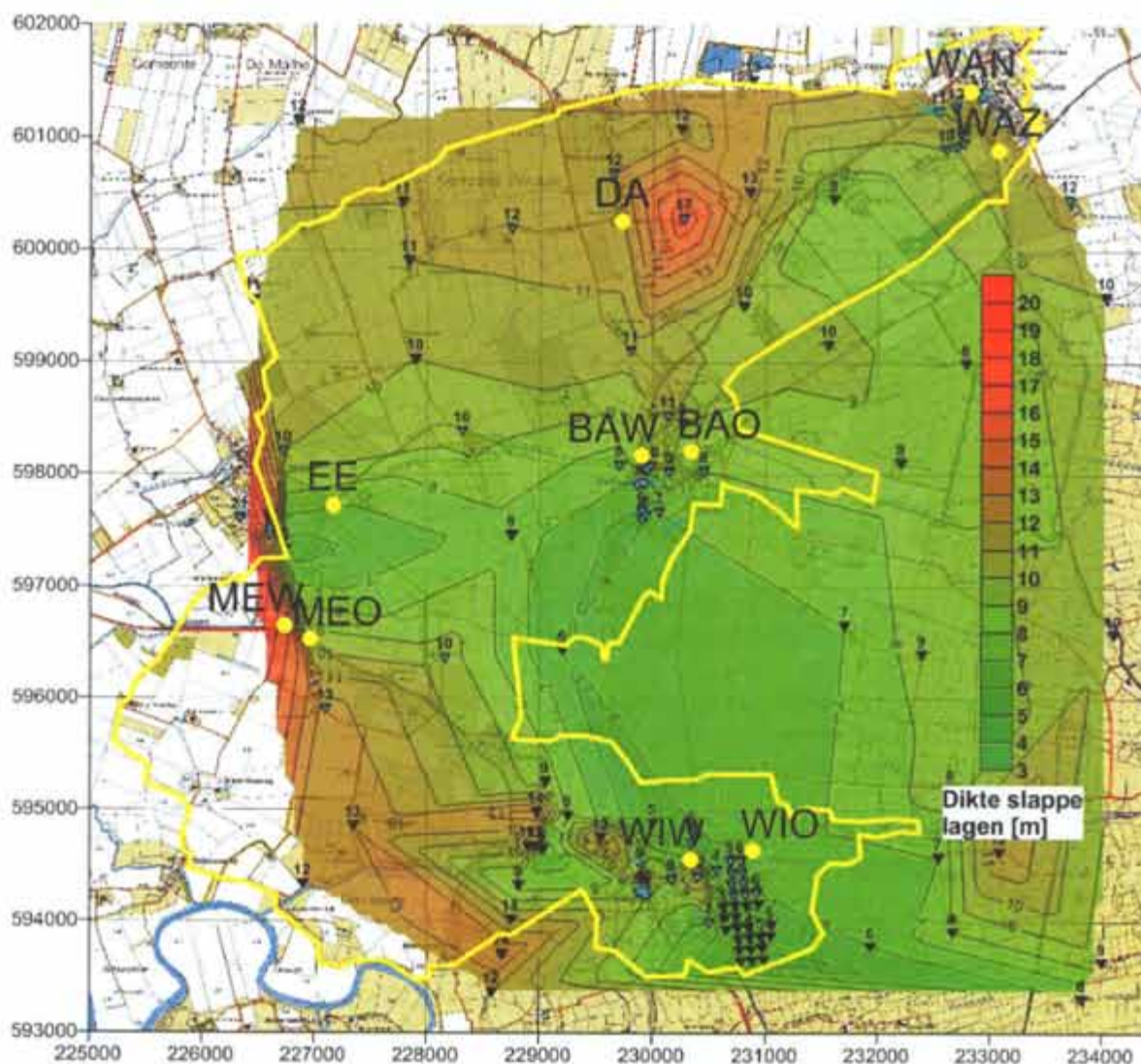
Geotechnisch gezien is, voor funderingen op staal, met name de samendrukbaarheid van de bodem van belang. Hierbij spelen zowel de stijfheid van de aanwezige grond als de dikte van de slappe lagen een rol. Hoewel de stijfheid van de bodem lokaal kan verschillen kan een eerste indruk van de geotechnische variatie in het gebied worden verkregen door de variatie in de dikte van de slappe lagen. Dit is, door middel van een contourplot, weergegeven in Figuur 3.7 (bewerkte versie figuur uit [GeoDelft 2007]). Om een indruk te krijgen van de representativiteit van de meetraaien zijn de locaties daarvan, als gele stippen, eveneens weergegeven in Figuur 3.7. In deze figuur is, ook in geel, tevens de begrenzing van de Elektraboezem 2^e schil aangegeven.

Uit deze Figuur blijkt dat het gebied met de contourlijnen van de dikte van de slappe lagen niet helemaal dekkend is voor de Elektraboezem 2^e schil. Afgezien van Warffum ligt vrijwel alle bebouwing echter wel in het gebied waarvoor de dikte van de slappe lagen is weergegeven. De in de buurt van Warffum aangetroffen laagdikte blijkt volgens Figuur 3.7 circa 11 à 12 m te zijn. Het verloop van de dikte geeft geen aanleiding te verwachten dat deze dikte in het Noorden van Warffum afwijkt van die van het hier beschouwde gebied. Dit wordt bevestigd door een controle van in de Dino database aangetroffen sonderingen. De sondeergrafieken S03D00066 en S03D00067, waarvan de locaties zijn weergegeven in Figuur 8.32, geven inderdaad een dikte van de slappe lagen van circa 12 m aan.

Uit de figuur blijkt tevens dat het uitgevoerde grondonderzoek geconcentreerd is bij de aanwezige bebouwing. Dat is niet vreemd aangezien het vaak uitgevoerd zal zijn vóór en ten behoeve van de bouw van de aanwezige panden. Tevens blijkt dat er bij elke bebouwingskern die in het gebied voorkomt een onderzoeksraai aanwezig is. De raai bij Eenrum bevindt zich wel buiten de woonkern aan de rand van een bosgebied. De reden voor deze, wat afwijkende, locatiekeuze is ons niet bekend. Omdat de dikte van het slappe

lagenpakket voor het deel van de bebouwing van Eenrum dat binnen de Elektraboezem 2e schil valt overeen komt met de rest van het gebied is ook voor Eenrum voldoende informatie beschikbaar om het effect van een peilverlaging te bepalen.

Gebaseerd op het bovenstaande wordt daarom geconcludeerd dat de raaien representatief zijn voor het gehele gebied Elektraboezem 2e schil. Op basis van de resultaten van analyses met deze raaien kunnen daarom conclusies worden getrokken over de effecten van een peilverlaging die geldig zijn voor het gehele gebied.



Figuur 3.7 Locaties met dikte slappe lagen pakket en begrenzing Elektraboezem 2^e schil

3.6 Bebouwing

3.6.1 Inleiding

De meeste bebouwing in het onderzoeksgebied is geconcentreerd in de 6 woonkernen Winsum, Baflo-Rasquert, Mensingeweer, Warffum, Eenrum en den Andel.

Voor het verkrijgen van informatie over de fundatie van de bebouwing en eventuele schade is contact opgenomen met de 3 gemeenten in het onderzoeksgebied. Het waterschap kent geen schadegevallen door bodemdaling.

Tevens is het gebied bezocht om een indruk te krijgen van de aard en de bouwkundige staat van de bebouwing. Bij deze inspectie (d.d. 1 december 2006) zijn de 6 dorpen bezocht. Hierbij is vooral gelet op aanwezige vervormingen en scheuren in de bebouwing.

3.6.2 Gemeente Winsum

3.6.2.1 Algemene informatie

De bebouwing van de dorpen Winsum, Baflo en Den Andel, valt onder de Gemeente Winsum.

In Figuur 3.8 t/m Figuur 3.10 zijn overzichtskaarten van deze bouwkernen opgenomen. Er wordt op de kaarten onderscheid gemaakt in 13 categorieën.

1. Oude bebouwing op wierden (terp/vluchtheuvel) (1)
2. Niet planmatige uitbreiding (2)
3. Oude villabebouwing (3)
4. Historisch lint (4)
5. Planmatige vooroorlogse uitbreiding (5)
6. Planmatige naoorlogse uitbreiding (6)
7. Bungalow bebouwing (7)
8. Wonen en werken (8)
9. Bedrijventerreinen (9 en 10)
10. Groen en sport (11)
11. Grootschalige bebouwing in groene omgeving (12)
12. Vrijstaande boerderijen (13).

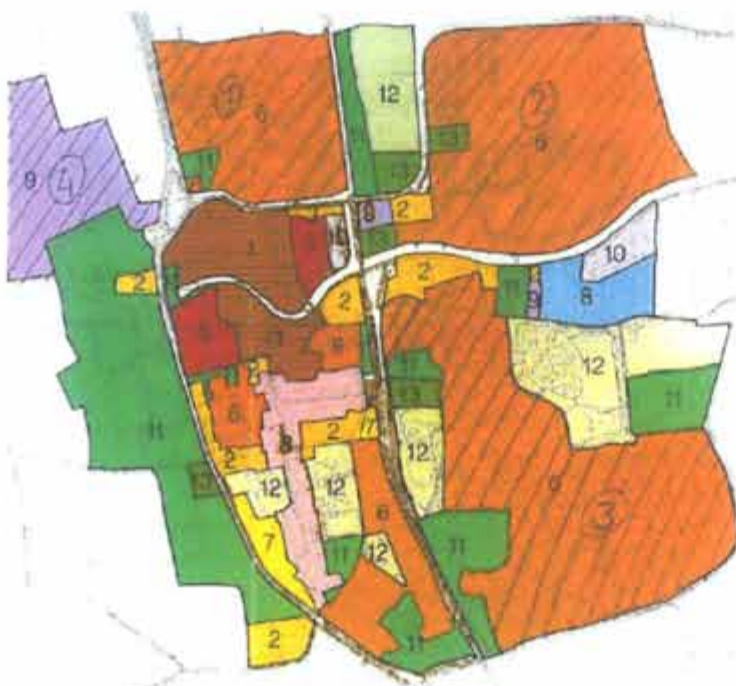
Door de gemeente is de volgende schatting van het aantal woningen per dorp gegeven: Winsum 2500, Baflo-Rasquert 750 en Den Andel 200.

Van de totale bebouwing in Winsum, Baflo-Rasquert en Den Andel (circa 3450 eenheden) zijn naar schatting circa 1900 eenheden op palen gefundeerd, en dus circa 1550 eenheden met een fundering op staal.

Schadegevallen worden niet geregistreerd. Schadegevallen door bodemdaling zijn bij de gemeente niet bekend.

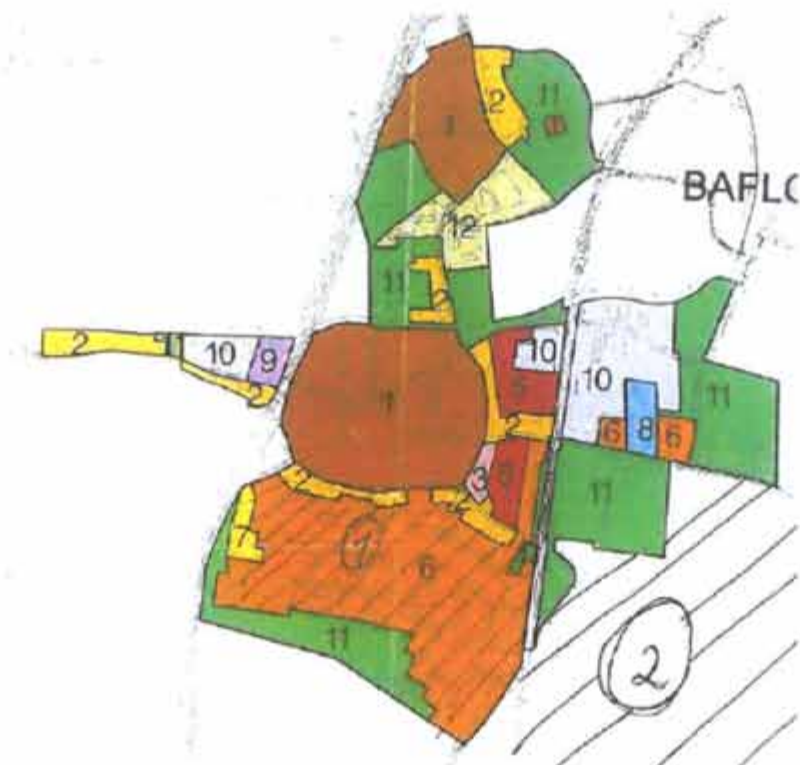
In Winsum en Baflo-Rasquert zijn de kernen met oude bebouwing op wierden kenmerkend. Deze liggen hoger dan het omringende landschap en kenmerken zich door hoogteverschillen. De wierden zijn door mensen opgehoogde woonplaatsen. Voor het ophogen is klei en mest gebruikt. De Gemeente heeft weinig gegevens van de fundering van deze bebouwing. De bebouwing is oud en hoogst waarschijnlijk op staal gefundeerd. De staat van de bebouwing is over het algemeen goed.

In Winsum is veel van de nieuwe bebouwing geconcentreerd in 3 naoorlogse wijken en 1 bedrijventerrein. De 3 woonwijken omvatten totaal circa 1200 woningen. Met steekproeven heeft de gemeente de funderingswijze onderzocht. De twee oostelijke wijken (De Brake 1, De Brake 2, Ripperda en Potmaar) zijn op palen gefundeerd. Van Obergum zijn geen funderingsgegevens gevonden. In de westelijke industriewijk worden de gebouwen (30) op palen gefundeerd.



Figuur 3.8 Overzichtskaat bebouingskern Winsum

In Baflo en Rasquert zijn ook 2 historische kernen op wierden aanwezig. De bebouwing is hoogst waarschijnlijk gefundeerd op staal. In Baflo zijn 2 nieuwe wijken aanwezig. Samen betreft dit circa 550 woningen. In beide wijken staat de bebouwing op palen.



Figuur 3.9 Overzichtskaat bebouingskern Baflo

In Den Andel zijn geen wierden aanwezig. De bebouwing staat wel op een hoog gedeelte van het landschap, op zavelige klei. Het is voornamelijk oude historische lintbebouwing (gefundeerd op staal) en niet-planmatige uitbreiding (grotendeels gefundeerd op staal).



Figuur 3.10 Overzichtskarte bebauingskern den Andel

3.6.2.2 Winsum: resultaten inspectie

Oude bebouwing op de wierde en in Bellingeweer

Het zuidelijke gedeelte van de Hoofdstraat W., Bellingeweer, Borgweg en Stationstraat betreft voornamelijk oude vrijstaande bebouwing. De staat van de bebouwing is over het algemeen goed. In enkele gevallen zijn vervormingen van muren door zakkingsverschillen waargenomen waarbij meestal geen scheuren zijn waar te nemen. Een gebouw waar wel scheuren zichtbaar zijn is weergegeven in Foto 3.1.



Foto 3.1 Pand met scheuren te Winsum

Ten noorden van dit gebied, maar ten zuiden van het Winsumerdiep, zijn de Hoofdstraat, Havenstraat en Kerkstraat bezocht. Dit gebied ligt duidelijk hoger. De staat van de bebouwing is goed, op een enkele uitzondering na. Een pand met duidelijke scheuren is weergegeven in Foto 3.2.



Foto 3.2 Scheurvorming in pand in de kern van Winsum

Ten noorden van het Winsumerdiep maar ten zuiden van de Onderdamsterweg zijn de Hoofdstraat Obergum, 't Hofje en Nieuwstraat bezocht. Dit gebied ligt ook hoog. De staat van de huizen is over het algemeen goed. Er zijn meer gescheurde huizen dan ten zuiden van het Winsumerdiep, voor een indruk van de bebouwing zie Foto 3.3.



Foto 3.3 Panden aan de noordzijde van het Winsumerdiep

Nieuwere bebouwing in de naoorlogse wijken

In deze wijken zijn rijtjeshuizen, twee-onder-een-kap en vrijstaande woningen aanwezig. De staat van de bebouwing is goed. In enkele huizen zijn scheuren boven de ramen waargenomen.

Langs de boezem zijn woningen aanwezig die op staal zijn gefundeerd. De staat van de woningen is in het algemeen goed.



Foto 3.4 Scheuren boven ramen in Winsum

3.6.2.3 Baflo en Rasquert: resultaten inspectie

Het centrum is oud en op een wierde gebouwd. De staat van de bebouwing is goed. Er zijn enkele panden waar verschijnselen door zetting zichtbaar zijn, zie als voorbeeld Foto 3.5.



Foto 3.5 Pand met zettingverschijnselen in Baflo

De eerste nieuwbouwwijk is van de jaren 50 en 60. De staat van de bebouwing is goed. De tweede nieuwbouwwijk is in aanbouw/net gereed. De staat van de bebouwing is goed.

Rasquert is op een wierde gebouwd. De staat van de bebouwing is goed. In enkele panden is vervorming door zakking te zien, zie ook Foto 3.6 o.a. boven het linker beneden raam.



Foto 3.6 Pand met vervorming door zetting in Rasquert

3.6.2.4 Den Andel: resultaten inspectie

De bebouwing in Den Andel is divers. Het is oude en nieuwere bouw, meestal vrijstaand. De staat van de bebouwing is goed. Er zijn in het landschap geen duidelijke hoogteverschillen waargenomen die mogelijk kunnen duiden op een afwijkende bodemopbouw zoals een wierde.

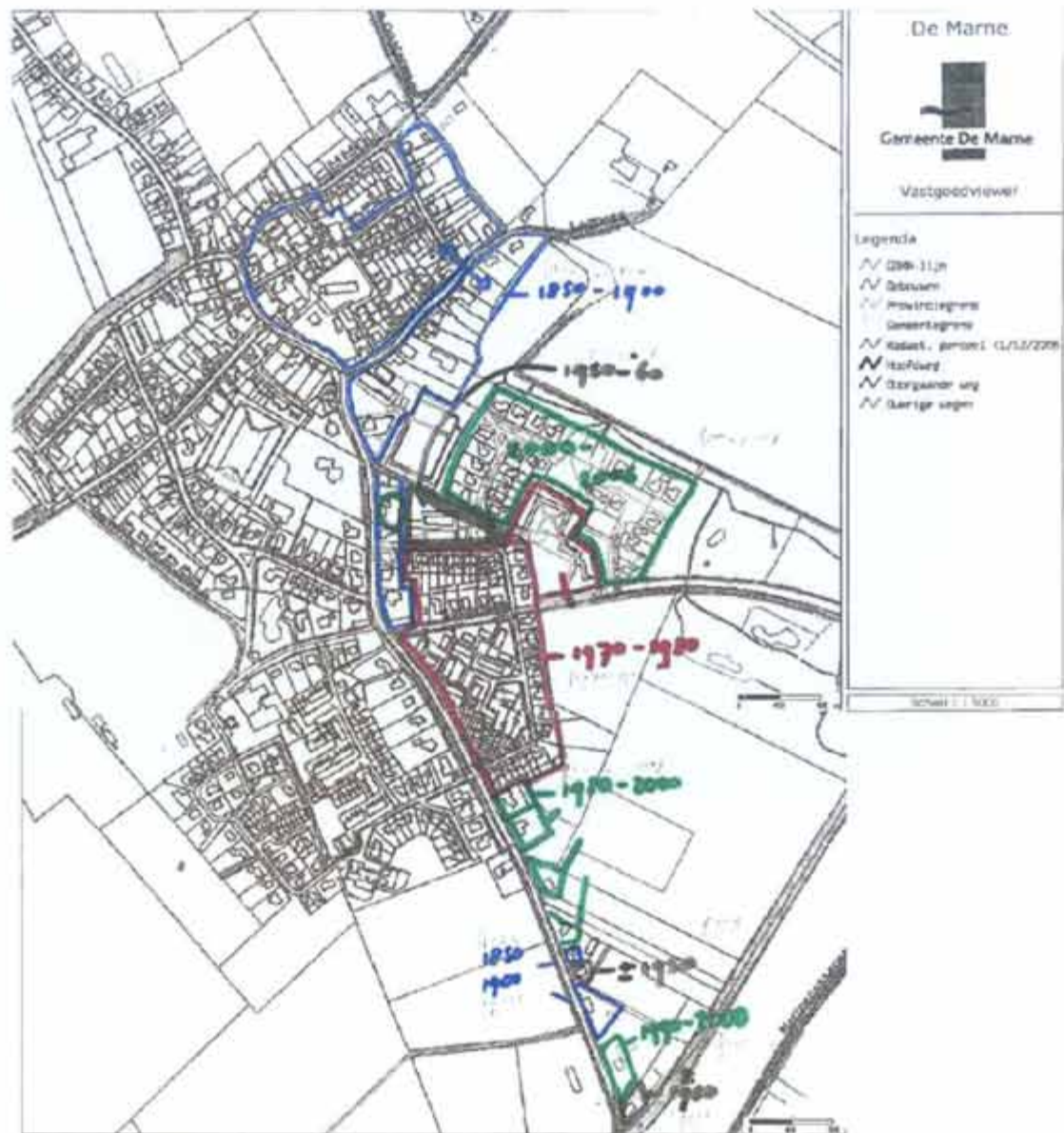
3.6.3 Gemeente de Marne

3.6.3.1 Algemene informatie

De bebouwing van Mensingeweer en Eenrum valt onder de gemeente De Marne.

In Mensingeweer zijn circa 75 woningen/gebouwen aanwezig. De meeste bebouwing in Mensingeweer is oud. In de jaren 60 zijn seniorenwoningen gebouwd. Gegevens van de fundering zijn niet beschikbaar. Vermoedelijk is het meeste op staal gefundeerd.

Voor Eenrum betreft het onderzoeksgebied betreft de bebouwing ten oosten van de Lageweg. Dit zijn circa 140 woningen/gebouwen. Circa 25 woningen/gebouwen zijn van vóór 1900 en zijn vermoedelijk grotendeels op staal gefundeerd. De overige bebouwing is van na 1970. Deze is op staal (met grondverbetering) of op palen gefundeerd. De overzichtskaart van de bouwperiodes is weergegeven in Figuur 3.17.



Figuur 3.11 Overzichtskartaal bebouwingkern Eenrum

Van de totale bebouwing in Mensingeweer/ Eenrum vallen circa 215 eenheden binnen het onderzoeksgebied. Hiervan zijn naar schatting circa 70 eenheden op palen gefundeerd, en dus circa 145 eenheden met een fundering op staal. Schadegevallen worden niet geregistreerd. Schadegevallen door bodemdaling zijn niet bekend.

3.6.3.2 Mensingeweer: resultaten inspectie

De bebouwing in Mensingeweer is over het algemeen oud. De staat van de bebouwing is goed. Op de wierde staat een kleine kerk. De staat van de kerk is goed, zie ook Foto 3.7.



Foto 3.7 Kerk op wierde in Mensingeweer

3.6.3.3 Eenrum: resultaten inspectie

In Eenrum is de bebouwing divers: oud en nieuwer, meestal vrijstaand. De staat van de bebouwing is goed. Er is een oude kerk (13^e eeuw) aanwezig op de wierde. De toren staat duidelijk scheef, zie Foto 3.8.

3.6.4 Gemeente Eemsmond

3.6.4.1 Algemene informatie

De bebouwing van Warffum valt onder de Gemeente Eemsmond.

De kom van Warffum bestaat uit circa 400 woningen. Het is oude bebouwing die hoofdzakelijk op staal is gefundeerd. In Warffum is weinig nieuwbouw. Rond de kom zijn circa 40 woningen gebouwd. Naar schatting van de Gemeente is circa de helft hiervan op palen gefundeerd.

Van de totale bebouwing in Warffum (circa 440 eenheden) zijn naar schatting circa 20 eenheden op palen gefundeerd.

De gemeente kent in Warffum geen gevallen van schade als gevolg van bodemdaling. In Kantens, dat ten oosten van het onderzoeksgebied ligt, zijn wel 2 gevallen van zakkingschade bekend. Of, en zo ja hoe, deze schade een relatie heeft met bodemdaling is ons niet bekend. Het geeft echter wel aan dat het onderwerp binnen de gemeente aandacht heeft.



Foto 3.8 Kerk met scheve toren in Eenrum

3.6.4.2 Warffum: resultaten inspectie

In Warffum is voornamelijk oude bebouwing aanwezig. De bebouwing ligt ook op een wierde. De staat van de bebouwing is goed.

3.6.5 Houten paalfunderingen

In de vorige paragraaf is onderscheid gemaakt in funderingen op palen en funderingen op staal. Bij de paalfunderingen is aparte aandacht nodig voor de groep houten palen. Voor houten paalfunderingen is het namelijk belangrijk dat al het hout van de palen en het op de palen aanwezige funderingshout voortdurend onder water ligt. De reden is dat hout, dat door het afwisselend stijgen en dalen van het grondwaterpeil, beurtelings vochtig en droog is, zal verteren, wat het bezwijken van de fundering tot gevolg heeft.

Het invoeren van de peilverlaging kan, in extreme gevallen, tot het droogvallen van houten paalfunderingen leiden. Of dit werkelijk optreedt, hangt af van de hoogte van de laagste waterstand ten opzichte van de bovenkant van het funderingshout. Dit moet per geval worden bekeken.

Gezien de verschillende normen en door gemeenten gehanteerde grenzen is wat toelaatbaar is in de praktijk niet eenduidig. In de norm NEN 6741 (uitvoeringsnorm houten palen) is vermeld dat de lengte van de oplanger zodanig moet zijn dat de houten paalkop tenminste 0,4 m beneden de laagste grondwaterstand moet liggen. In het verleden werd wel 0,3 m aangehouden, terwijl in Dordrecht wordt aangehouden dat er minimaal 0,2 m tussen de laagste grondwaterstand en het bovenste funderingshout moet liggen.

Bij het invoeren van de peilverlaging lopen alleen die funderingen risico die liggen in het gebied waar de peilverlaging groter is dan de bodemdaling door aardgaswinning. De laag, waarin de palen gefundeerd zijn, zakt namelijk evenveel als de bodemdaling. Voor de beoordeling van de mogelijkheid van het optreden van schade moet dus worden gekeken naar de *relatieve* peilverlaging. Dat wil zeggen het deel van de peilverlaging dat groter is dan de bodemdaling.

3.6.6 Samenvatting

In het onderzoeksgebied zijn circa 4100 woningen/gebouwen aanwezig. Hiervan is naar schatting de helft op staal gefundeerd.

De oudere bebouwing (eind 19^e eeuw – begin 20^e eeuw) ligt vaak op hoger gelegen gebieden (wierden) en is hoogst waarschijnlijk op staal gefundeerd. De staat van de bebouwing is in de meeste gevallen goed. In een aantal gevallen zijn vervormingen door zetting te zien. Hierbij zijn vaak geen scheuren geconstateerd. Mogelijk zijn deze gerestaureerd. Slechts in een klein aantal gevallen zijn zettingscheuren waargenomen.

De nieuwere bebouwing (naoorlogs) is hoogst waarschijnlijk op palen gefundeerd. De staat van deze bebouwing is goed. Er zijn geen zettingscheuren en vervormingen waargenomen. Houten paalfunderingen binnen het invloedsgebied van de relatieve peilverlaging (maximaal circa 20-50 m) dienen per geval te worden bekeken.

4 Geohydrologische analyses

4.1 Beschrijving rekenmodel

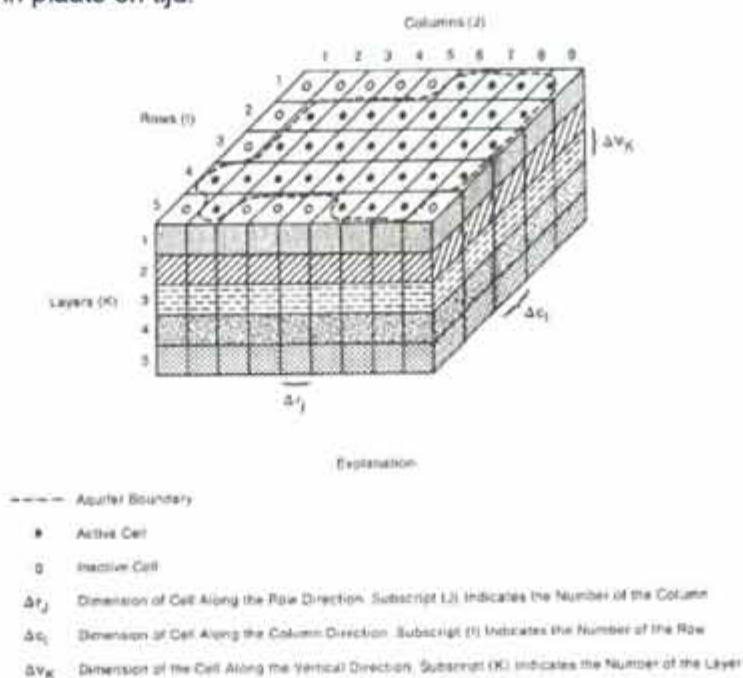
De berekeningen zijn uitgevoerd door middel van een 3D eindige differentie grondwatermodel ModFlow. Het programma ModFlow is ontwikkeld door US. Geological Survey om het gedrag van grondwater systeem te simuleren. De partiële differentie vergelijking voor grondwaterstroming door een poreus media is weergegeven als volgt:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) - W = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.1)$$

Waarbij:

k_x, k_y en k_z = doorlatendheid in x-, y- en z richtingen
 h = stijghoogte
 W = additionele grondwater flux in het systeem
 S_s = berging coëfficiënt
 t = tijd

De watervoerende lagen worden als differentiële blokjes (cellen) gesimuleerd waaraan eigenschappen (bodemparameters) worden toegekend. Figuur 4.1 toont een watervoerend systeem verdeeld in blokjes (eindige differentie elementen). Het proces daarin leidt tot een simultaan lineaire en algebraïsche oplossing voor de bovenstaande vergelijking. De oplossing is de stijghoogte in plaats en tijd.



Figuur 4.1 Differentie element blokjes in een watervoerend systeem

4.2 Randvoorwaarden

Het studiegebied is zeer heterogeen van opbouw en bovendien is het grondonderzoek er schaars. Als gevolg daarvan kan er op grond van de ter plaatse van de raaien uitgevoerde boringen en sonderingen slechts een beeld van de lokale aanwezigheid van klei- veen- en zandlagen worden opgemaakt, doch kunnen daaruit geen conclusies worden getrokken over de laterale verbreiding van de aangetroffen lagen.

Met het oog op de hierna te beschrijven geohydrologische berekeningen zijn een aantal aannamen gedaan:

- De uitgevoerde sonderingen geven een beeld van de dikte van de Holocene deklaag en de eventueel daarin voorkomende zandige insluitingen; deze laatste worden in het algemeen geacht slechts lokale betekenis te hebben.
- Aan de hand van het grondonderzoek kan niet worden vastgesteld of de aangetroffen zandlagen deel uitmaken van een gecombineerd tweede en derde watervoerende pakket, dus of er een tweede scheidende laag aanwezig is. In het algemeen zal dit ook niet van groot belang zijn. Het doorlaatvermogen van de tweede zandlaag is zodanig groot dat eventuele veranderingen in kwel of inzijging niet leiden tot een noemenswaardige toe- of afname van de stijghoogte.
- De stijghoogte in het tweede watervoerende pakket komt overeen met de in de diepe peilbuizen gemeten stijghoogte, in het algemeen is deze lager dan de freatische grondwaterstand die in de ondiepe peilbuizen wordt gemeten, er is dan sprake van inzijging.
- Het effect op de grondwaterstand als gevolg van de peilverlaging is zodanig gering dat een verandering van de werking van eventuele aanwezige drainages niet hoeft te worden meegenomen. Dit is aannemelijk aangezien de eventuele drainages in de huidige situatie ook in de droge perioden nog waterafvoerend zijn. Dit is zowel in het veld waargenomen, als te zien aan de berekende laagste waterstanden. Deze laatste zijn gebaseerd op ijking aan de beschikbare meetwaarden. Alleen in Eenrum komt bij extreme droogte een situatie voor dat de grondwaterstand zich, ook op wat grotere afstand van de boezem, beneden het boezempeil bevindt. De peilverlaging heeft echter alleen in de directe nabijheid van de boezem effect. Op iets grotere afstand, meer dan 25 m, is er nagenoeg geen effect. Voor de werking van de drainages als geheel zal het effect dus naar verwachting ook gering zijn.
- Hierbij komt nog dat de aanwezigheid van drainages in de directe nabijheid van bebouwing minder waarschijnlijk is aangezien drainages met name aanwezig zijn in percelen die worden gebruikt voor landbouw.

4.3 Neerslag

In alle meetreeksen is een langdurig droge periode te onderkennen die is voorafgegaan door een behoorlijk natte periode: waarbij 1-1-2008 t/m 22-3-2008 staat voor de natte periode en 23-3-2008 t/m 1-7-2008 voor de droge periode.

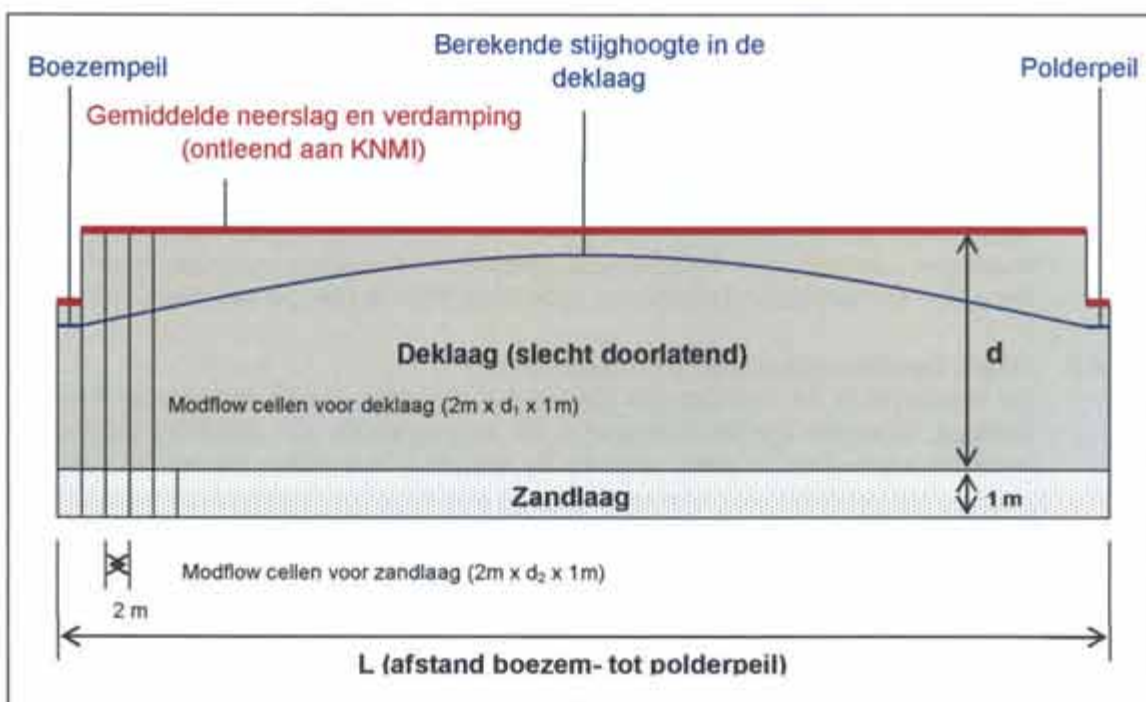
Op basis van de etmaalgegevens van het meest nabijgelegen neerslagstation en het meest nabijgelegen hoofdmeetstation van het KNMI is voor de periode voorafgaand aan 23 maart resp. 1 juli 2008 over een periode van 82 resp. 102 dagen het neerslagoverschot bepaald (voor de diverse raaien ongeveer 2,4 mm/d voor de eerste en – 1,9 mm/d voor de tweede periode).

4.4 Gehanteerd geohydrologisch model

De grondopbouw is in het model geschematiseerd in 2 lagen: een slecht doorlatende deklaag met daaronder een goed doorlatende zandlaag (zie Figuur 4.2).

De oorspronkelijke situatie is gesimuleerd door de linkerrandvoorwaarde (boezempeil met een vaste stijghoogte), rechterrandvoorwaarde (polderpeil met een vaste stijghoogte) en een vaste stijghoogte van de zandlaag in het model in te voeren en vervolgens op de –in de meetraai gemeten – grondwaterstanden in de deklaag te kijken voor twee sterk uiteenlopende situaties (droge en natte periode). Uit deze ijking volgt een optimale waarde voor de doorlatendheid van de deklaag.

De cellen zijn gelijkmatig verdeeld en elke cel is 2 m lang en 1 m breed (2D model, waarbij de breedte van de cel geen invloed heeft op de berekeningsresultaten, omdat de stroming evenwijdig is aan de modelgrenzen). De grondwaterstand wordt dus op 1, 3, 5 enz. m van de boezem berekend. Voor de peilbuis op 10 m is rechtlijnig geïnterpoleerd tussen 9 en 11 m afstand. De dikte van de deklaag (d) voor iedere raai is ontleend aan de sondeergegevens. De uitgangspunten voor de berekening zijn weergegeven in Tabel 4.1.



Figuur 4.2 Het overzicht van het ModFlow model (niet geschaald)

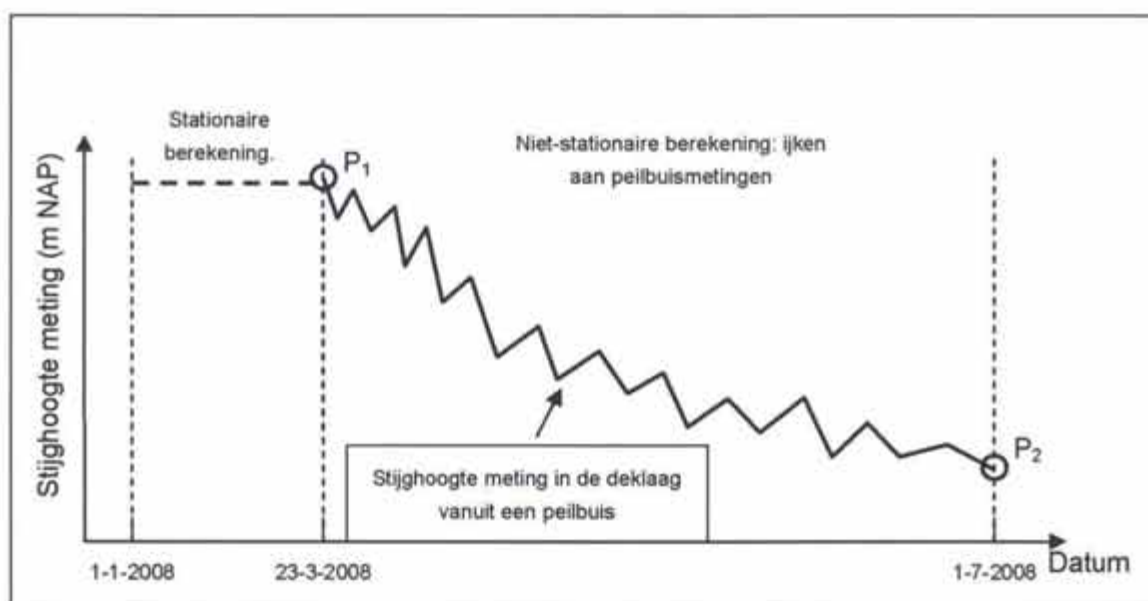
Locatie	d (m) / o.k. deklaag	L (m)
Winsum-Oost	10,0 / NAP -9 m	1050
Winsum-West	11,0 / NAP -10 m	1200
Warffum-Noord	12,5 / NAP -11 m	800
Warffum-Zuid	12,5 / NAP -11 m	980
Baflo-Oost	10,0 / NAP -8 m	1780
Baflo-West	9,0 / NAP -8 m	1696
Mensingeweer-Oost	16,0 / NAP -15 m	870
Mensingeweer-West	16,0 / NAP -15 m	472
Den Andel	18,5 / NAP -17 m	380
Eenrum	17,5 / NAP -16 m	1080

Tabel 4.1 Uitgangspunten van de geohydrologische berekening

De in Tabel 4.1 genoemde uitgangspunten betreffen de raaien waar de metingen van Tauw beschikbaar zijn. In alle gevallen wordt met dezelfde, hierboven beschreven, basis modellering van de analyse gewerkt. In een enkel geval is echter een kruisende kleine sloot aanwezig (bijv. Winsum West) of loopt er op enige afstand een watergang parallel aan de raai (Baflo Oost). Doordat het effect van hiervan ook in de meetgegevens aanwezig is waaraan wordt geijkt, zie ook paragraaf 4.5, wordt het effect hiervan op de nauwkeurigheid van de resultaten verwaarloosd. Tevens is de afstand in het algemeen dusdanig groot dat ze buiten het echte invloedsgebied vallen dat circa 25 m blijkt te zijn, zie ook Tabel 4.3.

4.5 Ijking berekeningsmodel aan meetreeksen

De stijghoogte in de deklaag (zie Figuur 4.2) is geijkt aan de historische meetreeksen in de deklaag. Daarvoor zijn de metingen in de zomerperiode van 2008 (23-3-2008 t/m 1-7-2008) gekozen aangezien in deze periode de grootste verschillen (droge en natte periode) zijn opgetreden. Er zijn een stationaire en een niet-stationaire berekening uitgevoerd. Figuur 4.3 toont de werkwijze voor de ijking betreffende de stationaire en niet-stationaire berekeningen.



Figuur 4.3 Werkwijze voor de ijking.

De stijchoogte P1 wordt geacht het (stationaire) resultaat te zijn van het -gemiddelde-neerslag overschot (neerslag-verdamping) in de periode 1-1-2008 t/m 23-3-2008. Vervolgens is het verloop in de periode 23-3-2008 t/m 1-7-2008 gesimuleerd, waarbij het actuele neerslag overschot in die periode ingevoerd.

De verticale k-waarde is in het model (arbitrair) gelijk aan de horizontale k-waarde gesteld. Als er sprake is van gelaagdheid wordt vaak aangenomen dat $K_h > K_v$. In dit geval is het bovenste deel van het kleipakket in veel gevallen echter vette klei waarin nauwelijks beter doorlatende laagjes zitten. Voor de diepere lagen (onder de bodem van de watergang) is het onderscheid K_h , K_v minder van belang. Met de aanname $K_h = K_v$ bleek een goede fit in het model te kunnen worden verkregen. Dit is daarom verder aangehouden.

De uit de ijking volgende doorlatenheden van de deklaag (k-waarden) zijn weergegeven in Tabel 4.2.

Ten slotte is, zowel voor de natte als de droge periode de berekening herhaald met een gereduceerd boezempeil (0,15 m verlaging). Uit de berekeningsresultaten blijkt de invloed van peilverlaging in droge en natte omstandigheden nagenoeg gelijk. De resultaten van de droge periode zijn als maatgevend te beschouwen ten aanzien van zettinggedrag aangezien hierbij de hoogste terreinspanningen aanwezig zijn.

Locatie	k-waarde van deklaag (m/dag)
Winsum Oost	0,00825
Winsum West	0,0005
Warffum Noord	0,001
Warffum Zuid	0,001
	0,006
Baflo West	0,0001
Mensingeweer Oost	0,0125
Mensingeweer West	0,0125
Den Andel	0,005
Eenrum	0,009

Tabel 4.2 Berekende k-waarde van de deklaag vanuit de niet-stationaire berekening

4.6 Samenvatting berekeningsresultaten 0,15 m boezempeilverlaging

In Tabel 4.3 zijn de berekende verlagingen van de grondwaterstand samengevat voor een boezempeilverlaging van 0,15 m. In de tabel zijn de resultaten voor de maatgevende droge periode weergegeven, dus ten opzichte van de verwachte jaarlijks optredende laagste grondwaterstand.

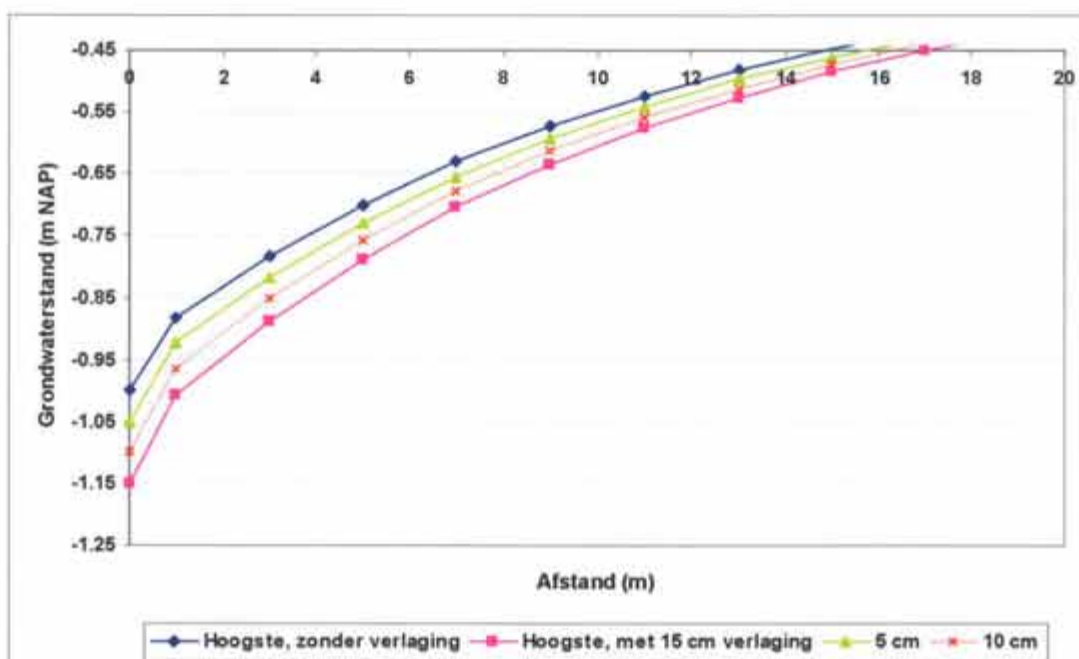
Berekende verlagingen v/h freatisch vlak bij 0,15 m boezempeilverlaging				
Raai	Afstand tot boezemwater m]			
	1	5	10	25
Winsum-Oost	0,11	0,06	0,03	0,003
Winsum-West	0,11	0,06	0,03	0,004
Warffum-Zuid	0,12	0,07	0,04	0,006
Warffum-Noord	0,12	0,07	0,04	0,006
Baflo-Oost	0,11	0,05	0,02	0,002
Baflo-W	0,10	0,05	0,02	0,002
Mensingeweer-Oost	0,12	0,08	0,05	0,013
Mensingeweer-West	0,12	0,08	0,05	0,012
Den Andel	0,13	0,09	0,06	0,02
Eenrum	0,13	0,09	0,06	0,02

Tabel 4.3 Berekende verlagingen van het freatisch vlak (m) als gevolg van 0,15 m boezempeilverlaging

4.7 Boezempeilverlagingen van 0,05 en 0,10 m

Gebaseerd op de berekende effecten van de boezempeilverlaging van 0,15 m wordt verwacht dat voor de peilverlagingen van 0,05 en 0,10 m een lineair verband aangehouden mag worden tussen boezempeilverlaging en invloed op de omgeving.

Als toetsing is voor één van de meetreeksen de berekening uitgevoerd voor een verlaging van het boezempeil met 0,05 m en met 0,10 m voor Eenrum. De resultaten van deze analyse zijn weergegeven in Figuur 4.4.



Figuur 4.4 Effect verschillende peilverlagingen Eenrum

Uit de in Figuur 4.4 gepresenteerde resultaten voor Eenrum blijkt dat, voor de hier beschouwde peilverlagingen van 0,05 - 0,15 m, inderdaad een nagenoeg lineair verband bestaat tussen boezempeilverlaging en invloed op de omgeving. Dit lineaire verband is voor het gehele gebied aangehouden.

Opmerking: in deze paragraaf is gekeken naar de lineariteit tussen boezempeilverlaging en verlagingen van het grondwater. Het is daarbij niet zo relevant of dit uitgaande van het hoge of het lage peil is; beide zijn lineair. Hier is gekozen voor de verlagingen t.o.v. de hoge stand.

4.8 Conclusies geohydrologische analyses

Uit de berekeningen blijkt dat het invloedsgebied van de peilverlaging voor de onderzochte meetraaien relatief beperkt is. Op 25 m afstand van de boezem is meestal sprake van een verlaging van enkele millimeters tot maximaal 2 centimeter.

Aangezien alle 10 de meetraaien zijn geanalyseerd en bij elke voorkomende woonkern in het gebied ten minste 1 raai aanwezig is kan worden geconcludeerd dat het gebied waar woningen beïnvloed kunnen worden door de peilverlaging beperkt van grootte is.

De mate waarin de kans op schade aan een gebouw binnen dit gebied wordt beïnvloedt wordt in de komende hoofdstukken uitgewerkt.

5 Uitgangspunten zakkingsanalyses

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de uitgangspunten van de zettingsanalyses beschreven. Tevens wordt ingegaan op de methodiek voor de bepaling van de toename van de kans op schade aan bestaande bebouwing.

5.2 Zettingstheorie

Voor de modellering van het gedrag van de ondergrond is gebruik gemaakt van de logaritmische samendrukkingswet van Terzaghi:

$$Z = \frac{H}{C'} \ln \left(\frac{p + \Delta p}{p} \right) \quad (5.1)$$

waarin:

Z = samendrukking van de laag [m]

H = dikte van de laag [m]

p = spanning in de laag [kPa]

Δp = toename van de spanning in de laag [kPa]

C' = samendrukingscoëfficiënt

5.3 Zettingen en schadekansen t.g.v. het gebouwgewicht

Het bepalen van de huidige kans op schade is gebaseerd op het eigen gewicht van het gebouw en kan geheel volgens de methode zoals die is beschreven in paragrafen B3, B4 en B worden gedaan.

In principe ontstaan tijdens de bouw van een woning al zakkingen en bij een staalfundering op samendrukbare grond zullen die zakkingen in de loop van de tijd nog verder toenemen. Voor het deel van de zakkingen dat tijdens de bouw optreedt geldt dat dit maar in beperkte mate bijdraagt aan de kans op schade. Immers: op elk moment geldt dat het deel van de woning dat nog moet worden gebouwd de reeds opgetreden zettingen niet ondergaat. Daarnaast zijn sommige onderdelen, zoals metselspecie, in het begin flexibeler dan later en dus is het geheel tijdens de bouw minder schadegevoelig dan op basis van de standaardcriteria zou worden gevonden. Dit alles is in de analyses verwerkt door slechts het na de bouw optredende deel van de eigengewichtszakkingen in de analyses mee te nemen.

Voor wat betreft de doorlatendheid van de bodem geldt dat de doorlatendheid en de consolidatiecoëfficiënt, die de snelheid bepaald waarmee de zettingen optreden, zijn gekoppeld. Er geldt:

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} = \frac{k \cdot E}{\gamma_w} \quad (5.2)$$

Hierin is:

- c_v = Consolidatiecoëfficiënt [m^2/s]
- k = Doorlatendheid van de grond [m/s]
- γ_w = Volumieke gewicht van water = 10 [kN/m^3]
- m_v = Samendrukbaarheid(coëfficiënt) [m^2/kN]
- E = Elasticiteitsmodulus E [kPa] (volgens [NEN 6740 2006] voor klei: 1000 - 5000 [kPa])

5.4 Zettingen en schade kansen t.g.v. gebouwgewicht + peilverlaging

Voor het bepalen van het effect van een peilverlaging op de kans op schade aan bebouwing dienen de volgende stappen te worden uitgevoerd:

- Bepalen van de huidige kans op schade.
- Bepalen van de kans op schade na optreden van de peilverlaging.
- Bepalen van de toename van de kans op schade ten gevolge van de peilverlaging.

Het bepalen van de huidige kans op schade is gebaseerd op het eigen gewicht van het gebouw is in de voorgaande paragraaf behandeld.

Voor het effect van een relatieve peilverandering is van belang dat de belasting op de ondergrond ten gevolge van het gewicht van het gebouw in de analyses is meegenomen. Doordat hierdoor een hogere spanning aanwezig is onder de fundering dan op enige afstand daarnaast is het effect van een spanningsverhoging ten gevolge van een grondwaterstandsverandering kleiner. Dit komt doordat de verandering *relatief* lager is en voor de zettingen is de verhouding van de spanningstoename met de oorspronkelijke spanning bepalend. De zettingen van een gebouw ten gevolge van een peilverandering zijn daardoor kleiner dan de maaiveldzetting.

Voor het bepalen van de schade kansen door bijdragen aan de zakking ten gevolge van het eigen gewicht

$$(\Delta_F = \frac{F}{k})$$

en de zakking ten gevolge van een peilverandering

$$(\Delta_P = \frac{P}{K})$$

kan de totale zakking worden geschreven als:

$$\Delta_i = \frac{F_i}{k_i} + \frac{P_i}{K_i} \quad (5.3)$$

daaruit volgt dat

$$\frac{\partial \Delta_i}{\partial F_i} = \frac{1}{k_i}, \quad \frac{\partial \Delta_i}{\partial k_i} = -\frac{F_i}{k_i^2}, \quad \frac{\partial \Delta_i}{\partial P_i} = \frac{1}{K_i} \quad \text{en} \quad \frac{\partial \Delta_i}{\partial K_i} = -\frac{P_i}{K_i^2} \quad \text{en dus:} \quad (5.4)$$

$$\sigma_{\Delta_i} = \sqrt{\left(\frac{1}{k_i}\right)^2 \cdot \sigma_{F_i}^2 + \left(-\frac{F_i}{k_i^2}\right)^2 \cdot \sigma_{k_i}^2 + \left(\frac{1}{K_i}\right)^2 \cdot \sigma_{P_i}^2 + \left(-\frac{P_i}{K_i^2}\right)^2 \cdot \sigma_{K_i}^2 + 2 \cdot \left(-\frac{F_i}{k_i^2}\right) \cdot \left(-\frac{P_i}{K_i^2}\right) \cdot \sigma_{k_i} \cdot \sigma_{K_i} \cdot \rho(k_i, K_i)} \quad (5.5)$$

De laatste term in deze vergelijking heeft betrekking op de correlatie tussen de stijfheid van de fundering en de stijfheid van de ondergrond. Aangezien het dezelfde grond betreft is er duidelijk sprake van een correlatie tussen beide stijfheden. Er wordt verder uitgegaan van het ontbreken van correlatie tussen de kracht en de stijfheid en de krachten onderling.

Dat betekent dat $\rho(F, P) = \rho(P, F) = \rho(F, k) = \rho(k, F) = \rho(P, k) = \rho(k, P) = \rho(F, K) = \rho(K, F) = \rho(P, K) = \rho(K, P) = 0$. Alleen $\rho(k, K)$ en $\rho(k, P)$ hebben een (zelfde) waarde. De grootte van deze correlatiecoëfficiënt ρ varieert tussen 1 (volledig gecorreleerd) en 0 (volledig ongecorreleerd).

Dit geeft:

$$\sigma_{\Delta_i} = \sqrt{\frac{\sigma_{F_i}^2}{k_i^2} + \frac{F_i^2}{k_i^4} \cdot \sigma_{k_i}^2 + \frac{\sigma_{P_i}^2}{K_i^2} + \frac{P_i^2}{K_i^4} \cdot \sigma_{K_i}^2 + 2 \cdot \left(\frac{F_i}{k_i^2}\right) \cdot \left(\frac{P_i}{K_i^2}\right) \cdot \sigma_{k_i} \cdot \sigma_{K_i} \cdot \rho(k_i, K_i)} \quad (5.6)$$

Algemeen geldt:

$$V_F = \frac{\sigma_F}{\mu_F}, \quad V_k = \frac{\sigma_k}{\mu_k} \quad \text{en} \quad V_P = \frac{\sigma_P}{\mu_P}, \quad V_K = \frac{\sigma_K}{\mu_K} \quad \text{en dus} \quad (5.7)$$

$$\sigma_F = V_F \cdot \mu_F, \quad \sigma_k = V_k \cdot \mu_k \quad \text{en} \quad \sigma_P = V_P \cdot \mu_P, \quad \text{en} \quad \sigma_K = V_K \cdot \mu_K \quad (5.8)$$

Invullen van (5.8) in (5.6) en bedenkend dat $F/k = \Delta_F$ en $P/K = \Delta_P$ in feite staan voor de gemiddelde waarden μ_k en μ_P geeft:

$$\sigma_{\Delta_i} = \sqrt{\left(\frac{V_F^2 \cdot \mu_F^2}{\mu_k^2} + \frac{\mu_F^2}{\mu_k^4} \cdot V_k^2 \cdot \mu_k^2 + \frac{V_P^2 \cdot \mu_P^2}{\mu_K^2} + \frac{\mu_P^2}{\mu_K^4} \cdot V_K^2 \cdot \mu_K^2 + 2 \cdot (\Delta_F \cdot \Delta_P) \cdot V_k \cdot V_K \cdot \rho(k_i, K_i)\right)} \quad (5.9)$$

Ofwel

$$\sigma_{\Delta_i} = \sqrt{\left(\frac{\mu_F^2}{\mu_k^2} \cdot (V_F^2 + V_k^2) + \frac{\mu_P^2}{\mu_K^2} \cdot (V_P^2 + V_K^2)\right) + 2 \cdot (\Delta_F \cdot \Delta_P) \cdot V_k \cdot V_K \cdot \rho(k_i, K_i)} \quad (5.10)$$

invullen van $\Delta_F = \frac{F_i}{k_i} = \frac{\mu_F}{\mu_k}$ levert nu:

$$\sigma_{\Delta_i} = \sqrt{\Delta_F^2 \cdot (V_F^2 + V_k^2) + \Delta_P^2 \cdot (V_P^2 + V_K^2) + 2 \cdot (\Delta_F \cdot \Delta_P) \cdot V_k \cdot V_K \cdot \rho(k_i, K_i)} \quad (5.11)$$

Voor de standaardafwijking van het hoekverdraaiingsverschil geldt (zie vergelijking (A.10)):

$$\sigma_{\theta} = \sqrt{\frac{6}{L^2} \cdot \sigma_{\Delta_i}^2} = \sqrt{\frac{6}{L^2}} \cdot \sigma_{\Delta_i} \quad (5.12)$$

invullen van (5.11) geeft:

$$\sigma_{\theta} = \sqrt{\frac{6}{L^2} \cdot \left(\Delta_F^2 \cdot (V_F^2 + V_K^2) + \Delta_P^2 \cdot (V_P^2 + V_K^2) + 2 \cdot (\Delta_F \cdot \Delta_P) \cdot V_K \cdot V_K \cdot \rho(k_i K_i) \right)} \quad (5.13)$$

In principe kan de variatiecoëfficiënt van de stijfheid voor de gebouwbelasting en die voor een belasting ten gevolge van een peilverlaging verschillen doordat het invloedsgebied van beide belastingen verschilt. De verwachting is, naar mate een grotere diepte een rol speelt verschillen meer worden uitgemiddeld. Dat zou betekenen dat de variatiecoëfficiënt voor het geval van een peilverlaging kleiner is dan bij de gebouwbelasting. Omdat hier weinig van bekend is wordt voor beiden hier dezelfde waarde aangehouden. Voor het effect van een peilverandering is dit mogelijk dus conservatief.

5.5 Gehanteerde schadecriteria

Voor het bepalen van de mogelijkheid van het optreden van schade aan gebouwen door bodemdaling bestaat in Nederland geen norm. De Nederlandse norm [NEN 6740 2006] stelt wel grenzen aan de relatieve rotatie en/of de horizontale rek. Deze norm stelt dat de scheefstand en/of relatieve rotatie niet meer dan 1:300 mag zijn.

Deze norm geldt niet voor bestaande bebouwing. De rotaties die voor bestaande bebouwing toelaatbaar zijn, zijn namelijk afhankelijk van de aard en staat van de bebouwing en de fundering. In dit geval, waarbij de huidige staat in de analyses wordt meegenomen, kan deze norm dus toch worden toegepast.

Voor de beoordeling op het optreden van schade wordt in dit rapport uitgegaan de waarden zoals vermeld in [Boscardin & Cording 1989], zie ook figuur C1 uit de Bijlagen. Dit levert de waarden uit Tabel 5.1.

Gehanteerde schadecriteria	
Hoekverdraaiingsverschil	Type schade
1/1000	licht
1/300	matig

Tabel 5.1 Gehanteerde schadecriteria bij de toetsing

5.6 Variatiecoëfficiënt van de belasting en de ondergrond

Voor de variatiecoëfficiënten van de stijfheid van de bodem en de belasting is in beide gevallen gewerkt met de waarde 0,1. Een onderbouwing hiervan wordt gegeven in Bijlage B10.

5.7 Kwaliteit van de fundering

De kwaliteit van de fundering wordt bepaald door diverse zaken, zoals:

- Het al dan niet aanbrengen van een grondverbetering.
- De kwaliteit van de grondverbetering met name voor wat betreft de samendrukbaarheid.

- De breedte van de funderingsstrook, dit heeft invloed op de funderingsdruk en dus een relatie met de belasting.

De kwaliteit van de fundering is, in verband met het bovenstaande, verwerkt in zowel de variatiecoëfficiënt van de ondergrond als van de belasting. De gehanteerde waarden zijn weergegeven in Tabel 5.2. Deze waarden zijn min of meer arbitrair gekozen. Enige onderbouwing van de factoren bij de standaardafwijkingen wordt gevonden in NEN 3650-1:2003. In deze norm worden voor leidingen uitvoeringszakingsverschillen gegeven, zie paragraaf C.4.7.2. Uitgaand van een leiding met een diameter van 0,6 m bedraagt de verhouding van het uitvoeringszakingsverschil tussen niet goed en goed verdicht circa een factor 2.

Aangezien de totale zakking bestaat uit samendrukking én uitvoeringszakking is het effect van de uitvoering op het geheel maximaal de in de norm genoemde factor 2 maar bij een bijdrage door alleen samendrukking aan de totaalzakking minder dan 2. In dit geval wordt gekeken naar woningen op een ondergrond die bestaat uit klei en zal er dus sprake zijn van samendrukking van de bodem. De gebruikte waarden geven daarom een iets kleiner verschil dan een factor 2.

Effect kwaliteit van de fundering			
Kwaliteit fundering	Zakking	σ_F	σ_K
Goed	Uniform, klein	- 0,025	- 0,025
Normaal	Variabel, normaal	+ 0,0	+ 0,0
Slecht	Sterk variabel, groot	+ 0,025	+ 0,025

Tabel 5.2 Effect kwaliteit van de fundering

Opgemerkt wordt nog dat bij de inspectie is gebleken dat die bebouwing in het algemeen in een goede tot zeer goede staat verkeerd. Dit duidt op de aanwezigheid van ten minste een "normale" en vermoedelijk veel goede funderingen. Slechte funderingen lijken op basis van de staat van de bebouwing weinig tot niet voor te komen. Voor de volledigheid wordt dit aspect wel meegeanalyseerd maar bij de boordeling van de resultaten zal rekening worden gehouden met de geconstateerde goede staat van de bebouwing, die de toename van de kans op schade sterk beperkt.

5.8 Lengteschalen van de gebouwen

In de analyses is in alle gevallen gewerkt met een karakteristieke lengteschaal L van het gebouw gelijk aan 6 m. Dat betekent dat de lengte van de zijmuur, in de hier uitgevoerde analyses, gelijk is aan 12 m. Deze waarde is gebaseerd op eerder onderzoek in Oude Pekela [GeoDelft 2007].

5.9 Stijfheid van de bodem

Voor de stijfheid van de bodem waarbij is uitgegaan van de conuswaarden zoals die zijn weergegeven in de relevante sondeergrafieken. De conusweerstand is door middel van correlaties, zoals die worden genoemd in CUR 91-7 vertaald naar samendrukbaarheid van de bodem. Uitgegaan is van de CUR 91-7 omdat die waarden geeft die overeenkomen met verwachtingswaarden. De in de geotechniek ook veel toegepaste tabel 1 van [NEN 6740 2006] geeft ontwerpwaarden die voor heel Nederland toepasbaar moeten zijn en aan de veilige kant moeten zijn. Toepassen van de daarin genoemde waarden levert voor bestaande situaties dus een overschatting van de zettingen op en daarmee een overschatting van de kans op schade. De toegepaste waarden uit de CUR, die meer overeen komen met

verwachtingswaarden, leveren, mede kijkend naar de staat van de aanwezige bebouwing in de bestaande situatie vóór de peilverlaging, veel reëlere schadekansen op.

Volgens CUR Vuist- en rekenregels kan voor pure klei worden aangehouden:

$$C' = \frac{q_c}{\beta p} = \frac{q_c}{0,6 p}$$

waarin:

- p spanning in laag [kPa]
 q_c conusweerstand [kPa]
 C' samendrukkingscoëfficiënt

Dit levert voor dit project de waarden op die zijn weergegeven in Tabel 5.3:

Correlatie C' met q_c		
Diepte	Grondsoort=klei	Grondsoort=veen
Ondiep (enkele meters)	$C' = q_c/15$	$C' = q_c/30$
Diep (> 5 m)	$C' = q_c/50$	$C' = q_c/100$

Tabel 5.3 Correlatie C' met q_c

In Bijlage 8A is per raai aangegeven met welke samendrukkingswaarden is gerekend.

5.10 Bepaling gedrag fundering

Voor de fundering is steeds een fundering op staal aangehouden. De breedte van de fundering is 1 m met een aanlegniveau van 1 m onder maaiveld. Voor de (additionele) funderingsbelasting is 30 kPa aangehouden.

De ondergrond ter plaatse is samendrukbaar zodat er reeds tijdens de bouw een zetting van de fundering is opgetreden. Nadat de bouw gereed was is dit zettingsproces doorgegaan. Als voor de bouw een periode van 100 dagen wordt aangehouden is op basis van de samendrukkingsformules van Koppejan een schatting van de zetting na het gereed komen van de bouw te maken. In tegenstelling tot de voorgaande formule van Terzaghi waarbij er één zettingsparameter C' wordt gebruikt, kent de formule van Koppejan twee parameters

$$Z = \left(\frac{H}{C_p} + \frac{H}{C_s} \log(t) \right) \ln \left(\frac{p + \Delta p}{p} \right)$$

waarin:

- Z samendrukking laag [m]
H dikte laag [m]
p spanning in laag [kPa]
 Δp toename spanning in laag [kPa]
t tijd [dagen]
 C_p primaire samendrukkingscoëfficiënt
 C_s secundaire samendrukkingscoëfficiënt

Afhankelijk van de grondsoort is de verdeling tussen de primaire en secundaire samendrukkingcoëfficiënt redelijk constant voor enkele grondsoorten geldt (op basis van grondparameters conform Tabel 1 [NEN 6740 2006]):

- Zand; hierbij treedt de zetting direct op en er is er dus geen secundaire samendrukking.
- Veen; hierbij is de secundaire zetting maximaal en treedt de helft van de zetting direct op (=primair) en de andere helft in de loop van de tijd (=secundair).
- Klei; hierbij ligt het zettingsgedrag tussen dat van zand en veen. Driekwart van de zetting gebeurt direct (=primair) en een kwart in de loop van de tijd (=secundair).

Aangezien veen te slap is om op te funderen en zand te optimistisch is voor de modellering van de ondergrond, wordt uitgegaan van klei, hiervoor geldt volgens [NEN 6740 2006] een 75%-25% verdeling tussen primair en secundair. Dit is bij de analyses aangehouden.

Voor de tijd is het in de geotechniek gebruikelijk om 10000 dagen, ofwel 27 jaar als eindtijd aan te houden. Als de zetting niet wordt beperkt door de verhinderde afstroming van water (consolidatie) is de grootte van de zetting (voor klei):

- | | |
|------------------|-------------------------|
| • Na 1 dag | 75% van de eindzetting |
| • Na 10 dagen | 83% van de eindzetting |
| • Na 100 dagen | 88% van de eindzetting |
| • Na 1000 dagen | 94% van de eindzetting |
| • Na 10000 dagen | 100% van de eindzetting |

Als we voor de bouw ca. 100 dagen aanhouden zal na de bouw nog 100-88 = 12 % van de zetting optreden.

Een zetting van de ondergrond kan pas optreden als het grondwater uit de poriën is geperst. De tijd die nodig is om vrijwel al het water uit de poriën te persen is de consolidatietijd:

$$t_{99} = \frac{2h^2}{c_v}$$

waarin:

- | | |
|----------|---|
| t_{99} | consolidatie tijd (99%) [s] |
| c_v | consolidatiecoëfficiënt [m^2/s] |
| h | afstrooilenkte [m] |

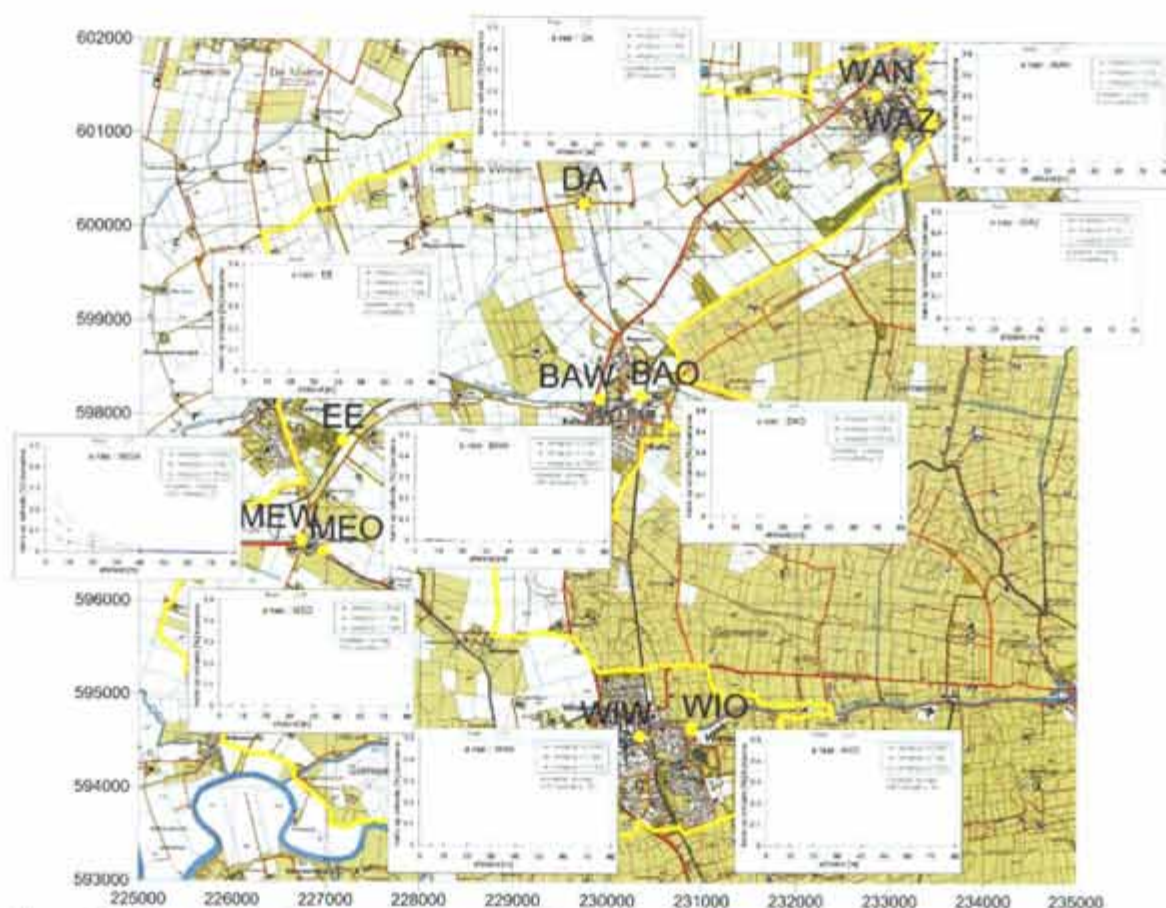
In Bijlage E is met Plaxis berekeningen nagerekend welk percentage van de zettingen reeds tijdens de bouw is opgetreden. Voor een conservatief geval wordt 65 % berekend, dat betekent dat nog maximaal 35 % na de bouw op zal treden. Bij de analyses is daarom uitgegaan van 15, 25 en 35% restzetting na de bouw.

6 Berekeningsresultaten

6.1 Zettingen en schadekansen

Gebaseerd op de in het vorige hoofdstuk gegeven invoerparameters en invoerwaarden zijn analyses uitgevoerd naar zowel de huidige kans op schade als de kans op schade na doorvoeren van de peilverlaging. Het verschil van deze waarden levert de toename van de kans op schade ten gevolge van het doorvoeren van de peilverlaging.

In Figuur 6.1 is een overzichtskaart gegeven waarin de toename van de kans op schade voor de normale situatie (verwachtingswaarde bodemstijfheid en normale kwaliteit fundering) voor de 10 raaien is weergegeven. Per raai is een grafiek gepresenteerd met daarin de toename van de schadekans, gebaseerd op het overschrijden van een relatieve rotatie van 1:300.



Figuur 6.1 Overzichtskaart toename schadekansen 2^e schil bij relatieve peilverlagingen van 0,05 tot 0,15 m

Op de schaal van Figuur 6.1 zijn de bijschriften van de daarin weergegeven grafieken vrij klein. Het is daarom wellicht goed te weten dat op de horizontale as de afstand tot de boezem wordt weergegeven terwijl op de verticale as de toename op de kans op schade is weergegeven in procenten. Uit deze Figuur blijkt dat het effect van de peilverlagingen op de schadekans beperkt is. Alleen bij Mensingeweer is sprake van een lichte toename van de kans op schade. De toename is maximaal (bij een peilverlaging van 0,15 m) circa ¼ procent. Dat is in de praktijk verwaarloosbaar.

Voor gebouwen met een slechte fundering op een slechte locatie kan de berekende toename van de kans op schade oplopen tot maximaal enkele procenten. Uit de inspecties is gebleken dat de algemene staat van de bebouwing goed is, hetgeen duidt op de aanwezigheid van goede, of op zijn minst "normale" funderingen. Ook daarom wordt de peilaanpassing toelaatbaar geacht.

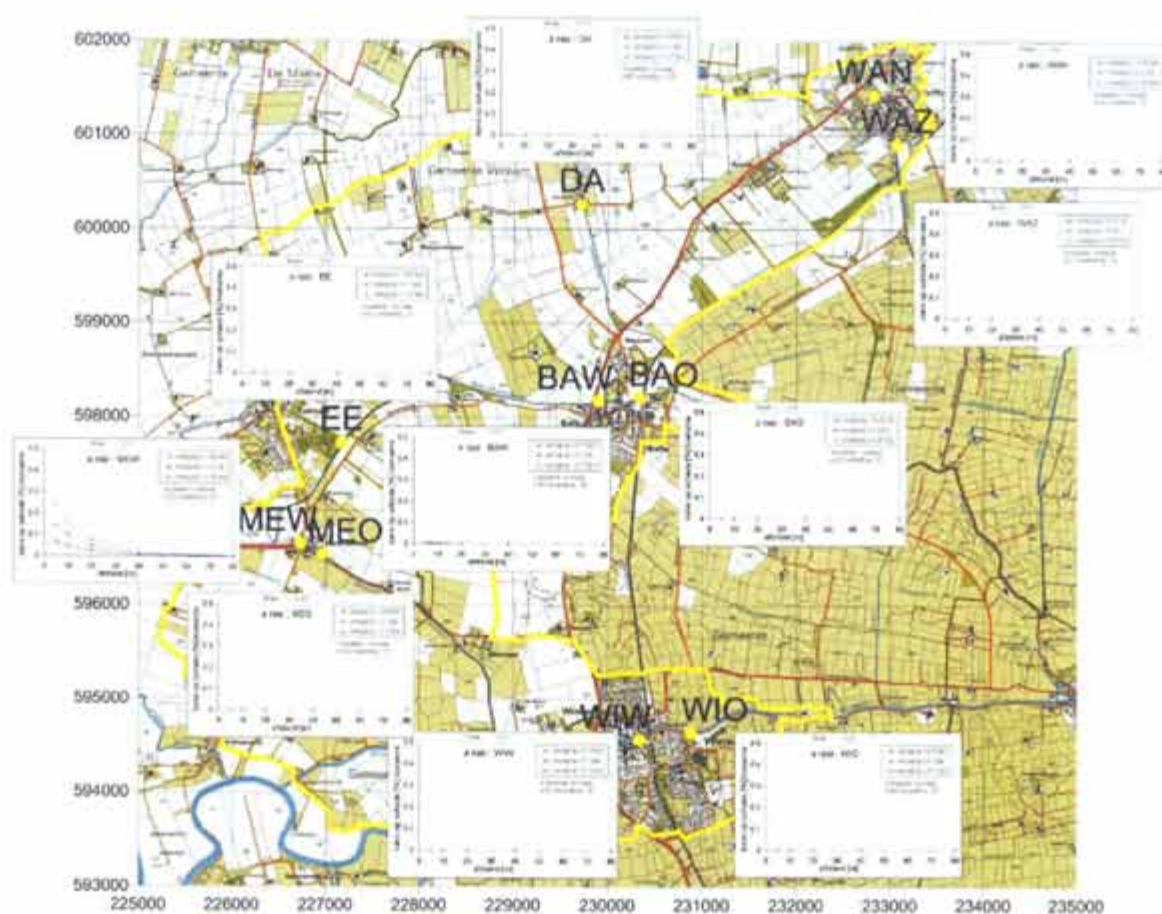
Indien ook het geval van relatieve rotaties van 1:1000 wordt uitgewerkt levert dit op een aantal locaties, zie hiervoor Bijlage F3, kan, een toename van de kans op zeer lichte tot lichte schade op van enkele procenten. Het betreft dan panden die zich op zeer geringe afstand van de boezem bevinden. Aangezien dit een relatief klein deel van de totale woninghoeveelheid betreft is dit ook acceptabel aangezien, als er al gerepareerd dient te worden, reparatie van deze schade een beperkt budget zal vergen. De reden voor het uitvoeren van deze analyses is dat 1:1000 de grens vormt voor het optreden van lichte schade. Dat wil zeggen scheuren tot 1 mm. Dit zijn in de praktijk scheuren die een bewoner gaat waarnemen.

Dit resultaat is aannemelijk wanneer bedacht wordt dat:

- De variatie tussen winter en zomer niveau van de grondwaterstanden, gebaseerd op metingen van de 10 raaien, in de situatie voor de peilverlaging, afhankelijk van de locatie, al maximaal circa 0,7 tot 1,9 m is geweest. Dit is aanzienlijk meer dan de peilverlaging die 0,05-0,15 m bedraagt (en op enige afstand van de watergangen slechts gedeeltelijk doorwerkt in de grondwaterstanden).
- Het aanbrengen van een betegeling, bijvoorbeeld ten behoeve van een terras, een spanningstoename in de ondergrond kan veroorzaken van circa 1,2 kN/m² (uitgaand van een betonnen tegel met een dikte van circa 5 cm en het niet vervangen van aanwezige grond door zand). Dit komt overeen met spanningstoename die het gevolg is van een grondwaterstandsverlaging van circa 0,12 m. Uit ervaring is duidelijk dat dit in het algemeen niet leidt tot schade aan het gebouw waarbij het terras wordt aangelegd.

6.2 Peilverlaging en relatieve peilverlaging

In dit rapport zijn de resultaten gepresenteerd van berekeningen voor het effect op de grondwaterstanden van relatieve peilverlagings van 0,05, 0,10 en 0,15 m. Bij een uitgevoerde/uit te voeren peilverlaging moet, om te komen tot een relatieve peilverlaging nog een correctie plaatsvinden voor de opgetreden bodemdaling. In Figuur 6.2 zijn de relatieve peilverlagings voor het 2^o schil gebied weergegeven voor een peilverlaging van 0,14 m in 2008. Uit deze figuur blijkt dat de peilverlaging alleen in het westen van het 2^o schil gebied, o.a. bij Eenrum, overeenkomt met een relatieve peilverlaging. In het overige gebied is de relatieve peilverlaging kleiner. Bij Warffum is nauwelijks sprake van een relatieve verandering. Dat betekent dat daar ook nagenoeg geen verandering van de grondwaterstand zal optreden vergeleken met de situatie zoals die voor aanvang van de gaswinning was. Voor het tussenliggende gebied, o.a. Baflo en Winsum is maximaal sprake van een relatieve peilverlaging van 0,04 tot 0,08 m.



Figuur 6.2 Overzichtskartaalrelatieve peilverlagingen bij een peilverlaging van 0,14 m in 2008

7 Samenvatting en conclusies

Gebaseerd op de resultaten van de uitgevoerde analyses wordt geconcludeerd dat, voor gebouwen, het effect van een relatieve peilverlaging van 0,05 tot 0,15 m een gebied betreft met een beperkte breedte. Het gebied dat wordt beïnvloed ligt binnen 25 tot maximaal 40 m afstand van de boezem waarin de peilverlaging wordt aangebracht. Zelfs binnen deze smalle strook is het effect in de meeste gevallen, praktisch gezien, verwaarloosbaar voor wat betreft het optreden van extra schade aan aanwezige bebouwing.

Mogelijke uitzonderingen, waaraan in voorkomende gevallen aandacht moet worden besteedt, zijn:

- Gebouwen met gemengde funderingen; bijvoorbeeld gebouwen die gedeeltelijk op palen en gedeeltelijk ondiep op een strook gefundeerd zijn. Vaak zullen dit soort gebouwen hierdoor al schade hebben.
- Gebouwen met houten paalfunderingen waarbij het hout komt droog te vallen.

Op basis van de beschreven schadeverwachting worden relatieve peilverlagingen van 0,05 tot 0,15 m toelaatbaar geacht aangezien die, praktisch gezien, resulteren in een verwaarloosbare toename van de kans op schade voor op staal gefundeerde gebouwen.

8 Literatuur

[Alterra 2006]

Intreeweerstand nader beschouwd. Procesmatig onderzoek naar de relatie tussen de drainageweerstand en de intreeweerstand. Alterra rapport 1350, ISSN 1566-7197.

[Arcadis, 2008]

MER-studie tracé Mensingeweer-Winsum-Groningen.

[Basisrapport 1998]

Basisrapport Casco-funderingsonderzoeken. Panden in de 19^e – eeuwse gordel. Stedelijke Woningdienst Amsterdam. Bureau P/A. 19-05-98, M.J. Oversteegen.

[Boscardin & Cording 1989]

Boscardin, M.D., Edward J. Cording 1989: 'Building response to excavation-induced settlement', Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1, January 1989

[Bijlagte J.L., Luger H.J. 2011]

Het bepalen van schadekansen ten gevolge van meerdere zettingsbijdragen, Geotechniek April 2011

[CUR/COB 2000]

Uitvoeringscommissie L 500: Rekenmodellen ondergronds bouwen
CUR/COB; 2000

[CUR 1991]

Vuist- en rekenregels voor grondconstructies op sterk samendrukbare ondergrond. Inventarisatie literatuur. CUR/COB; 1991

[Commissie Bodemdaling door Aardgaswinning, 1987]

Studieresultaten betreffende ongelijkmatige zakkings in verband met aardgaswinning in de provincie Groningen, Commissie Bodemdaling door Aardgaswinning, 1987

[Deltares, 2008]

Toelaatbaarheid 50 mm relatieve peilverlaging; 414943-0005,

[Deltares 2009]

Peilverlaging in de tweede schil van het waterschap Noorderzijlvest in Groningen, 1001207-003-GEO-0003-sr, December 2009

[GeoDelft, 2007]

Onderzoek effecten peilverlaging Oude Pekela, 414942-0012, Oktober 2007.

[Luger H.J., Bijlagte J.L. 2009]

Cumulative effects on settlement damage to structures, 17th ISSMGE, Alexandria, Egypt. 2009

[NEN 6740 2006]

'Geotechniek TGB 2006, Basiseisen en belastingen'

Nederlands Normalisatie-instituut

[SC-DLO, 1995]

Rapport 318: Oorzaak en preventie van schade aan wegen door vochtonttrekking door bomen. J.W. Bakker, J.J.H. van den Akker, P. Cornelissen, D. Boels.

[Tauw, 2007]

Meetplan monitoring Electraboezem 2^e schil, 27 April 2007.

[Van Tol 1996] Van Tol 1996

Fundering en constructie, dictaat college g 81 TU Delft.

A Overzicht meetraaien

A.1 Inleiding profielen

In het onderzoek dat door Tauw is uitgevoerd [Tauw, 2007] zijn 10 raaien met peilbuizen geplaatst. De peilbuizen zijn door Tauw gedurende een langere periode ingemeten. Om een koppeling met het oppervlaktewater (OW) te kunnen maken zijn ook daarvan de bijbehorende peilen geregistreerd.

Het betreft de raaien:

- Winsum West
- Winsum Oost
- Baflo West
- Baflo Oost
- Mensingeweer West
- Mensingeweer Oost
- Warffum Noord
- Warffum Zuid
- Eenrum
- Den Andel

Deze raaien zijn in deze bijlage weergegeven op plattegronden. Tevens zijn hierbij de locaties van de peilbuizen, de peilbuismetingen en de sondeergrafieken van de firma Hoogveld weergegeven. Al deze gegevens zijn overgenomen uit de Tauw rapportage [Tauw, 2007]. In de omgeving van de raaien is tevens grondonderzoek uitgevoerd bestaande uit een sondering met kleefmeting en waterspanningen. Ook zijn boorbeschrijvingen beschikbaar van het plaatsen van de peilbuizen. Helaas is van de sonderingen niet bekend waar deze zijn uitgevoerd. Ook de maaiveldhoogten zijn niet vastgelegd. Omdat per raai slechts een enkele sondeergrafiek beschikbaar is, is aanvullend archief onderzoek gedaan naar bodemgegevens in de directe nabijheid van de raaien. Bij de uit het archief verkregen sondeergrafieken zijn wel maaiveldhoogten beschikbaar. Dat betekent dat daarmee toch een indruk van de maaiveldhoogte van de raai kan worden verkregen. De spreiding in maaiveldhoogten is echter vaak aanzienlijk zodat de maaiveldhoogte een beperkte nauwkeurigheid heeft.

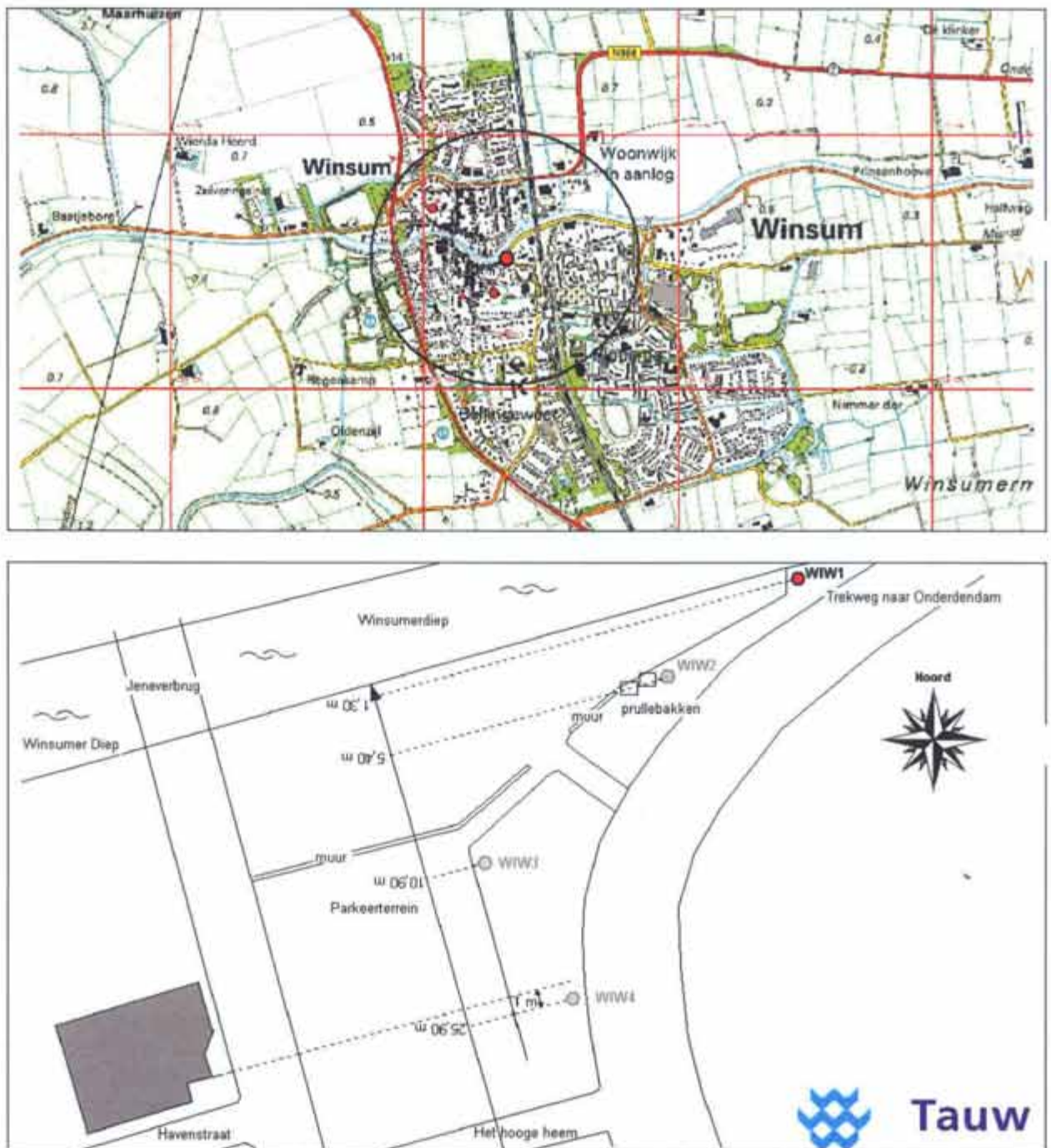
In eerste instantie was het idee van deze 10 raaien er 5 te selecteren om analyses op uit te voeren met betrekking tot te verwachten gebouwszakkingen en kans op schade ten gevolge van de voorziene peilaanpassingen.

Bij vrijwel alle raaien is echter sprake is van een bodemopbouw die slecht, of minder, geschikt is voor het toepassen van staalfunderingen. Dit kan de toepasbaarheid van dit onderzoek beperken aangezien, zowel bij Deltares als bij de Commissie Bodemdaling, niet bekend is of er daadwerkelijk woningen met staalfunderingen voorkomen nabij de betreffende raaien.

A.2 Winsum West

A.2.1 Locatie raai en peilbuizen

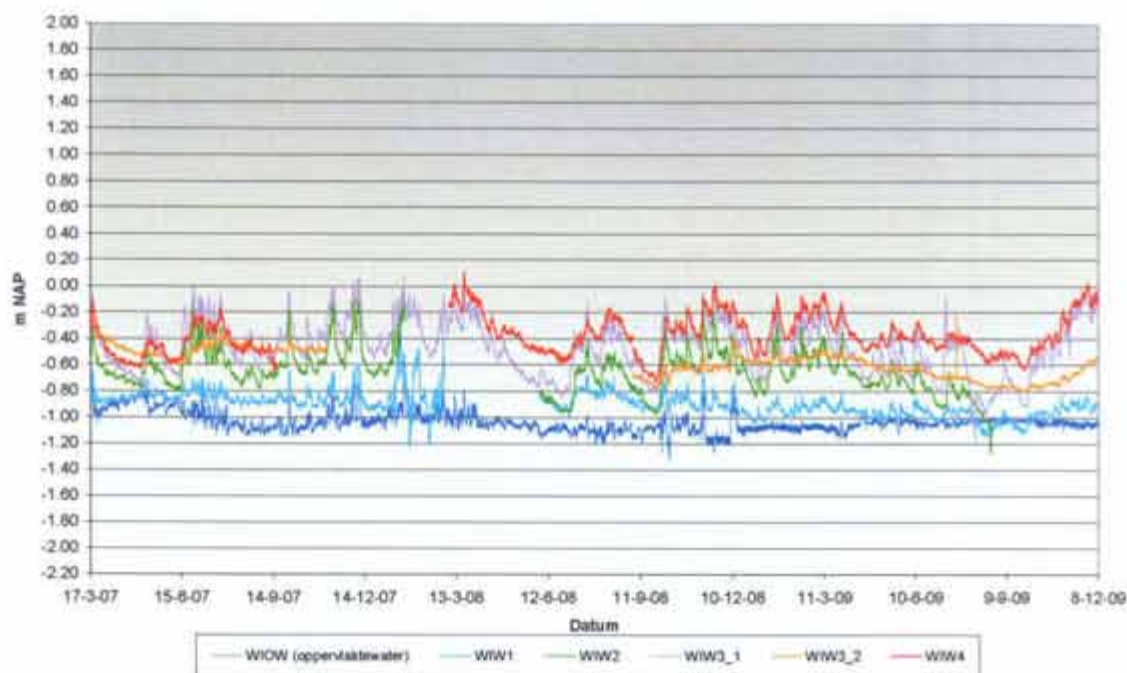
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur A1.



Figuur A.1 Locatie raai en peilbuizen Winsum West

A.2.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur A.2.



Figuur A.2 Meetresultaten peilmetingen Winsum West

Meetreeks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Goed, weinig fluctuatie
1	1,3	Onderbroken reeks, koker
2	5,4	Onderbroken reeks, koker
3	10,9	Goede reeks, straatpot
4	24,9	Onderbroken reeks, straatpot

Tabel A.1 Peilmetingen Winsum West

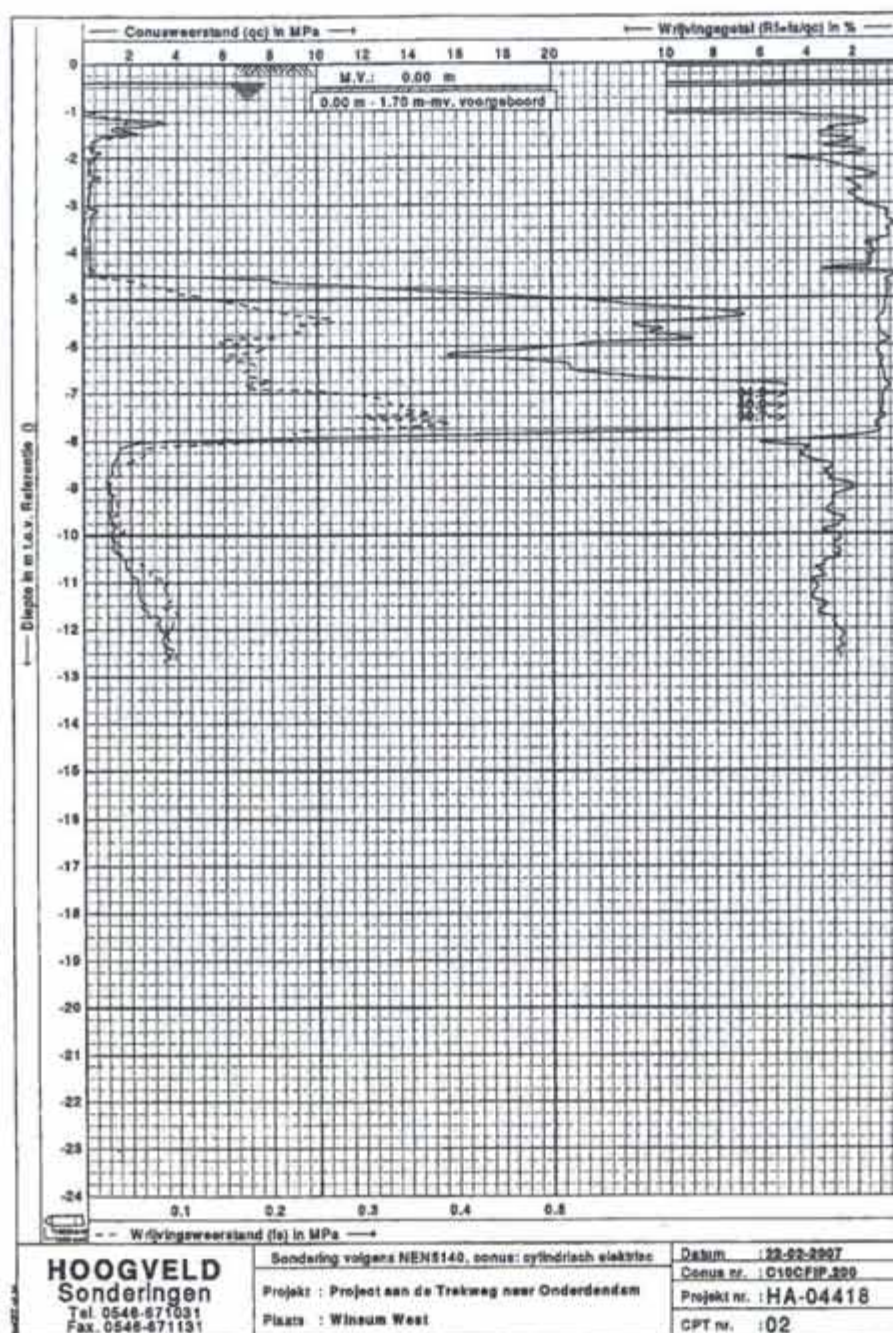
Overige opmerkingen:

- Diep: goed, straatpot.
- Drainagevoorzieningen (incl. riool): onbekend.
- Storende elementen: puin en bestrating.

A.2.3 Bodemgesteldheid

A.2.3.1 Grondonderzoek ten behoeve van de raai

De sondeergrafiek horend bij het raaienonderzoek is weergegeven in Figuur A.3



Figuur A.3 Sondeergrafiek raai Winsum West

A.2.3.2 Overig grondonderzoek in de omgeving van de raai

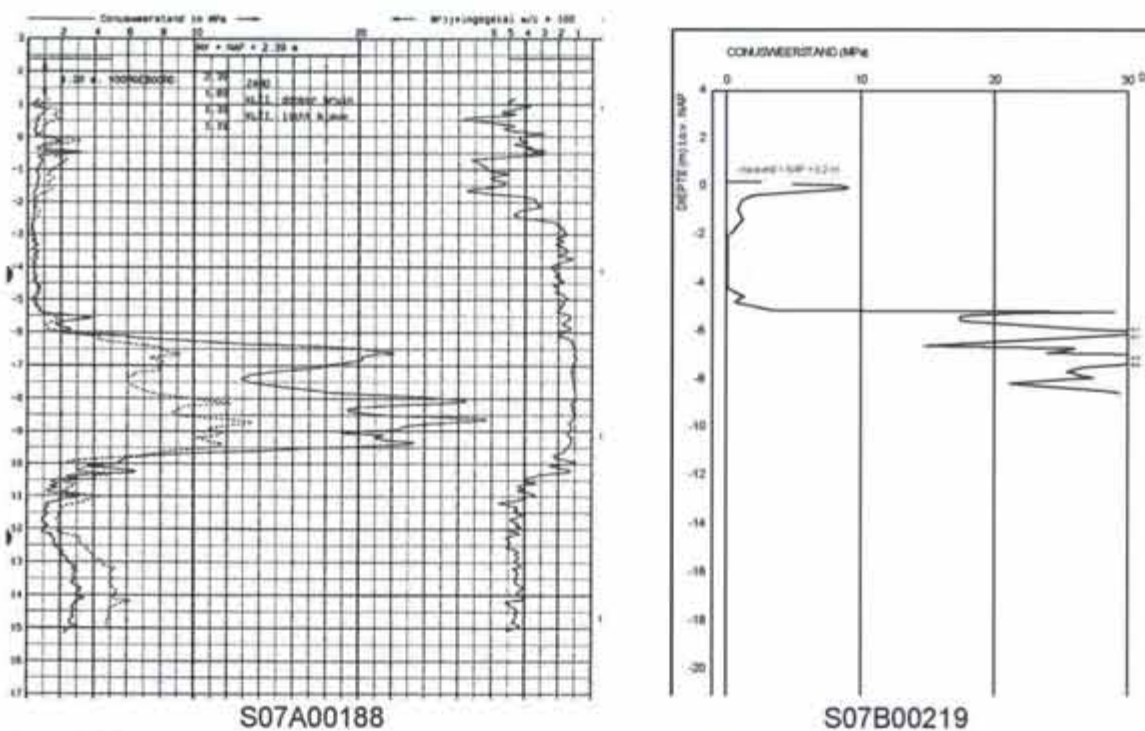
De locaties van in Dino beschikbare sondeergrafieken in de nabijheid van de raai zijn weergegeven in Figuur A.4.



Figuur A.4 Sondeergratie in de nabijheid van de raai Winsum West

★ Locatie Raai

Twee sondeergratie uit de omgeving zijn (niet op dezelfde verticale schaal) weergegeven in Figuur A.5.



Figuur A.5 Enkele sondeergratie uit Dino, nabij de raai Winsum West

A.2.4 Beoordeling raai

A.2.4.1 Beoordeling raai op basis van bebouwing

In de nabijheid van de raai komt veel bebouwing voor. Het betreft een historische kern met oude bebouwing.

A.2.4.2 Beoordeling raai op basis van geohydrologie:

Onvolledige reeksen, weinig representatief door bestrating en puin. De filters staan in de kleilaag, terwijl onbekend is of er sprake is van contact tussen de opgebrachte zandlaag en het kanaalpeil en of er een freatische waterstand in de zandlaag aanwezig is.

A.2.4.3 Beoordeling raai op basis van geotechniek

De in Dino aanwezige sondeergrafieken geven een vergelijkbaar, of funderingstechnisch gezien slechter, beeld als de grafiek uit Figuur A.3.

De maaiveldhoogten zijn circa 0,2 – 2,39 m + NAP.

De bodemopbouw bestaat uit een toplaag van klei, daaronder kan zandige klei maar ook veen voorkomen. De diepte van een voor palen geschikte zandlaag varieert sterk, van circa 5 tot 12 m beneden maaiveld.

A.2.5 Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses

De bij de analyses toegepaste schematisering en waarden van de bodemparameters voor deze raai zijn weergegeven in Tabel A.2.

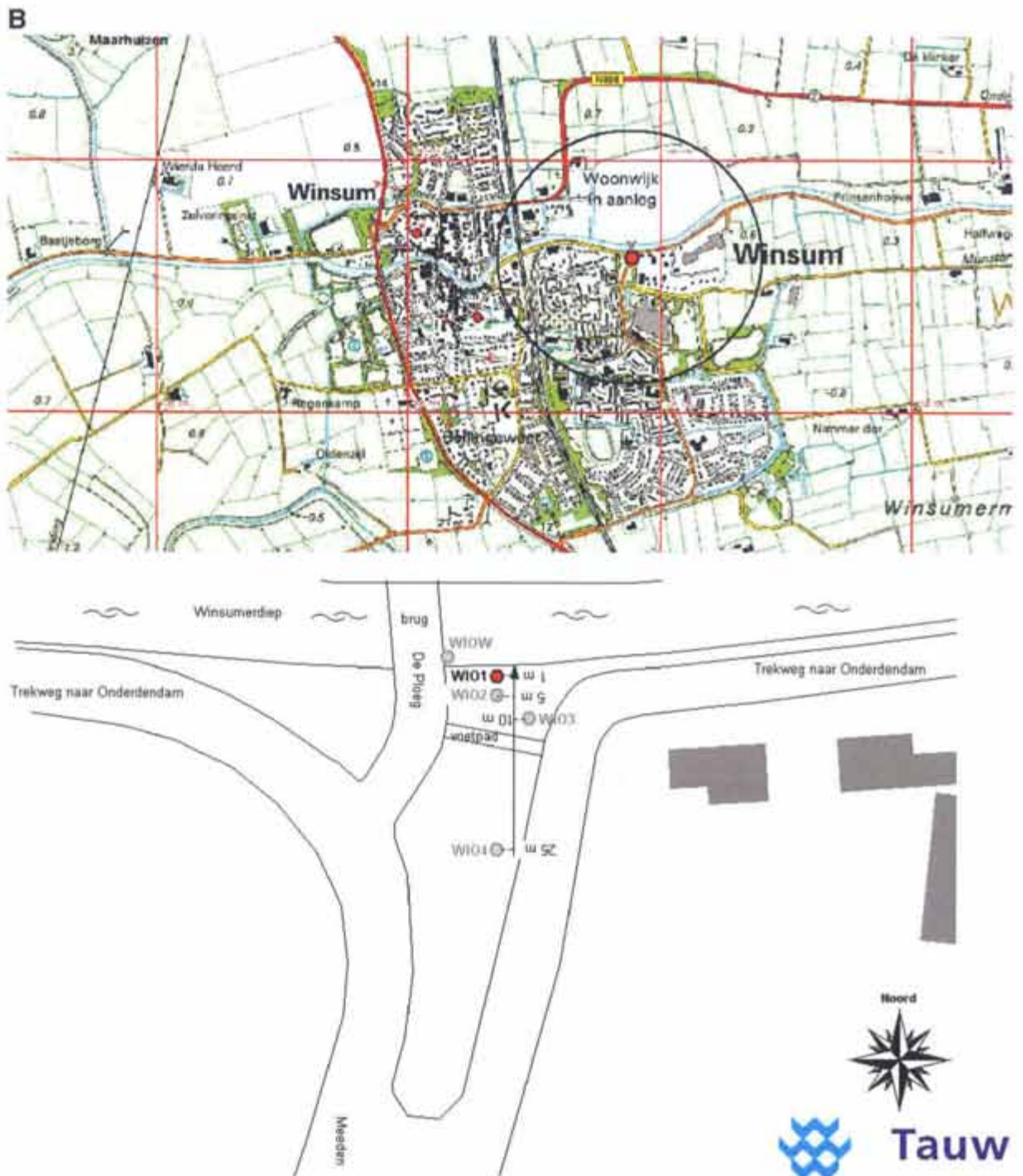
Schematisering laagindeling en zettingsparameters raai Winsum West				
Grondsoort	top van de laag [m NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C' [-]
Klei	0,5	15	15	20
Tussen zandlaag	-4	18	20	1000
Klei	-7,5	15	15	20
Vaste ondergrond	-14			

Tabel A.2 Schematisering en parameters raai Winsum West

A.3 Winsum Oost

A.3.1 Locatie raai en peilbuizen

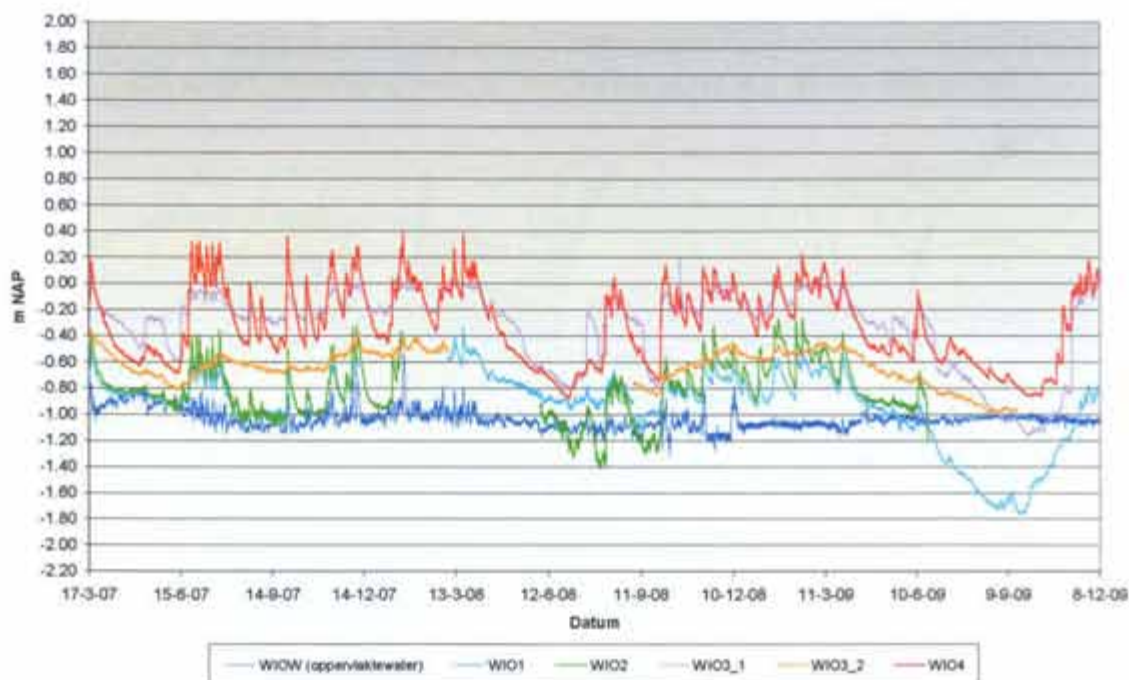
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur A.6.



Figuur A.6 Locatie raai en peilbuizen Winsum Oost

A.3.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur A.7



Figuur A.7 Meetresultaten peilmetingen Winsum Oost

Meetreeks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Goed, weinig fluctuatie
1	1	Onderbroken reeks, straatpot
2	5	Onderbroken reeks, straatpot
3	10	Goede reeks, straatpot
4	25	Goede reeks, straatpot

Tabel A.3 Peilmetingen Winsum Oost

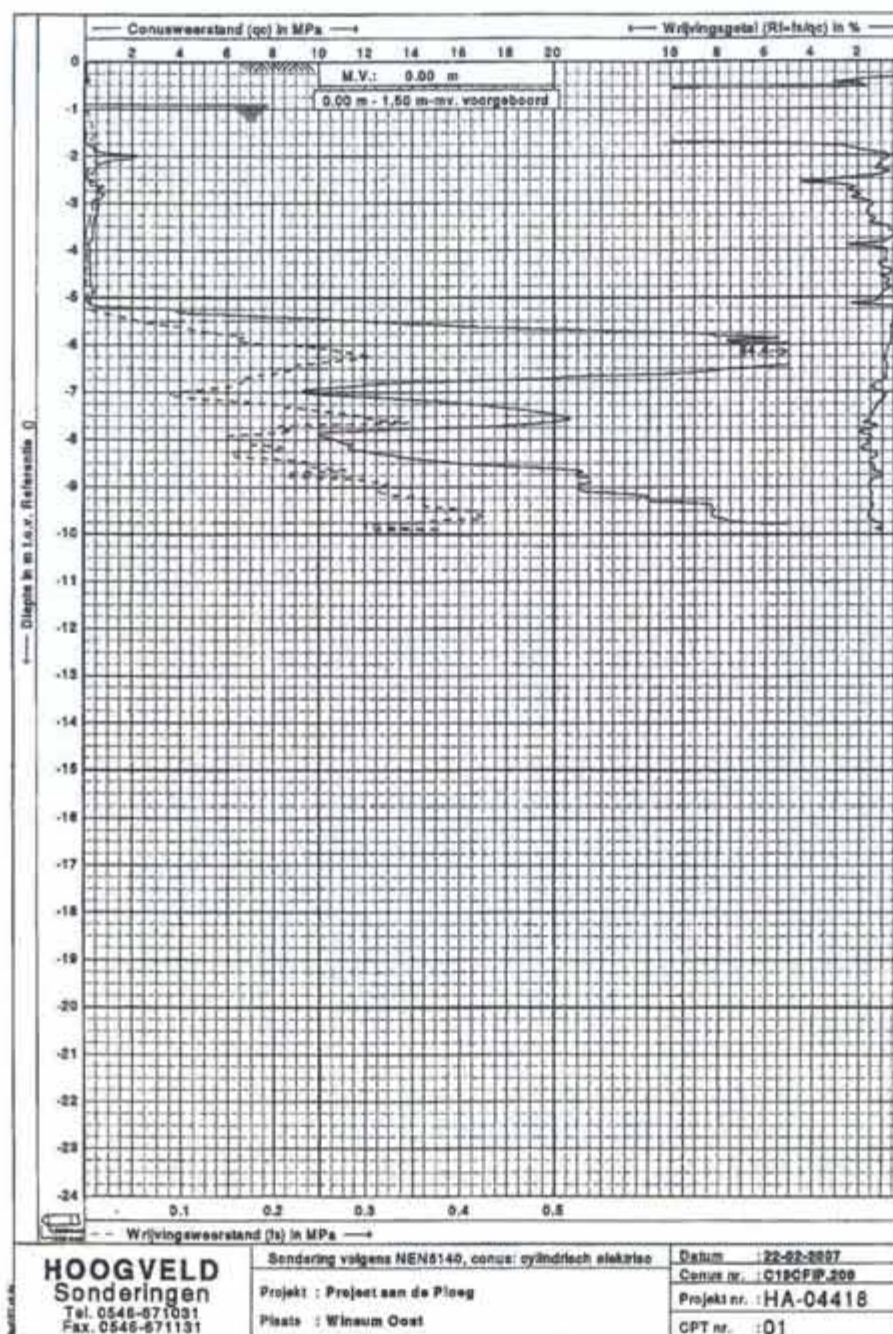
Overige opmerkingen:

- Diep: onderbroken, straatpot.
- Drainagevoorzieningen: onbekend.
- Storende elementen: niet bekend.

A.3.3 Bodemgesteldheid

A.3.3.1 Grondonderzoek ten behoeve van de raai

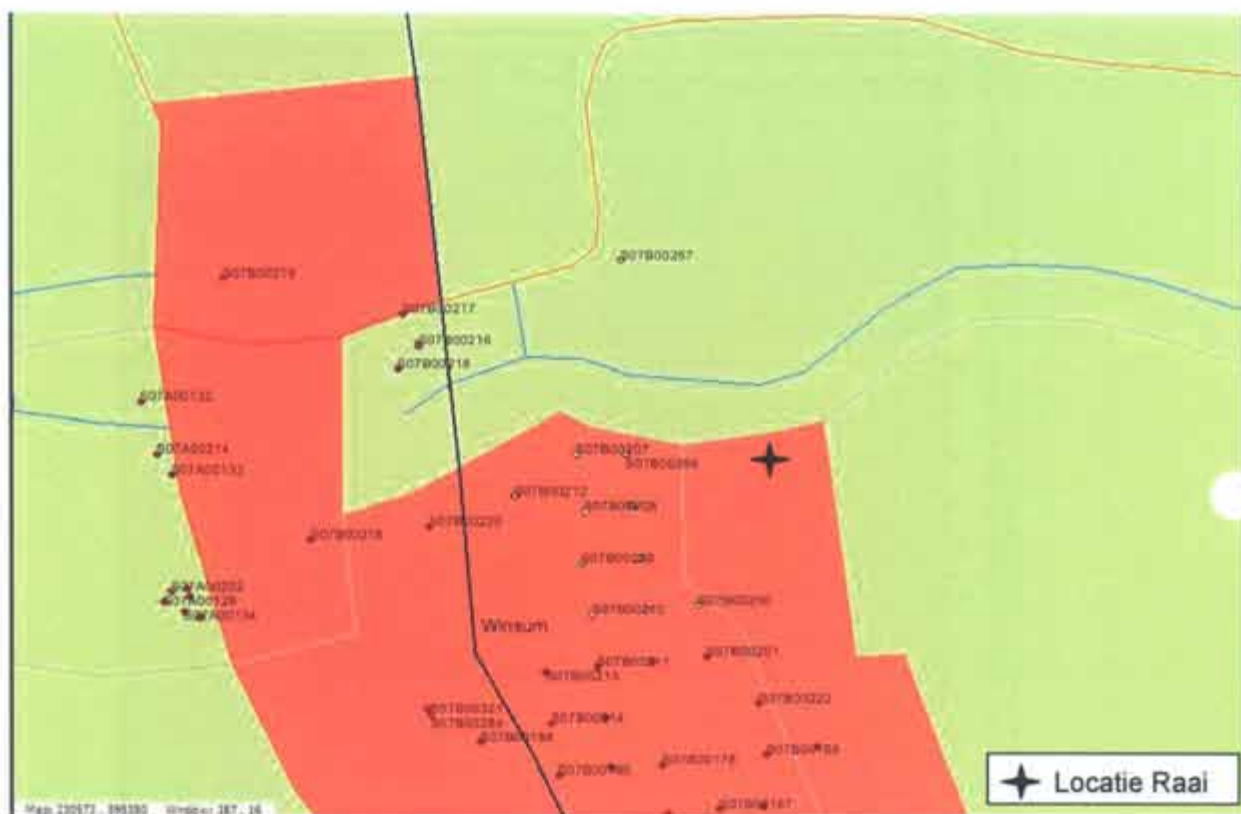
De sondeergrafiek horend bij het raaienonderzoek is weergegeven in **Error! Reference source not found.**



Figuur A.8 Sondeergrafiek raai Winsum Oost

A.3.3.2 Overig grondonderzoek in de omgeving van de raai

De locaties van in Dino beschikbare sondeergrafieken in de nabijheid van de raai zijn weergegeven in Figuur A.9.



Figuur A.9 Sondeergrafieken in de nabijheid van de raai Winsum Oost

Twee sondeergrafieken uit de omgeving zijn (niet op dezelfde verticale schaal) weergegeven in Figuur A.10.

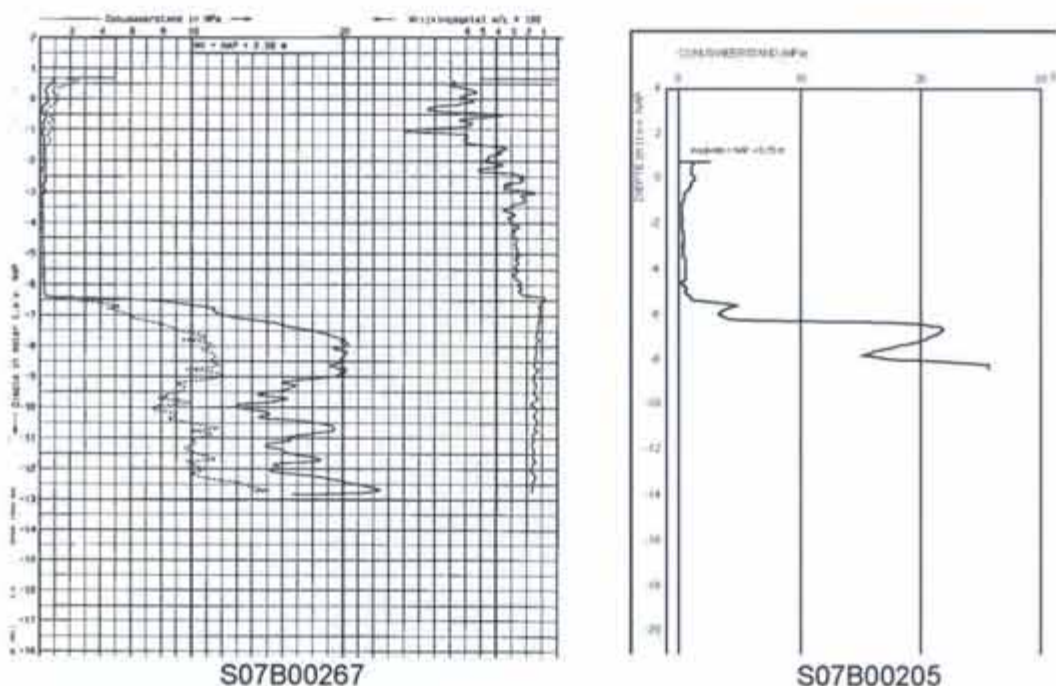
A.3.4 Beoordeling raai

A.3.4.1 Beoordeling raai op basis van bebouwing

In de nabijheid van de raai komt bebouwing voor, maar de bebouwing in de directe omgeving is minder representatief.

A.3.4.2 Beoordeling raai op basis van geohydrologie:

De meetreeksen lijken redelijk betrouwbaar en representatief.



Figuur A.10 Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Winsum Oost

A.3.4.3 Beoordeling raai op basis van geotechniek

De in Dino aanwezige sondeergrafieken geven een vergelijkbaar, of funderingstechnisch gezien slechter, beeld als de grafiek uit Figuur A.8.

De maaiveldhoogten zijn circa 0,6 – 1 m + NAP.

De bodemopbouw bestaat uit een toplaag van klei, daaronder kan zandige klei maar ook veen voorkomen. De diepte van een voor palen geschikte zandlaag is vrij constant: circa 5 à 6 m beneden maaiveld. De kans op de aanwezigheid van staalfunderingen wordt laag ingeschat: de conusweerstand zijn laag en er is een vrij ondiepe zandlaag aanwezig die uitstekend geschikt is voor toepassen van een paalfundering.

A.3.5 Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses

De bij de analyses toegepaste schematisering en waarden van de bodemparameters voor deze raai zijn weergegeven in Tabel A.4

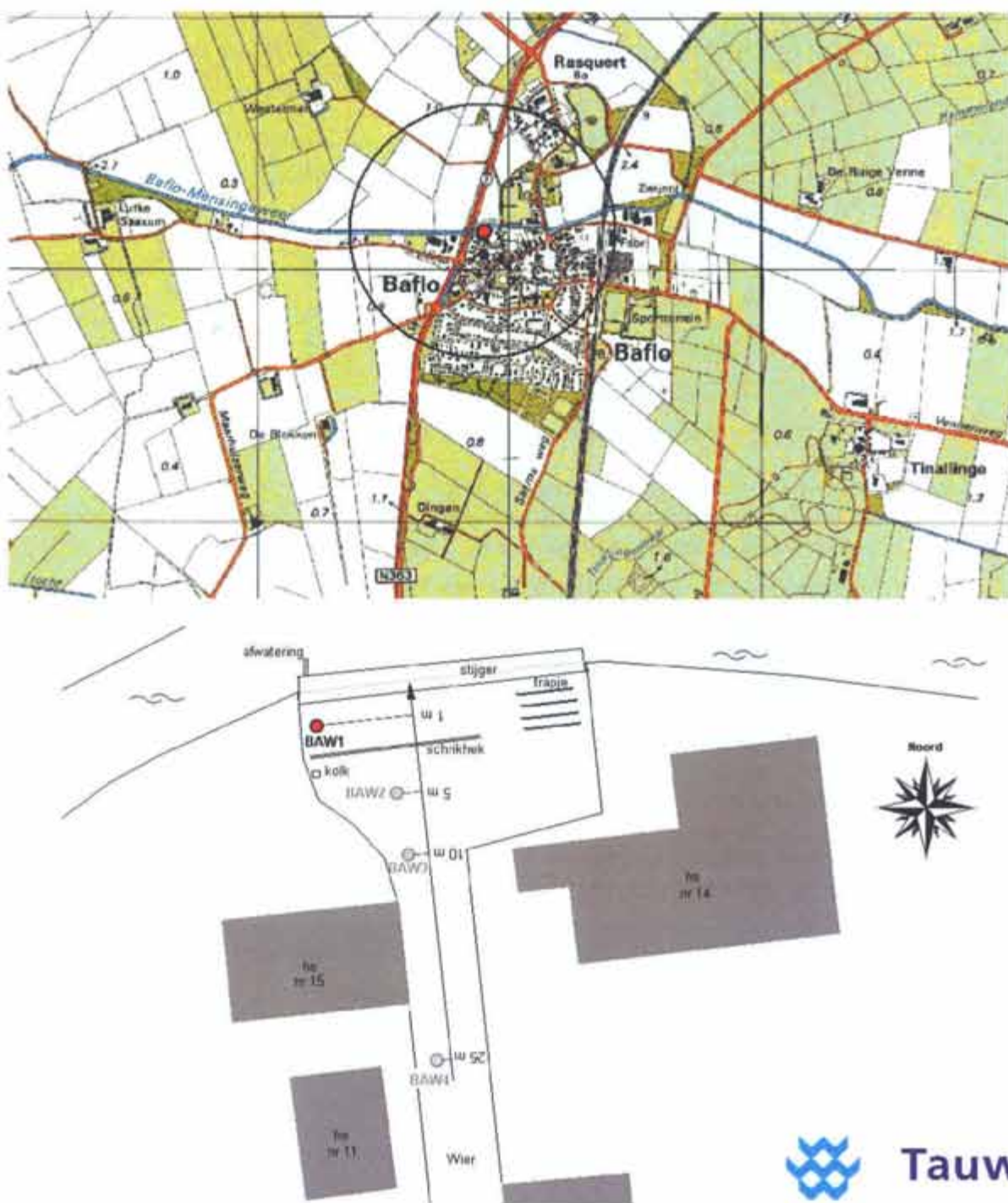
Schematisering laagindeling en zettingsparameters raai Winsum Oost				
Grondsoort	top laag [m NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C' [-]
Klei	0,75	15	15	20
Vaste ondergrond	-4,5			

Tabel A.4 Schematisering en parameters raai Winsum Oost

A.4 Baflo West

A.4.1 Locatie raai en peilbuizen

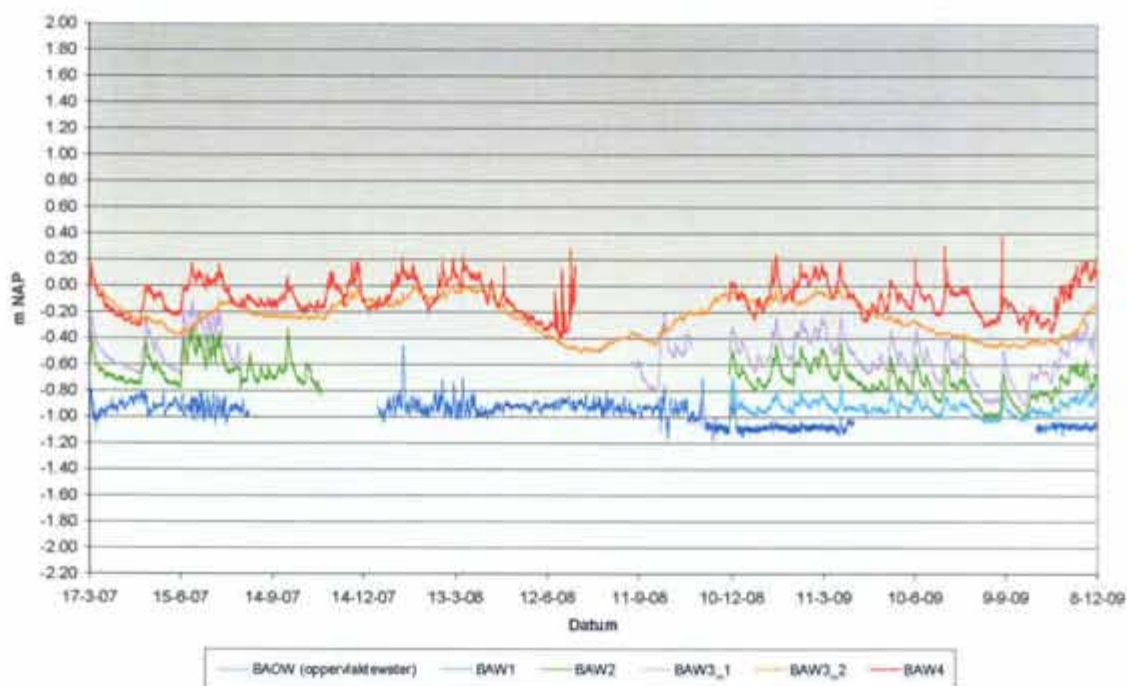
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur A.11.



Figuur A.11 Locatie raai en peilbuizen Baflo West

A.4.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur A.12.



Figuur A.12 Meetresultaten peilmetingen Baflo West

Meetreeks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Onvolledig + sterke daling (betrouwbaar?)
1	1	Onvolledig + vreemd gedrag, koker
2	5	Zeer onvolledig, straatpot
3	10	Zeer onvolledig, straatpot
4	25	Onvolledig, straatpot

Tabel A.4 Peilmetingen Baflo West

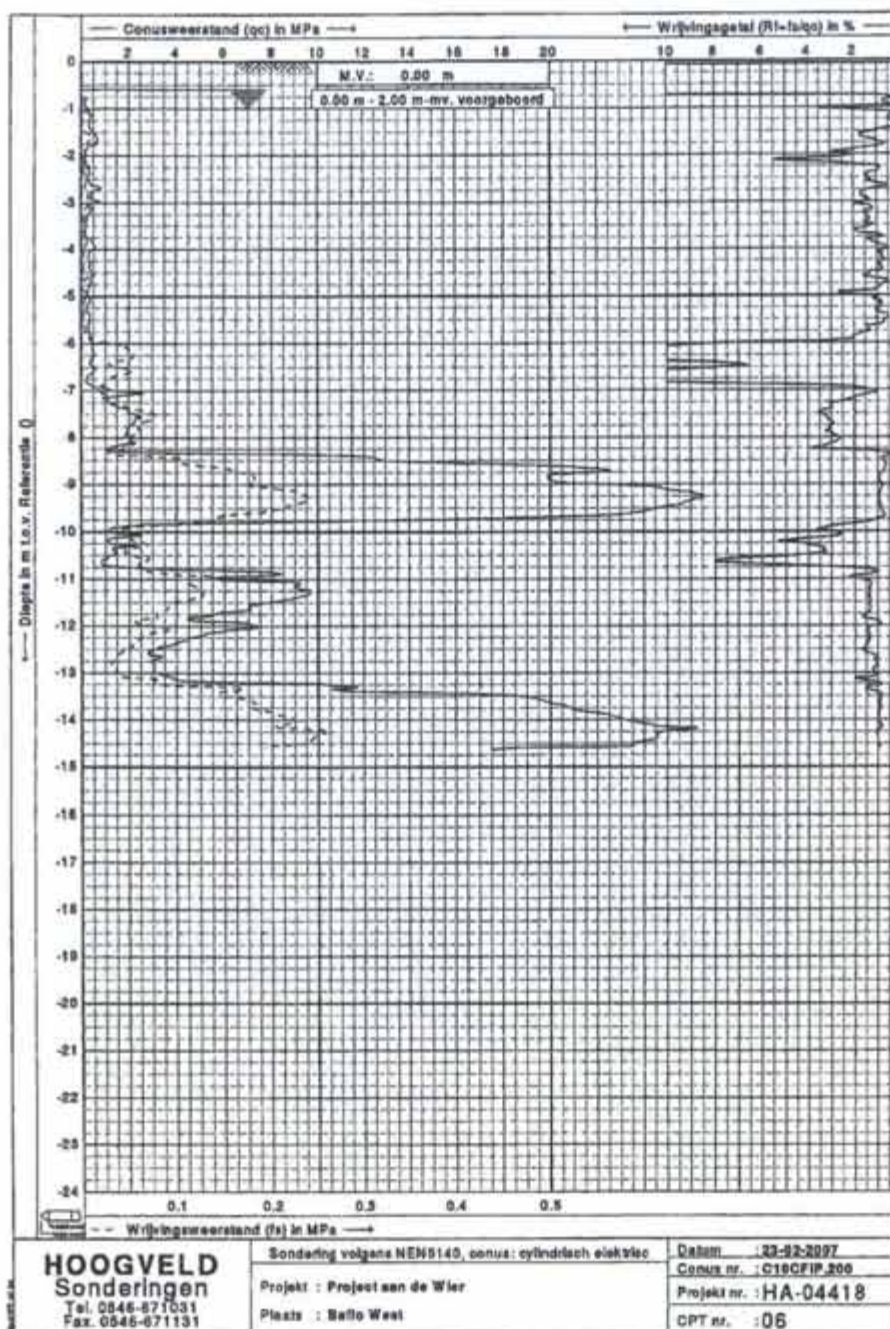
Overige opmerkingen:

- Diep: betrouwbaar (tussenzandlaag is niet bemeten).
- Drainagevoorzieningen: onbekend.
- Storende elementen: bestrating.

A.4.3 Bodemgesteldheid

A.4.3.1 Grondonderzoek ten behoeve van de raai

De sondeergrafiek horend bij het raaienonderzoek is weergegeven in Figuur A.13.



Figuur A.13 Sondeergrafiek raai Baffo West

A.4.3.2 Overig grondonderzoek in de omgeving van de raai

De locaties van in Dino beschikbare sondeergrafieken in de nabijheid van de raai zijn weergegeven in Figuur A.14.



Figuur A.14 Sondeergrafieken in de nabijheid van de raaien Baflo West en Oost

Twee sondeergrafieken uit de omgeving zijn (niet op dezelfde verticale schaal) weergegeven in Figuur A.15.

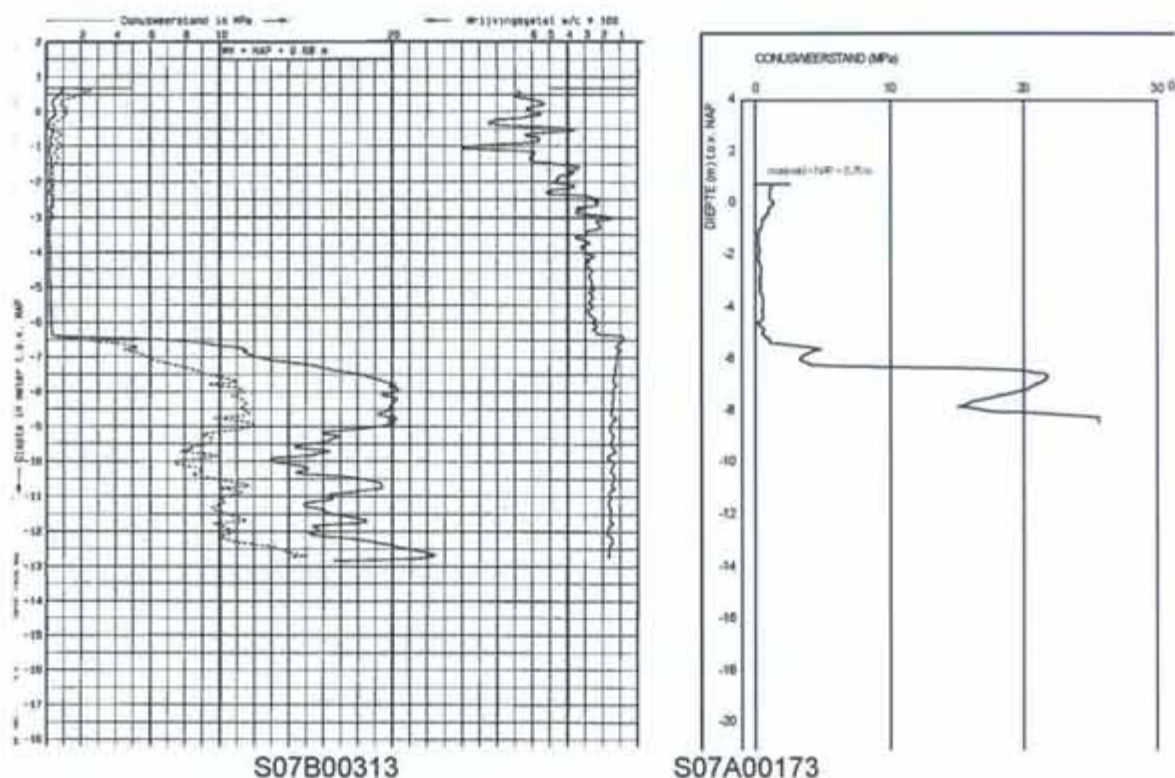
A.4.4 Beoordeling raai

A.4.4.1 Beoordeling raai op basis van bebouwing

In de nabijheid van de raai komt bebouwing voor.

A.4.4.2 Beoordeling raai op basis van geohydrologie:

Veel onderbrekingen en onbetrouwbaarheden in de meetreeksen, meetraai in verhard oppervlak, geen metingen in tussenzandlaag.



Figuur A.15 Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Baflo West

A.4.4.3 Beoordeling raai op basis van geotechniek

De in Dino aanwezige sondeergrafieken geven een min of meer vergelijkbaar funderingstechnisch beeld als de grafiek uit Figuur A.13

De maaiveldhoogten bevinden zich tussen circa 0,4 – 4,5 m + NAP.

De bodemopbouw bestaat uit veen en kleilig zand. De kans op de aanwezigheid van staalfunderingen wordt laag ingeschat: de conusweerstand zijn laag en lokaal is veen aanwezig. Tevens is er een vrij ondiepe zandlaag aanwezig die geschikt is voor toepassen van een paalfundering.

A.4.5 Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses

De bij de analyses toegepaste schematisering en waarden van de bodemparameters voor deze raai zijn weergegeven in Tabel A.5

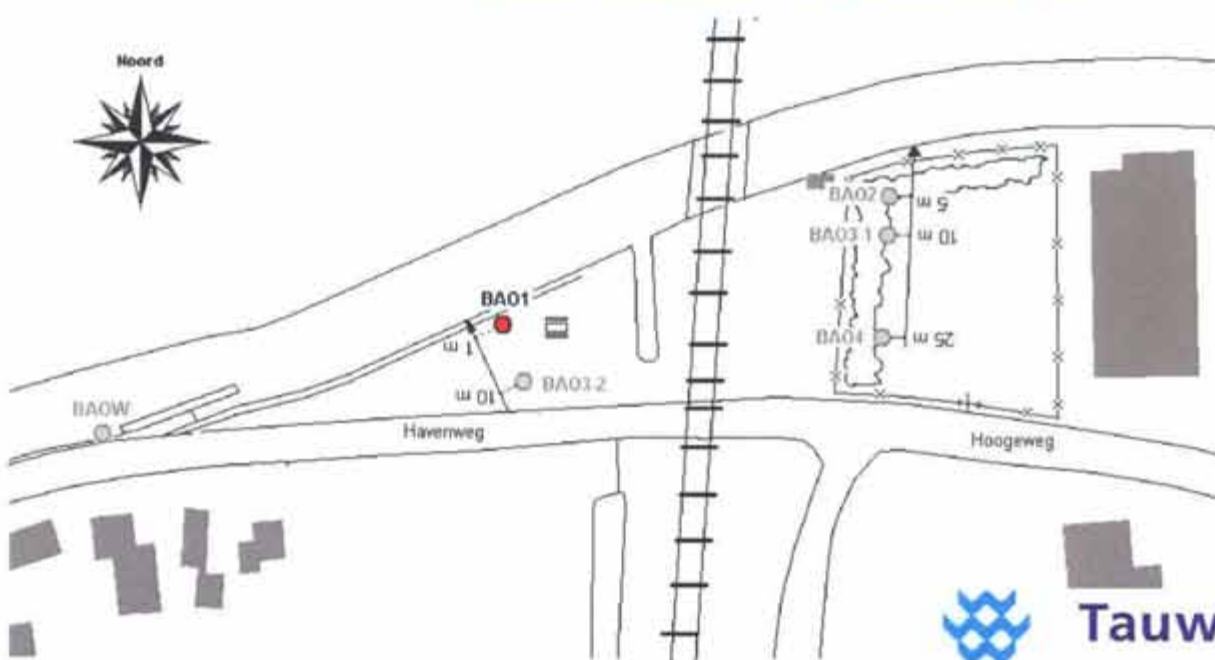
Schematisering laagindeling en zettingsparameters raai Baflo West				
Grondsoort	Top laag [m NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C' [-]
Klei	0,5	15	15	20
Veen	-5,5	12	13	5
Klei	-6,5	16	16	30
Vaste ondergrond	-7,7			

Tabel A.5 Schematisering en parameters raai Baflo West

A.5 Baflo Oost

A.5.1 Locatie raai en peilbuizen

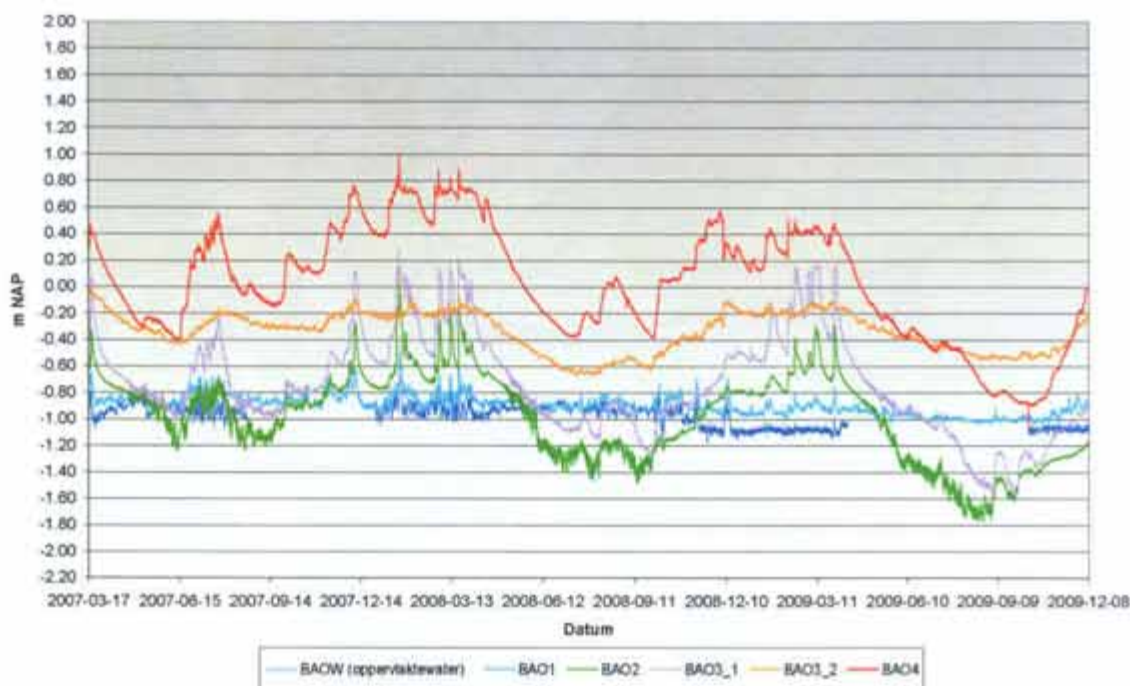
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur A.16.



Figuur A.16 Locatie raai en peilbuizen Baflo Oost

A.5.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur A.17.



Figuur A.17 Meetresultaten peilmetingen Baflo Oost

Meetreeks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Onderbreking
1	1	Lijkt goed, maar volgt niet de trend van de overige reeksen, koker
2	5	Goed, koker
3	10	Goed, koker
4	25	Goed, koker

Tabel A.6 Peilmetingen Baflo Oost

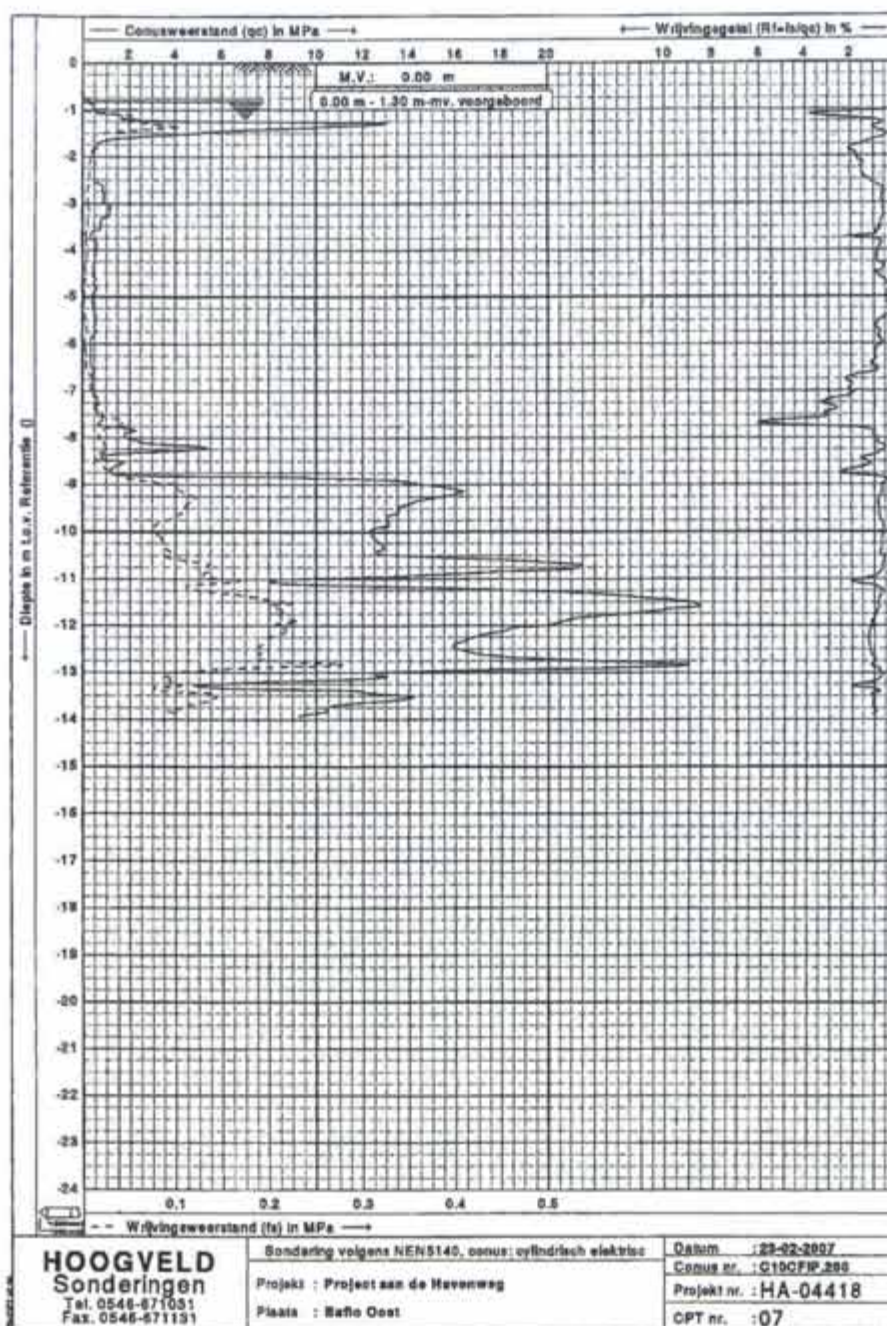
Overige opmerkingen:

- Diep: goed, straatpot.
- Drainagevoorzieningen: onbekend.
- Storende elementen: onbekend, raaien op iets verschillende locaties.

A.5.2.1 Bodemgesteldheid

A.5.2.2 Grondonderzoek ten behoeve van de raai

De sondeergrafiek horend bij het raaienonderzoek is weergegeven in Figuur A.18

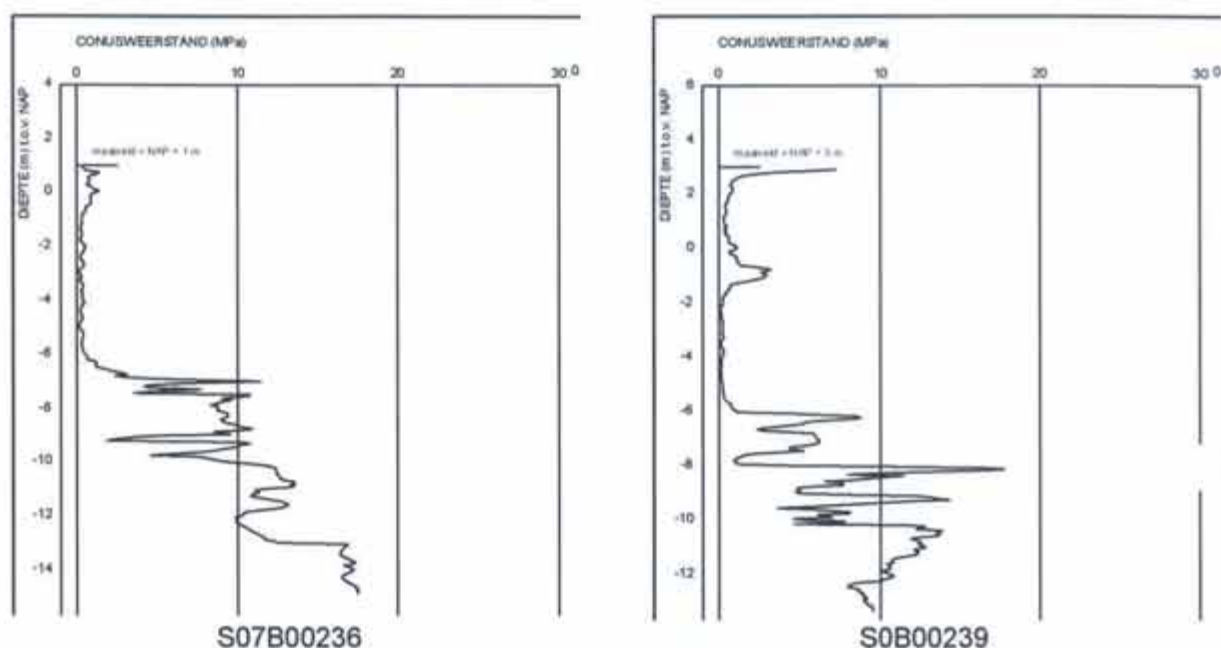


Figuur A.18 Sondeergrafiek raai Baffo Oost

A.5.2.3 Overig grondonderzoek in de omgeving van de raai

De locaties van in Dino beschikbare sondeergrafieken in de nabijheid van de raai zijn hierboven weergegeven in Figuur A.18.

Twee sondeergrafieken uit de omgeving zijn (niet op dezelfde verticale schaal) weergegeven in Figuur A.19.



Figuur A.19 Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Baflo Oost

A.5.3 Beoordeling raai

A.5.3.1 Beoordeling raai op basis van bebouwing

In de nabijheid van de raai komt bebouwing voor.

A.5.3.2 Beoordeling raai op basis van geohydrologie

De meetreeksen zien er in het algemeen goed uit en de meetpunten zijn goed beschermd. De betreffende raaien lijken representatief. De sterke daling van het oppervlaktewater aan het eind van de meetreeksen wordt door 3 van de 4 ondiepe meetreeksen gevolgd.

A.5.3.3 Beoordeling raai op basis van geotechniek

De in Dino aanwezige sondeergrafieken geven een min of meer vergelijkbaar funderingstechnisch beeld als de grafiek uit Figuur A.18.

De maaiveldhoogten bevinden zich tussen circa 0,4 – 4,5 m+ NAP. De bodemopbouw bestaat uit zandige klei en/of kleig zand. De kans op de aanwezigheid van staalfunderingen is aanwezig ondanks lage conusweerstand en de aanwezigheid van een vrij ondiepe zandlaag die geschikt is voor toepassen van een paalfundering.

A.5.4 Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses

De bij de analyses toegepaste schematisering en waarden van de bodemparameters voor deze raai zijn weergegeven in Tabel A.7

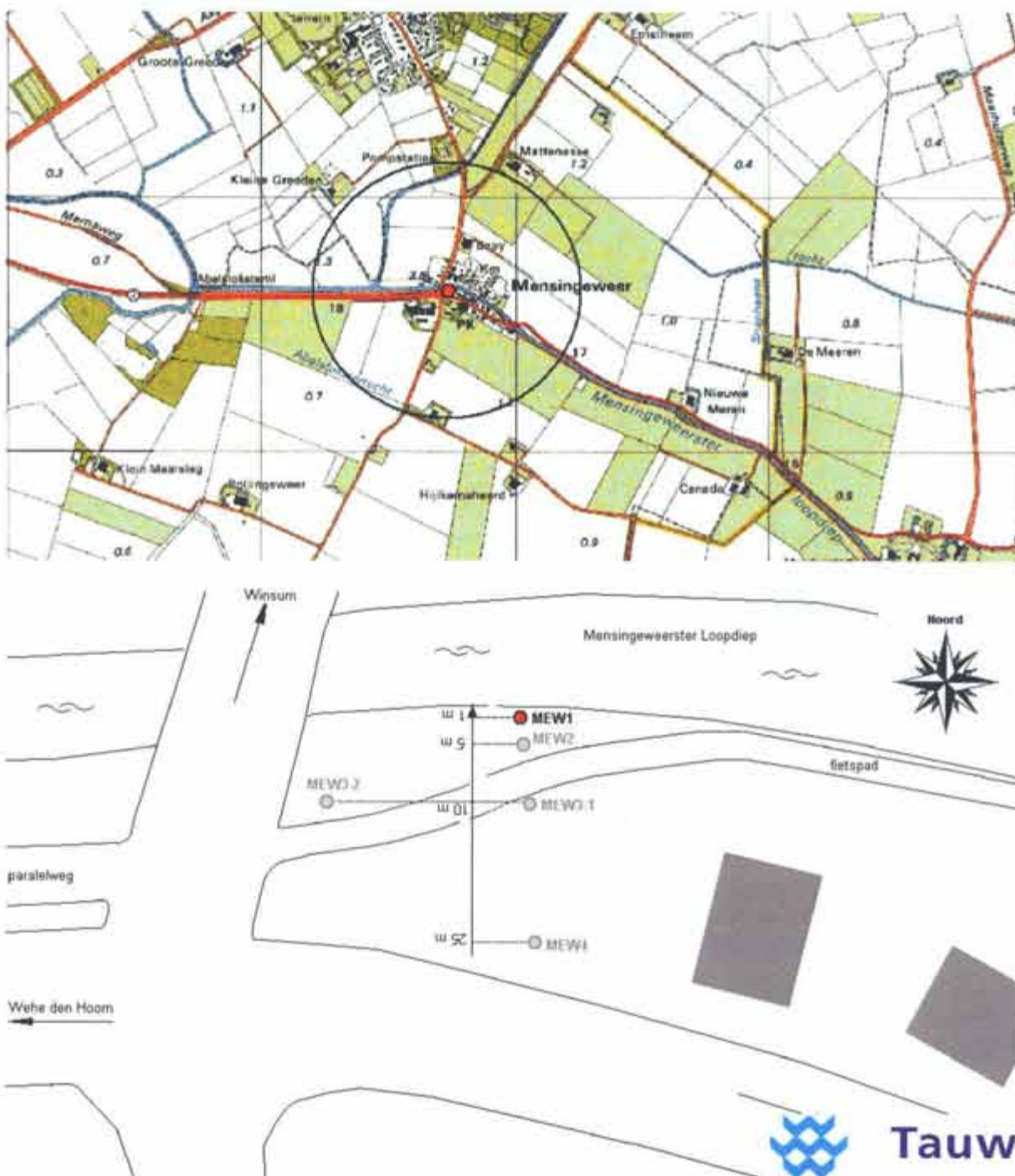
Schematisering laagindeling en zettingsparameters raai Baflo Oost				
Grondsoort	top laag [m NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C' [-]
Toplaag zandig	1	17	17	200
Klei	-0,5	16	16	30
Vaste ondergrond	-7,7			

Tabel A.7 Schematisering en parameters raai Baflo Oost

A.6 Mensingeweer West

A.6.1 Locatie raai en peilbuizen

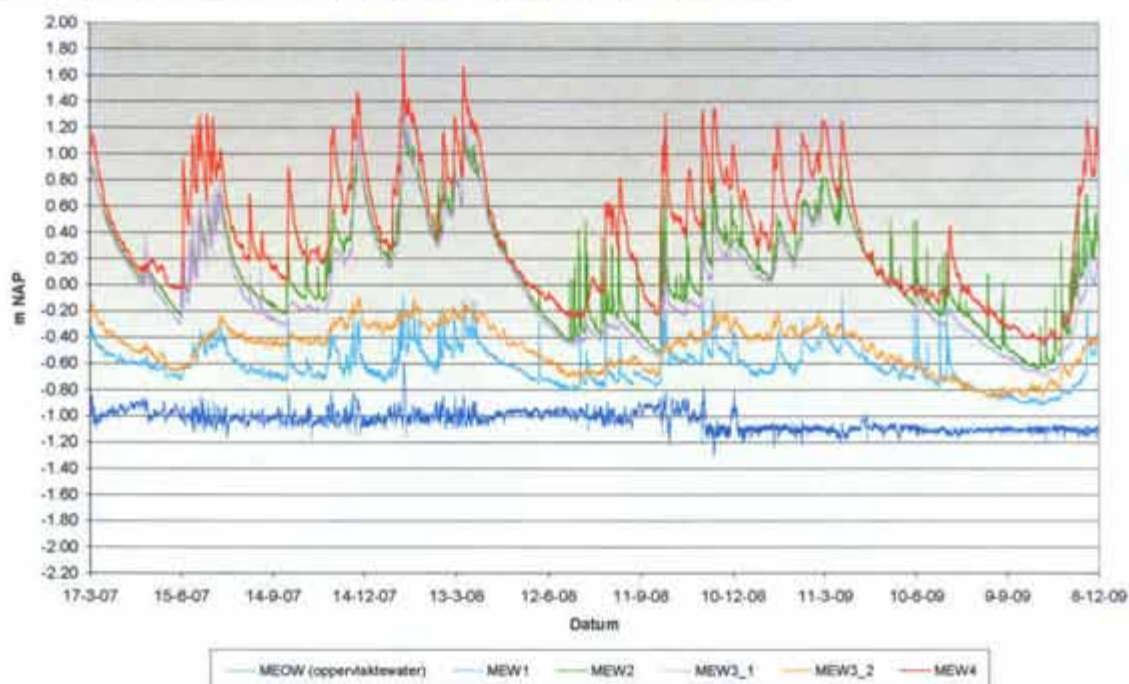
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur A.20.



Figuur A.20 Locatie raai en peilbuizen Mensingeweer West

A.6.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur 8.21.



Figuur A.21 Meetresultaten peilmetingen Mensingeweer West

Meetreeks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Duidelijke sprong
1	1	Goed, koker
2	5	Goed, straatpot
3	10	Goed, straatpot
4	25	Goed, straatpot

Tabel A.8 Peilmetingen Mensingeweer West

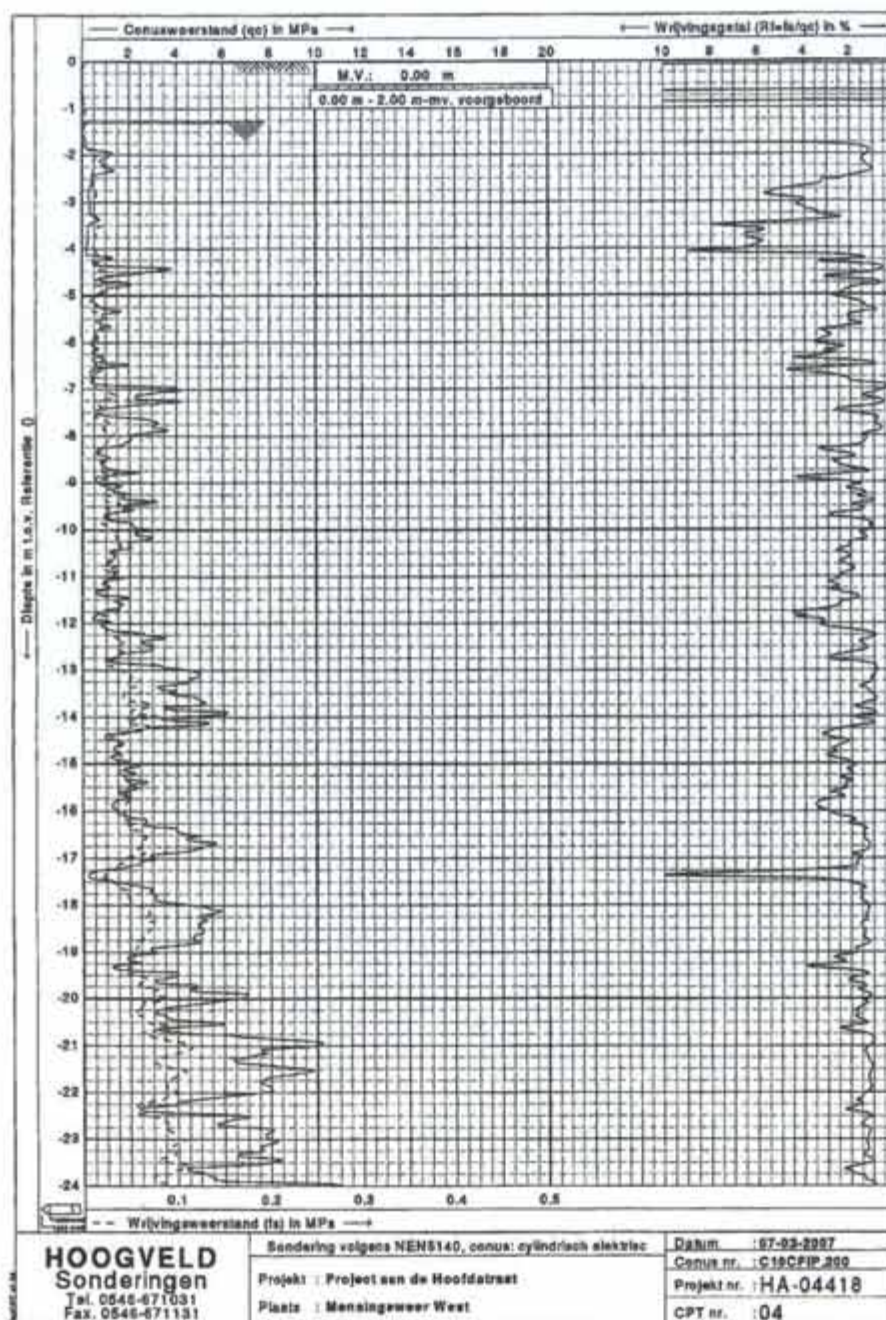
Overige opmerkingen:

- Diep: goed, straatpot.
- Drainagevoorzieningen: onbekend.
- Storende elementen: onbekend.

A.6.3 Bodemgesteldheid

A.6.3.1 Grondonderzoek ten behoeve van de raai

De sondeergrafiek horend bij het raaienonderzoek is weergegeven in Figuur A.22.



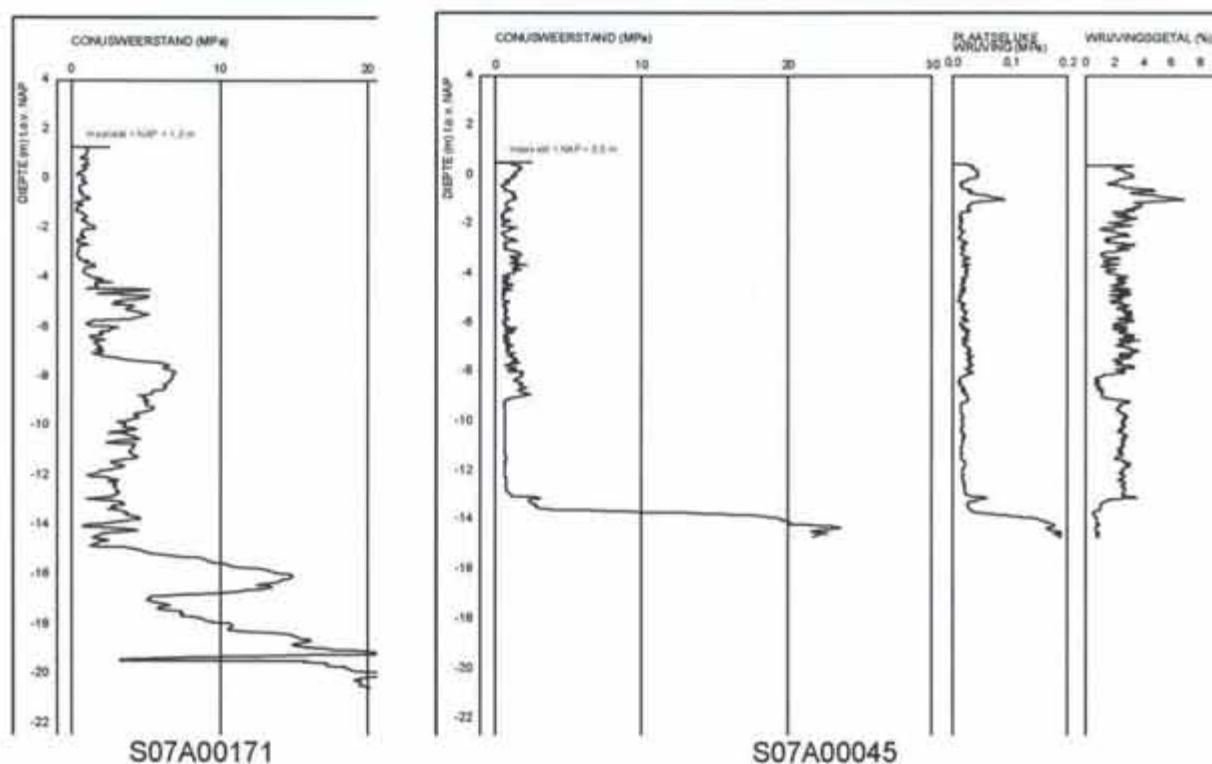
Figuur A.22 Sondeergrafiek raai Mensingeweer West

A.6.3.2 Overig grondonderzoek in de omgeving van de raai

De locaties van in Dino beschikbare sondeergrafieken in de nabijheid van de raai zijn weergegeven in de Figuren A.23 en A.24.



Figuur A.23 Sondeergrafieken in de nabijheid van de raaien Mensingeweer West en Oost



Figuur A.24 Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Mensingeweer West

A.6.4 Beoordeling raai

A.6.4.1 Beoordeling raai op basis van bebouwing

In de nabijheid van de raai komt enige bebouwing voor.

A.6.4.2 Beoordeling raai op basis van geohydrologie

In het algemeen goede meetreeksen; wel een erg dikke deklaag. Voordeel daarvan is dat interpretatie kan plaatsvinden zonder rekening te houden met een kwel/inzijgingssituatie. Er is een maximale invloed van het kanaalpeil te verwachten.

A.6.4.3 Beoordeling raai op basis van geotechniek

De meeste in Dino aanwezige sondeergrafieken geven een enigszins afwijkend beeld te zien van de grafiek uit Figuur A.22. Hierbij is op diepte, circa -12 tot -14 m een zandlaag aanwezig met hoge conusweerstand. In de grafiek uit Figuur A.22 ontbreken deze hoge conusweerstand terwijl er een veenlaag aanwezig is tussen circa -3,5 en 4,2 m beneden maaiveld. Die veenlaag wordt in de overige sondeergrafieken niet, of met een beperkte dikte (S07A00171) teruggevonden. Deze sondeergrafieken lijken daardoor meer op de grafiek van de sondering die voor het raaienonderzoek is uitgevoerd bij Mensingeweer Oost.

De maaiveldhoogten bevinden zich tussen circa 0,5 – 1,2 m + NAP.

De bodemopbouw bestaat uit zandige klei en/of kleiig zand en een enkele veenlaag.

De kans op de aanwezigheid van staalfunderingen lijkt klein.

A.6.5 Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses

De bij de analyses toegepaste schematisering en waarden van de bodemparameters voor deze raai zijn weergegeven in Tabel A.9.

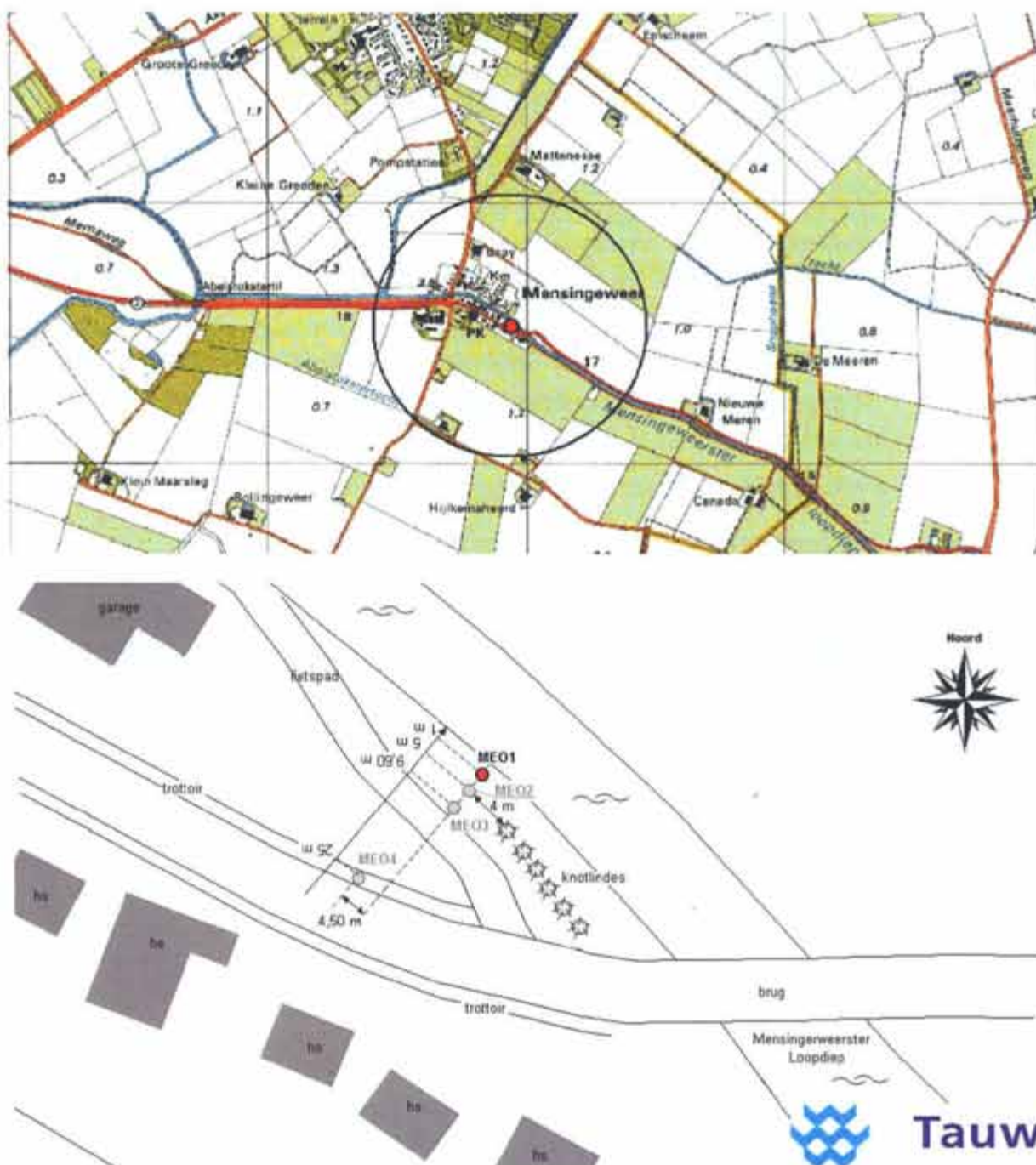
Schematisering laagindeling en zettingsparameters raai Mensingeweer West				
Grondsoort	top laag [m NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C' [-]
Klei humeus	2	13	13	10
Klei/zand	-2	17	17	40
Vaste ondergrond	-18			

Tabel A.9 Schematisering en parameters raai Mensingeweer West

A.7 Mensingeweer Oost

A.7.1 Locatie raai en peilbuizen

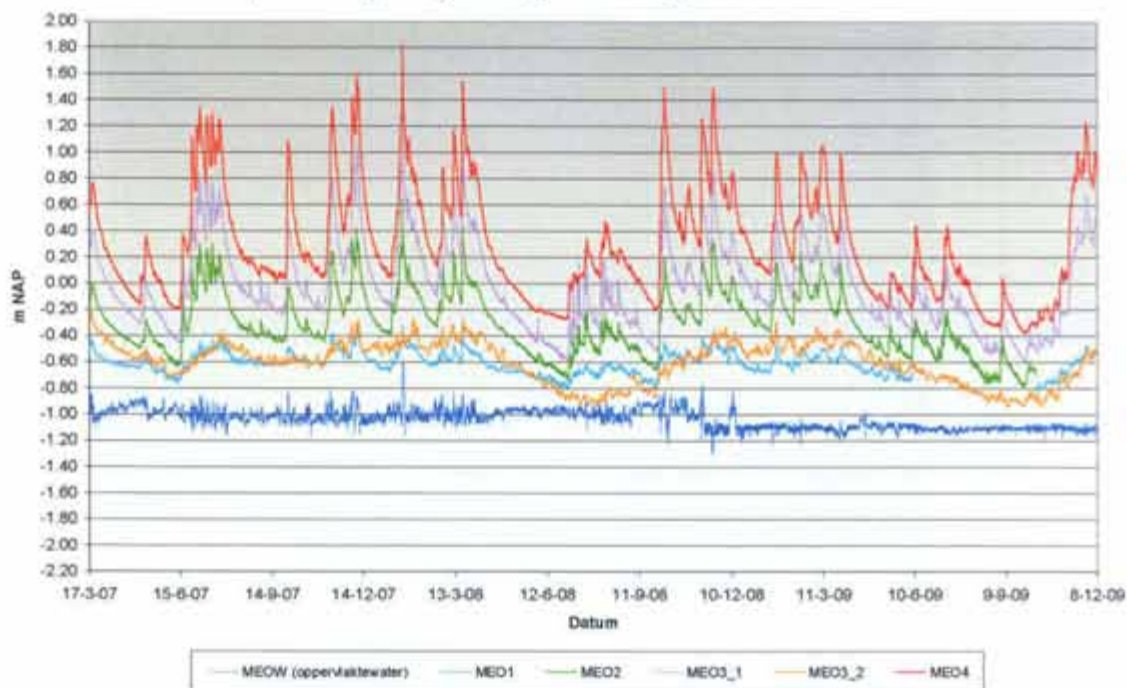
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur A.25.



Figuur A.25 Locatie raai en peilbuizen Mensingeweer Oost

A.7.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur A.26.



Figuur A.26 Meetresultaten peilmetingen Mensingeweer Oost

Meetreks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Goed, met duidelijke sprong
1	1	Goed, koker, bij bomenrij
2	5	Goed, straatpot, bij bomenrij
3	9,5	Goed, straatpot, bij bomenrij
4	25	Goed, straatpot, in brugtalud

Tabel A.10 Peilmetingen Mensingeweer Oost

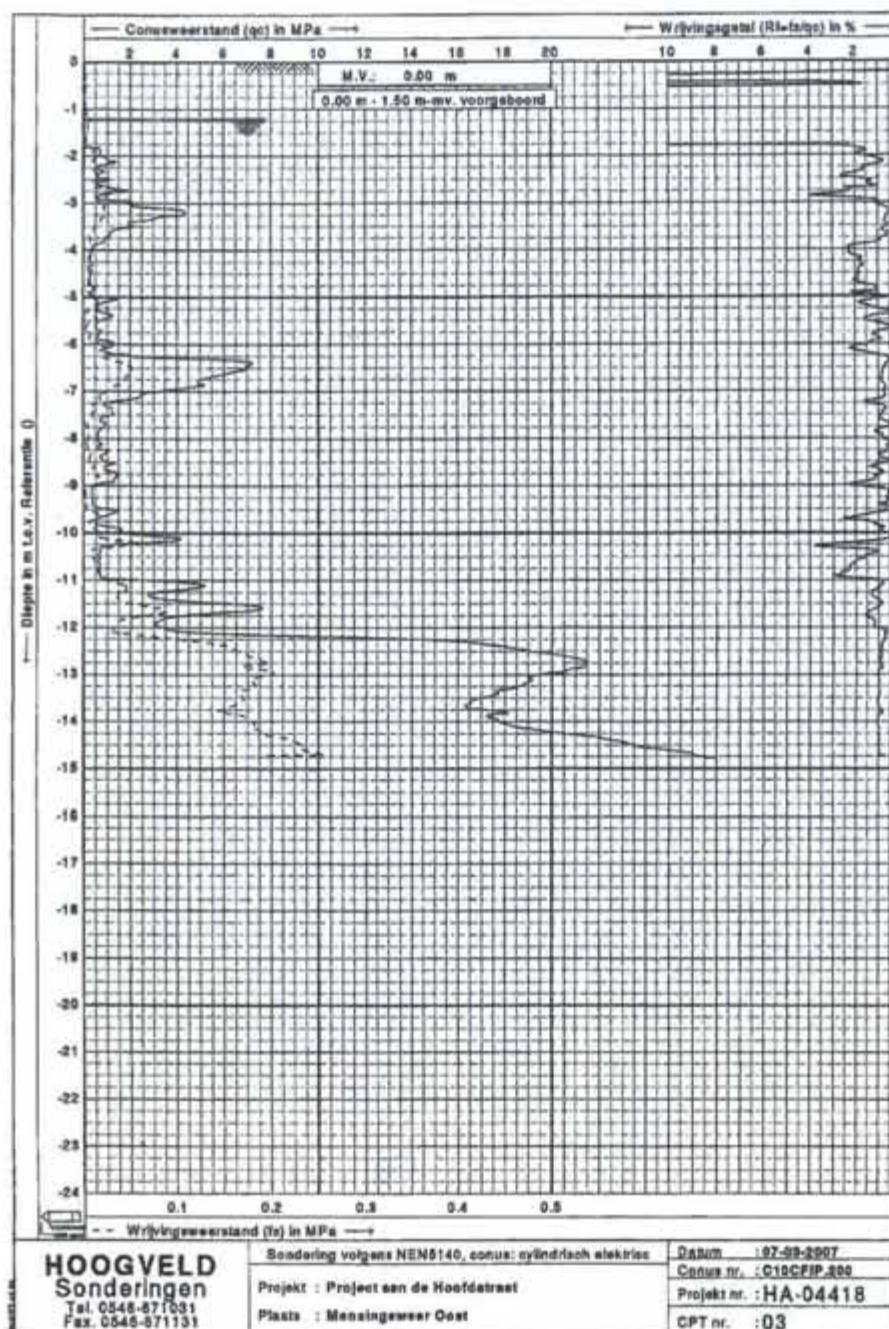
Overige opmerkingen:

- Diep: goed.
- Drainagevoorzieningen: onbekend.
- Storende elementen: bomenrij, verharding.

A.7.3 Bodemgesteldheid

A.7.3.1 Grondonderzoek ten behoeve van de raai

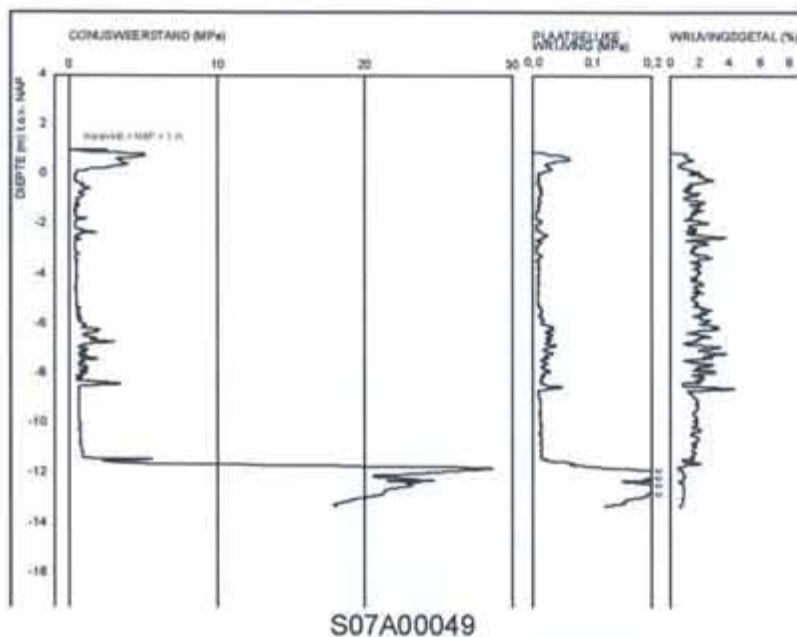
De sondeergrafiek horend bij het raaienonderzoek is weergegeven in Figuur A.27.



Figuur A.27 Sondeergrafiek raai Mensigeweer Oost

A.7.3.2 Overig grondonderzoek in de omgeving van de raai

De locaties van in Dino beschikbare sondeergrafieken in de nabijheid van de raai zijn weergegeven bij Mensigeweer West in Figuur A.28.



Figuur A.28 Een sondeergrafiek uit Dino, nabij raai Mensigeweer Oost

A.7.4 Beoordeling raai

A.7.4.1 Beoordeling raai op basis van bebouwing

In de nabijheid van de raai komt enige bebouwing voor.

A.7.4.2 Beoordeling raai op basis van geohydrologie

Hydrologisch is deze raai goed, qua bodemopbouw (sterk zandige klei), kwaliteit en volledigheid van de meetreeksen. Echter, enige storende elementen (bomen/verharding, talud).

A.7.4.3 Beoordeling raai op basis van geotechniek

Sondeergrafiek S07A00046 lijkt, gezien de metingen, minder betrouwbaar. Sondeergrafiek S07A00049 geeft een min of meer vergelijkbaar beeld als de grafiek uit Figuur A.27. De maaiveldhoogten bevinden zich tussen circa 0,7 – 1,0 m + NAP. De bodemopbouw bestaat uit zandige klei en/of kleig zand met een voor een paalfundering geschikte zandlaag op een diepte van circa 12 m – NAP. De kans op de aanwezigheid van staalfunderingen lijkt beperkt

A.7.5 Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses

De bij de analyses toegepaste schematisering en waarden van de bodemparameters voor deze raai zijn weergegeven in Tabel A.11

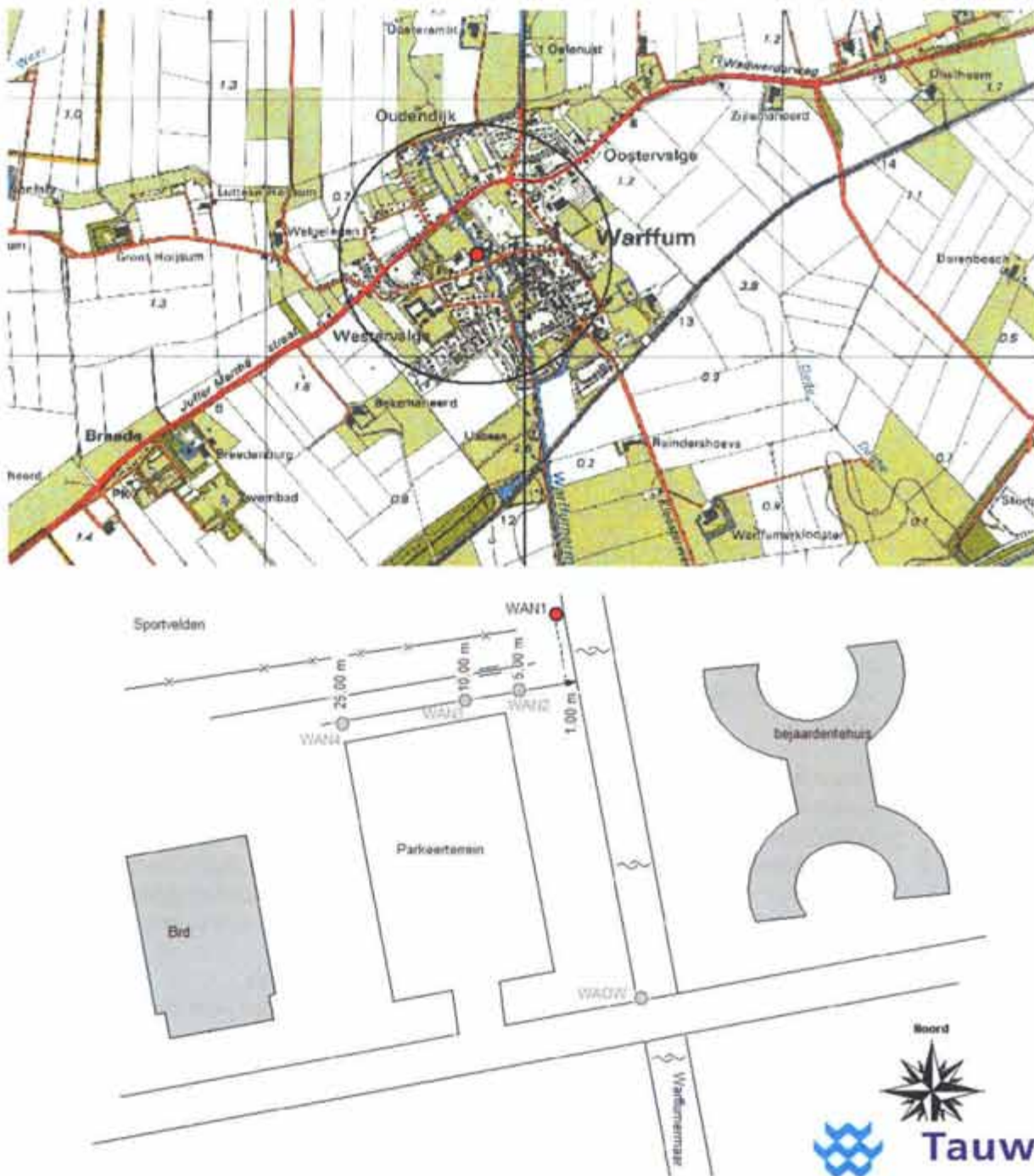
Schematisering laagindeling en zettingsparameters raai Mensigeweer Oost				
Grondsoort	top laag [m NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C' [-]
Top zandig	1,7	17	17	100
Klei	-2	17	17	30
Vaste ondergrond	-9,3			

Tabel A.11 Schematisering en parameters raai Mensigeweer Oost

A.8 Warffum Noord

A.8.1 Locatie raai en peilbuizen

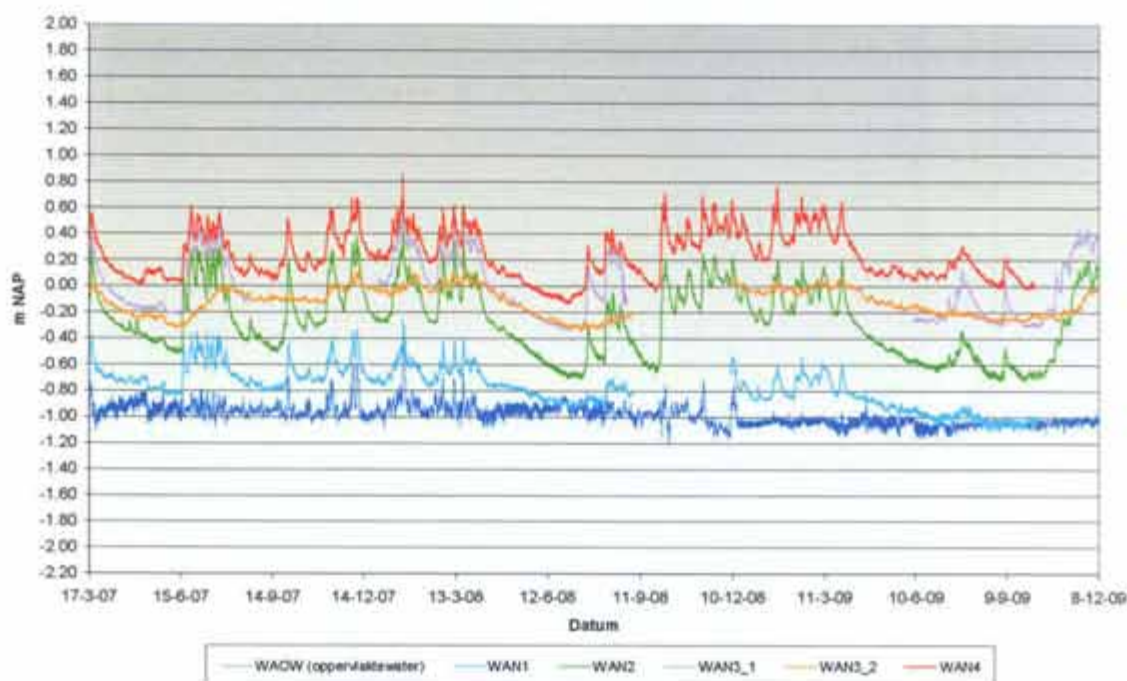
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur A.29.



Figuur A.29 Locatie raai en peilbuizen Warffum Noord

A.8.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur A.30.



Figuur A.30 Meetresultaten peilmetingen Warffum Noord

Meetreeks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Goed, weinig variatie
1	1	Goed, onderbreking, koker
2	5	Goed, straatpot
3	10	Veel onderbrekingen, straatpot
4	25	Goed, straatpot

Tabel A.1 Peilmetingen Warffum Noord

Opmerkingen:

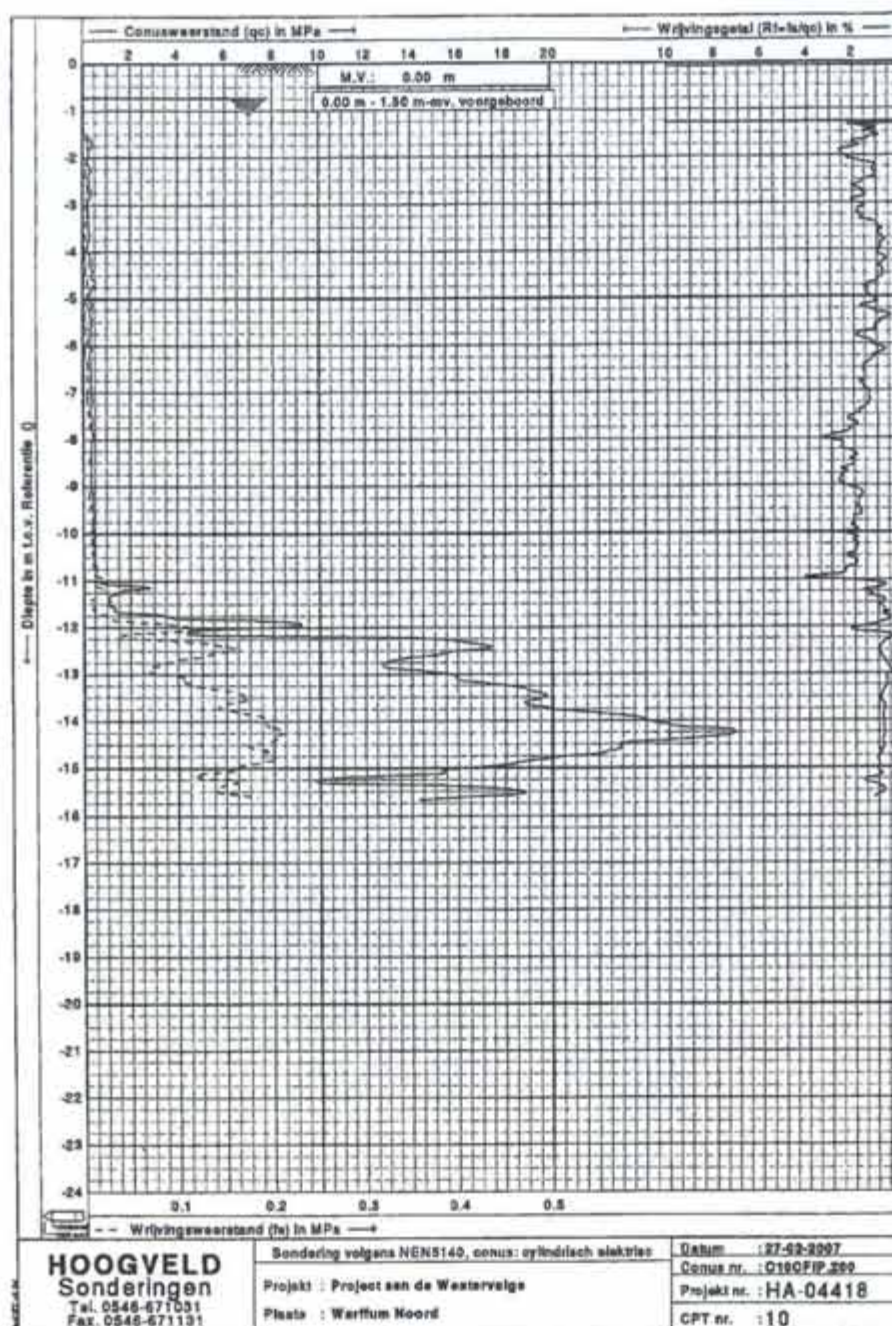
- Diep: onderbreking.
- Drainagevoorzieningen: onbekend.
- Storende elementen: Rand van het parkeerterrein.

Alle ondiepe meetreeksen vertonen een 'sprong' in juni 2007, die niet is te zien in het oppervlakte water.

A.8.3 Bodemgesteldheid

A.8.3.1 Grondonderzoek ten behoeve van de raai

De sondeergrafiek horend bij het raaienonderzoek is weergegeven in Figuur A. 31.



Figuur A.31 Sondeergrafiek raai Warffum Noord

A.8.3.2 Overig grondonderzoek in de omgeving van de raai

De locaties van in Dino beschikbare sondeergrafieken in de nabijheid van de raai zijn weergegeven in Figuur A. 32.



Figuur A.32 Sondeergratieken in de nabijheid van de raai Warffum Noord

Twee sondeergratieken uit de omgeving zijn (niet op dezelfde verticale schaal) weergegeven in Figuur A.33.

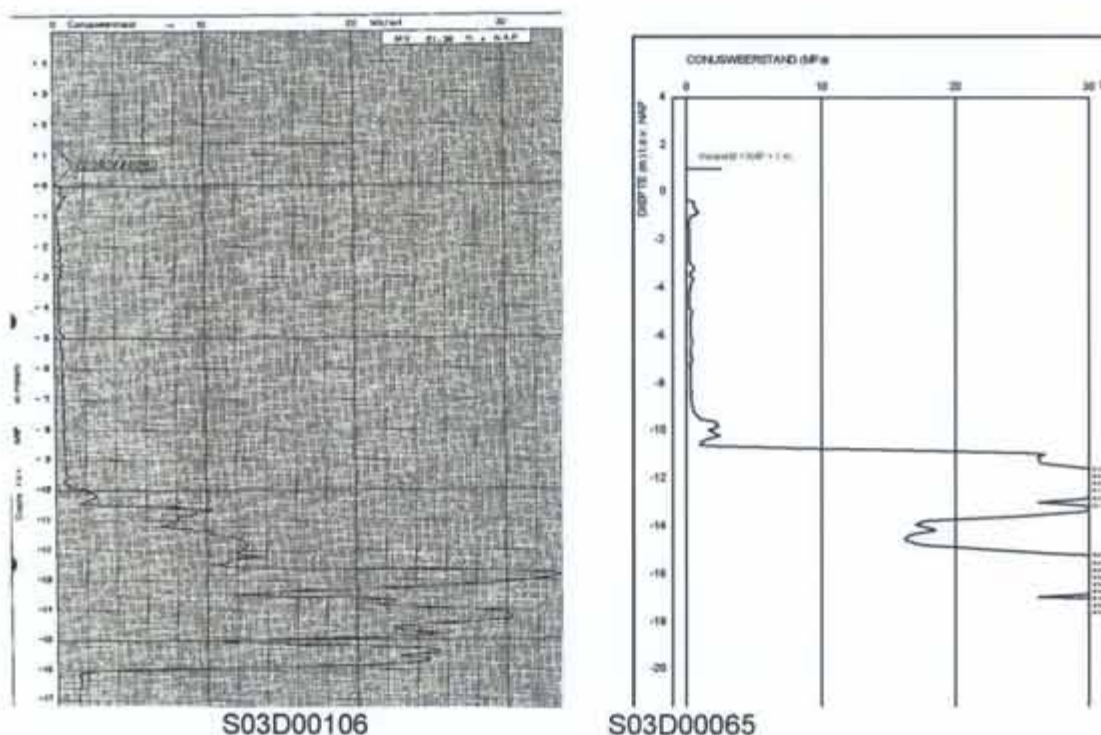
A.8.4 Beoordeling raai

A.8.4.1 Beoordeling raai op basis van bebouwing

In de nabijheid van de raai komt bebouwing voor.

A.8.4.2 Beoordeling raai op basis van geohydrologie

Redelijke reeksen



Figuur A.33 Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Warffum Noord

A.8.4.3 Beoordeling raai op basis van geotechniek

De in Dino aanwezige sondeergrafieken geven een min of meer vergelijkbaar funderingstechnisch beeld als de grafiek uit Figuur A.31.

De maaiveldhoogten bevinden zich tussen circa 0,7 – 2 m + NAP.

Bodemopbouw: voornamelijk zandige klei. Uit de boorbeschrijvingen van de boringen voor het plaatsen van de peilbuizen blijkt lokaal een dunne veenlaag voor te kunnen komen. Zeer slappe ondergrond; kans op aanwezigheid staalfundering nagenoeg afwezig.

A.8.5 Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses

De bij de analyses toegepaste schematisering en waarden van de bodemparemeters voor deze raai zijn weergegeven in Tabel 8.2.

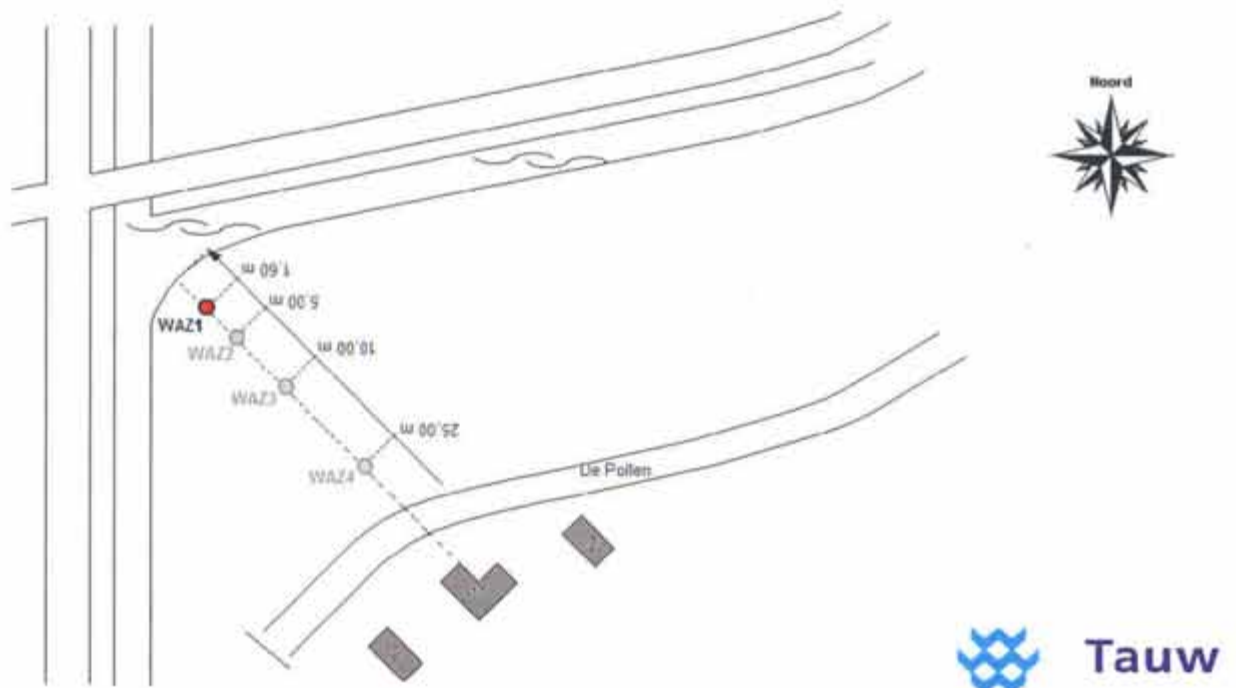
Schematisering laagindeling en zettingsparameters raai Warffum Noord				
Grondsoort	top laag [m NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C' [-]
Klei	1	15	15	20
Vaste ondergrond	-10			

Tabel A.2 Schematisering en parameters raai Warffum Noord

A.9 Warffum Zuid

A.9.1 Locatie raai en peilbuizen

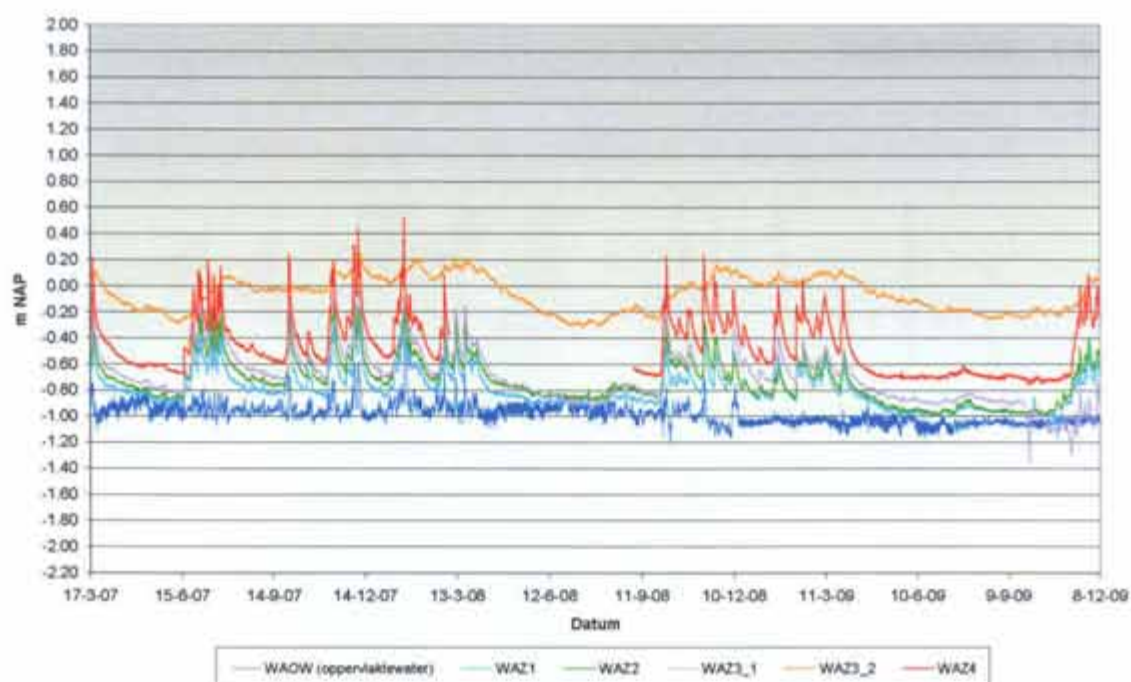
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur A.34.



Figuur A.34 Locatie raai en peilbuizen Warffum Zuid

A.9.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur A.35.



Figuur A.35 Meetresultaten peilmetingen Warffum Zuid

Meetreeks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Goed, weinig variatie
1	1,6	Goed
2	5	Kleine onderbreking
3	10	Goed
4	25	Onderbreking

Tabel A.3 Peilmetingen Warffum Zuid

Opmerkingen:

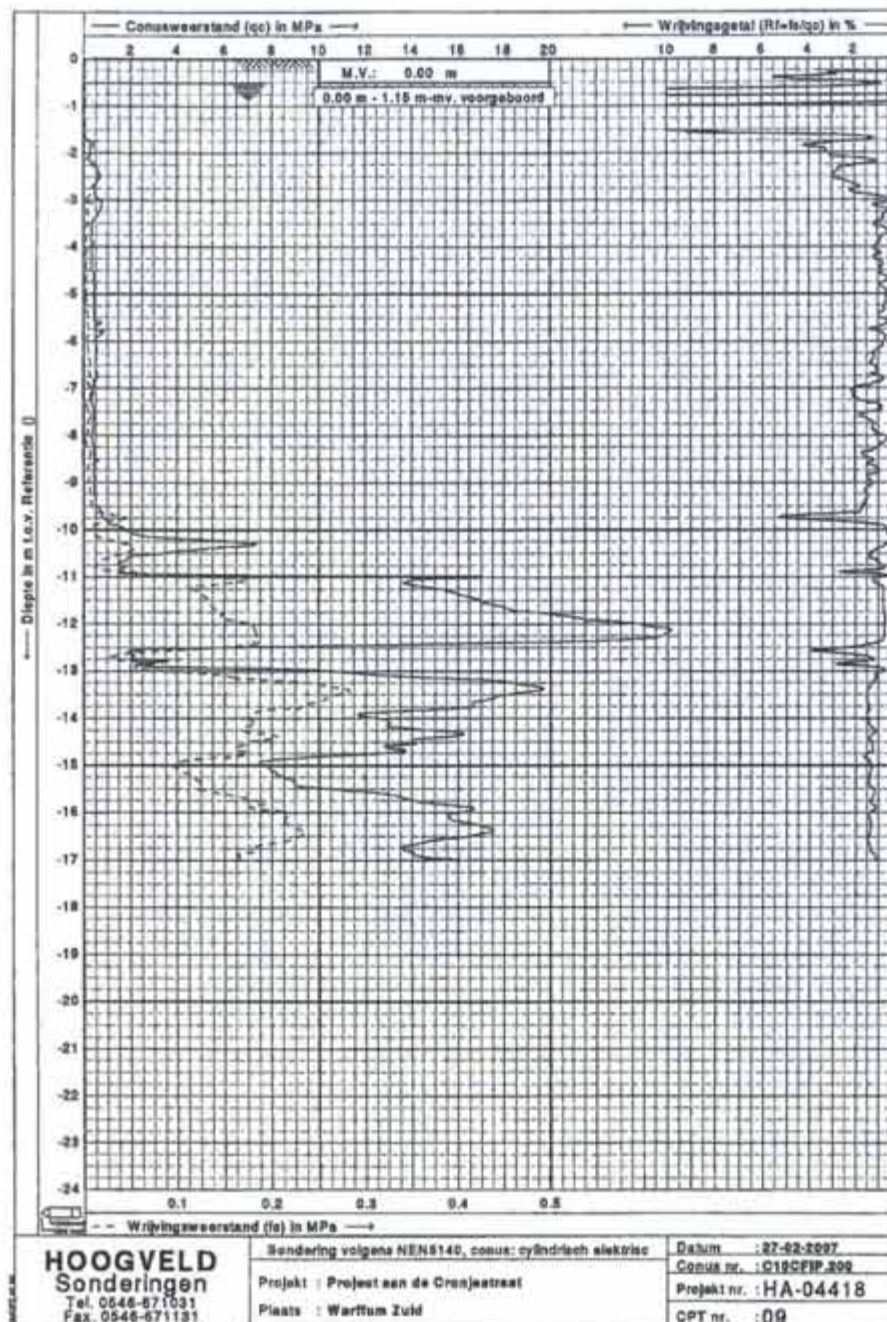
- Diep: goed.
- Drainagevoorzieningen: onbekend.
- Storende elementen: geometrische ligging ten opzichte van oppervlaktewater.

In droge perioden nadert de grondwaterstand het open water peil (wellicht ook i.v.m. geometrische ligging)

A.9.2.1 Bodemgesteldheid

A.9.2.2 Grondonderzoek ten behoeve van de raai

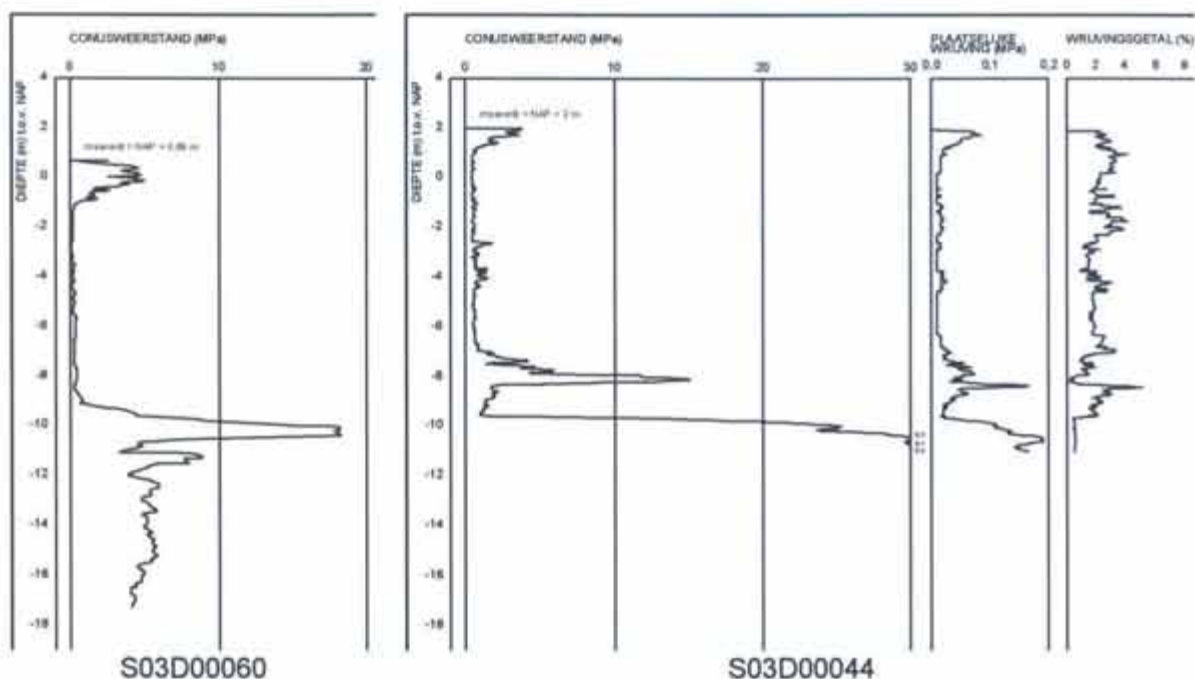
De sondeergrafiek horend bij het raaienonderzoek is weergegeven in Figuur A.36.



Figuur A.36 Sondeergrafiek raai Warffum Zuid

A.9.2.3 Overig grondonderzoek in de omgeving van de raai

De locaties van in Dino beschikbare sondeergrafieken in de nabijheid van de raai zijn weergegeven in de paragraaf over Warffum Noord in Figuur A. 37.



Figuur A.37 Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai Warffum Zuid

A.9.3 Beoordeling raai

A.9.3.1 Beoordeling raai op basis van bebouwing

In de nabijheid van de raai komt bebouwing voor.

A.9.3.2 Beoordeling raai op basis van geohydrologie

Redelijk goede meetreeksen, 2-D benadering niet representatief.

A.9.3.3 Beoordeling raai op basis van geotechniek

De in Dino aanwezige sondeergrafieken geven een min of meer vergelijkbaar funderingstechnisch beeld als de grafiek uit Figuur A.36. De maaiveldhoogten bevinden zich tussen circa 0,7 – 2,0 m + NAP. Bodemopbouw: voornamelijk zandige klei. Uit de boorbeschrijvingen van de boringen voor het plaatsen van de peilbuizen blijkt lokaal een dunne veenlaag voor te kunnen komen. Slappe ondergrond; kans op aanwezigheid staalfundering beperkt.

A.9.4 Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses

De bij de analyses toegepaste schematisering en waarden van de bodemparameters voor deze raai zijn weergegeven in Tabel 8.3.

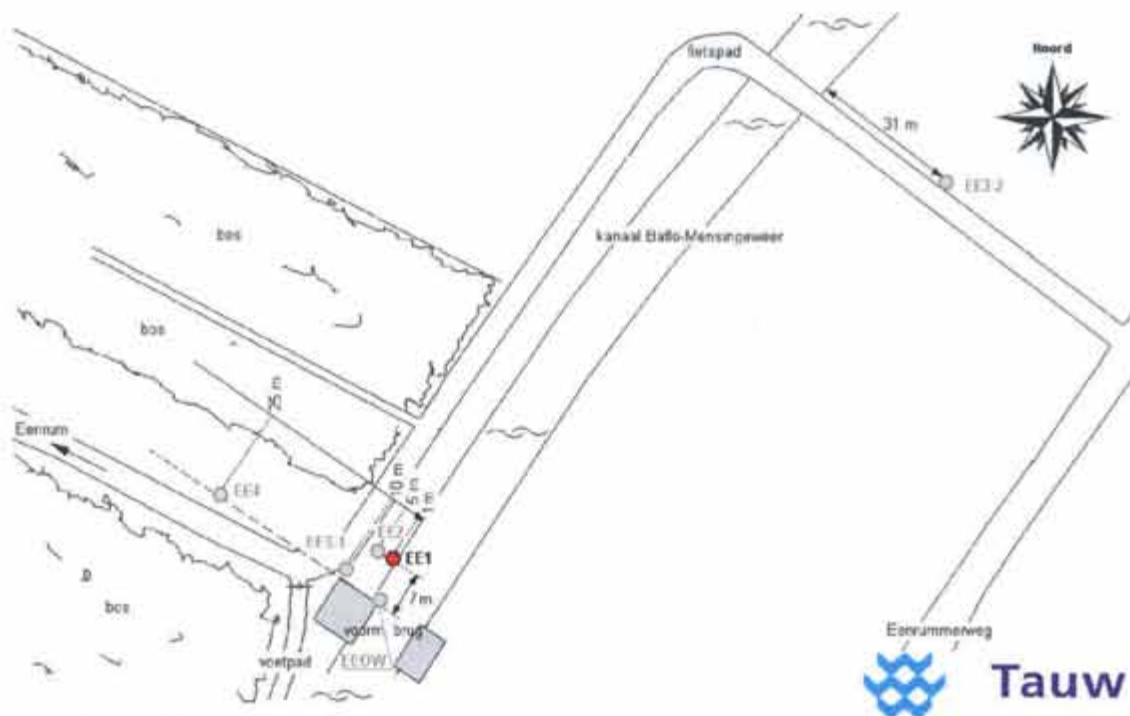
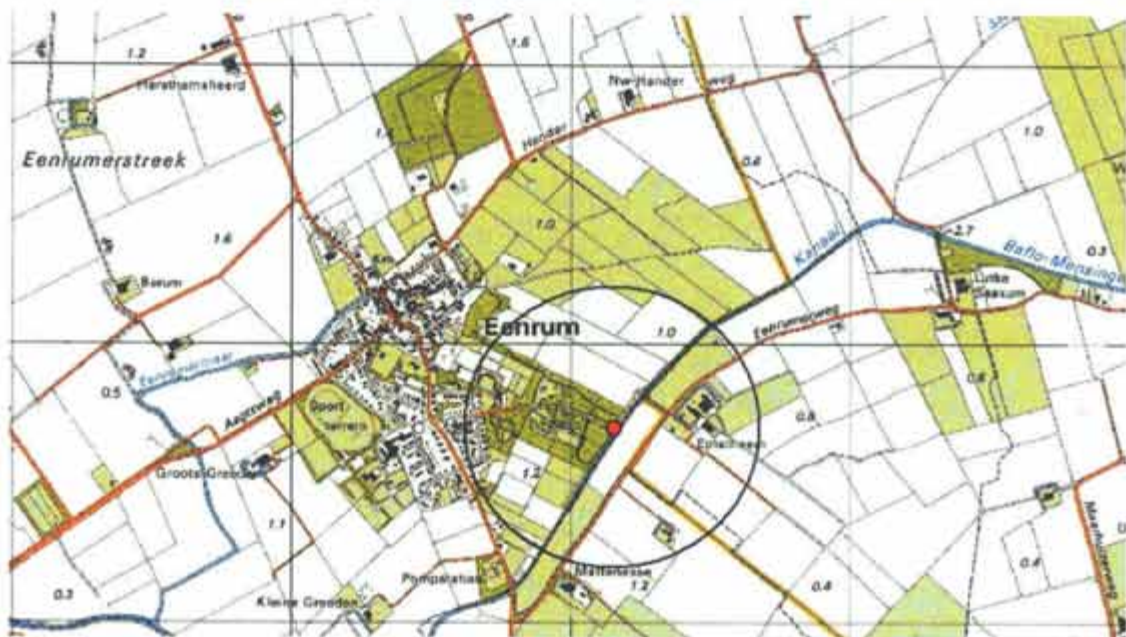
Schematisering laagindeling en zettingsparameters raai Warffum Zuid				
Grondsoort	Top laag [m NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C' [-]
Klei	1	15	15	20
Vaste ondergrond	-10			

Tabel A.4 Schematisering en parameters raai Warffum Zuid

A.10 Eenrum

A.10.1 Locatie raai en peilbuizen

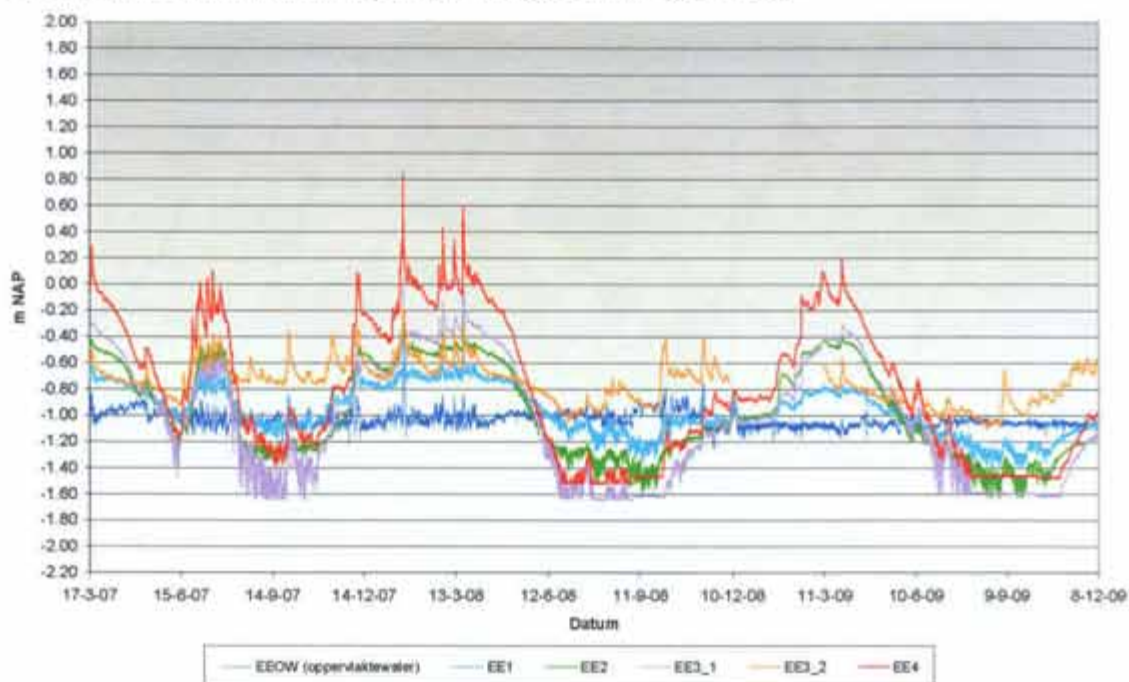
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur. A.38.



Figuur A.38 Locatie raai en peilbuizen Eenrum

A.10.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur A.39.



Figuur A.39 Meetresultaten peilmetingen Eenrum

Meetreeks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Goed
1	1	Goed
2	5	Goed
3	10	Slecht (diver loopt periodiek droog)
4	25	Slecht (diver loopt periodiek droog)

Tabel A.5 Peilmetingen Eenrum

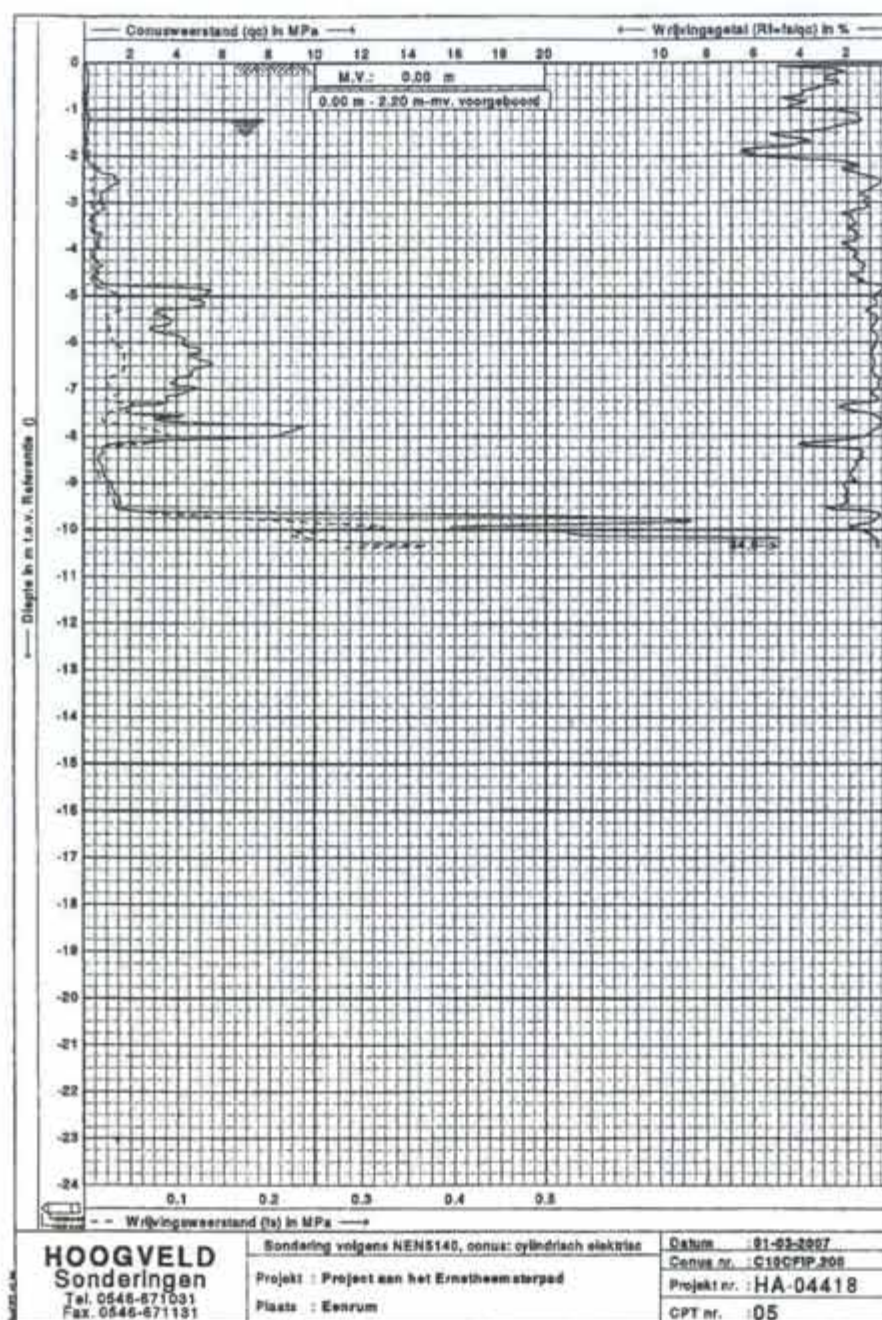
Opmerkingen:

- Diep: onderbroken, representativiteit onbekend wegens doorsnijden scheidende laag.
- Drainagevoorzieningen: waarschijnlijk niet (bos).
- Storende elementen: bosrand.

A.10.3 Bodemgesteldheid

A.10.3.1 Grondonderzoek ten behoeve van de raai

De sondeergrafiek horend bij het raaienonderzoek is weergegeven in Figuur A.40.



Figuur A.40 Sondeergrafiek raai Eenrum

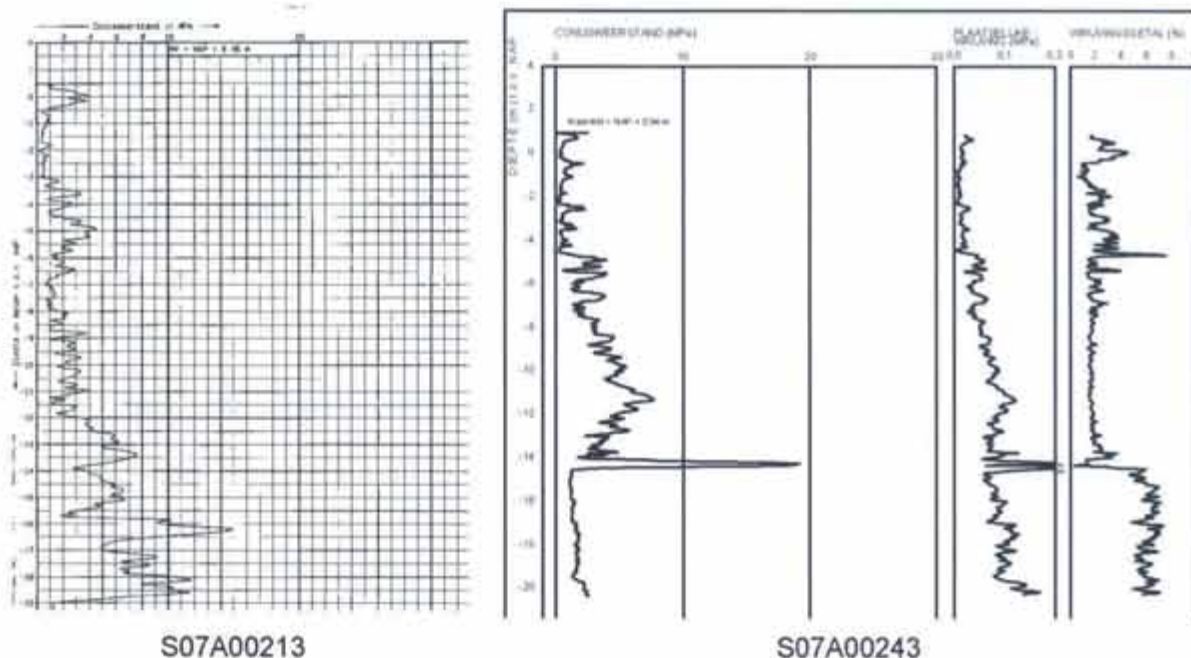
A.10.3.2 Overig grondonderzoek in de omgeving van de raai

De locaties van in Dino beschikbare sondeergrafieken in de nabijheid van de raai zijn weergegeven in Figuur A.41.



Figuur A.41 Sondeergrafieken in de nabijheid van de raai Eenrum

Een deel van twee sondeergrafieken is (niet op dezelfde schaal) weergegeven in Figuur A.42.



Figuur A.41 Enkele sondeergrafieken uit Dino, nabij de raai in Eenrum

A.10.4 Beoordeling raai

A.10.4.1 Beoordeling raai op basis van bebouwing

In de omgeving is vrijwel geen bebouwing aanwezig.

A.10.4.2 Beoordeling raai op basis van geohydrologie

Kwaliteit en representativiteit van de metingen is slecht

A.10.4.3 Beoordeling raai op basis van geotechniek

De in Dino aanwezige sondeergrafieken geven voor het hier beschouwde gebied een vergelijkbaar beeld te zien als de grafiek uit Figuur A.40.

De maaiveldhoogten zijn circa 0,46 - 1,3 m + NAP.

De bodemopbouw bestaat over de bovenste 10 m voornamelijk uit kleiig zand of zandige klei. Plaatselijk komt daaronder een zandlaag dan wel klei voor.

De aanwezigheid van staalfunderingen is mogelijk. Weliswaar zijn de conusweerstand laag maar uit de wrijvingsgetallen blijkt dat de bodem vrij zandig is.

A.10.5 Toegepaste schematisering en parameters zettingsanalyses

De bij de analyses toegepaste schematisering en waarden van de bodemparameters voor deze raai zijn weergegeven in Tabel A.6 en Tabel 8.5.

Schematisering laagindeling en zettingsparameters raai Eenrum				
Grondsoort	top laag [m NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C' [-]
Veen	1	17	17	30
klei	-1	17	17	30
zand	-4	18	20	1000
klei	-7	15	15	30
vaste ondergrond	-8.5			

Tabel A.6 Schematisering en parameters raai Eenrum

A.11 Den Andel

A.11.1 Locatie raai en peilbuizen

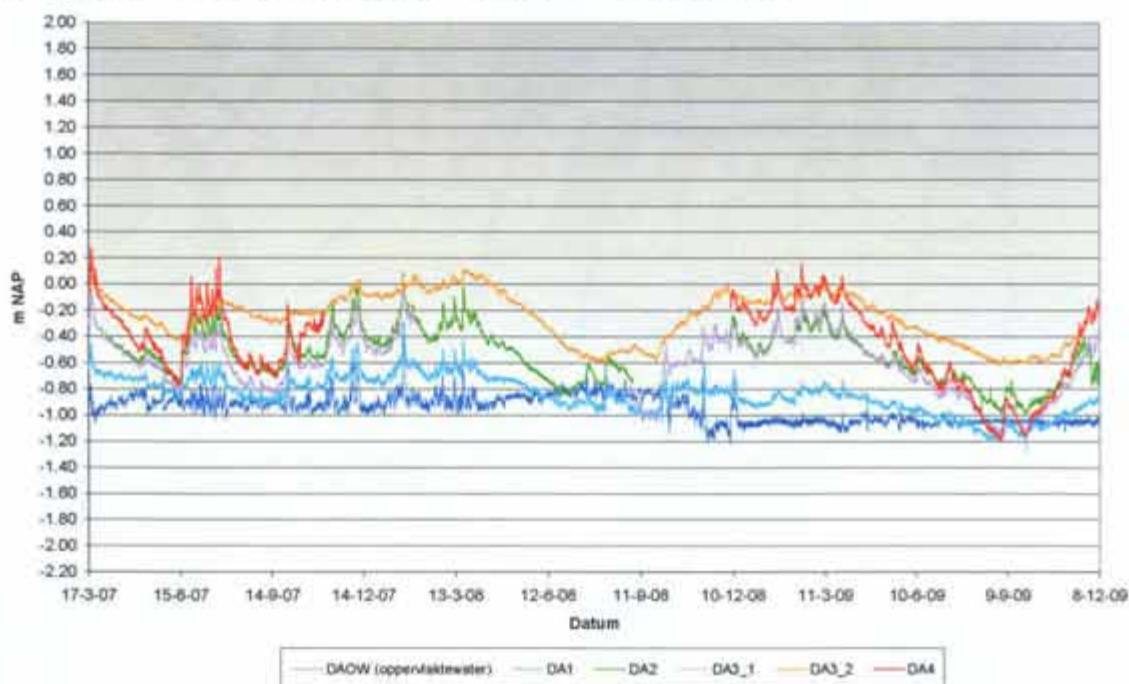
De locaties van de raai en de peilbuizen zijn weergegeven in Figuur A.43.



Figuur A.42 Locatie raai en peilbuizen Den Andel

A.11.2 Peilmetingen

De resultaten van de peilmetingen zijn weergegeven in Figuur A.43.



Figuur A.43 Meetresultaten peilmetingen Den Andel

Meetreeks nr.	Afstand tot OW [m]	Opmerkingen
OW	0	Vrij duidelijke sprong
1	1	Goed, koker
2	5	Twee onderbrekingen, koker
3	10	Onderbreking, straatpot
4	22	Lange onderbreking, straatpot

Tabel A.7 Berekeningsresultaten schadekansbepalingen

A.12 Berekende toename schadekans relatieve rotatie 1:300

A.13 Berekende schadekans relatieve rotatie 1:300, oorspronkelijk

A.14 Berekende toename schadekans relatieve rotatie 1:1000

A.15 Berekende schadekans relatieve rotatie 1:1000, oorspronkelijk

B Statistische analyse van variaties

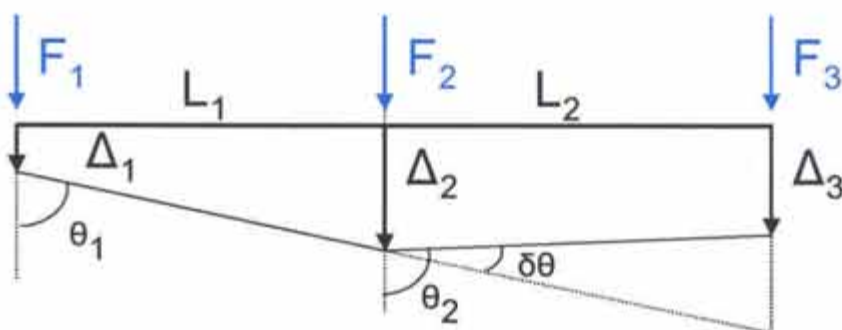
B.1 Inleiding

In het algemeen worden zettingen en schadegrenzen op een deterministische manier behandeld. Dat wil zeggen dat berekende waarden als 'vast' zijn beschouwd; er is geen rekening gehouden met mogelijke variaties van die waarden. In werkelijkheid vertonen zowel belastingen als bodemgegevens echter in ruimtelijke zin wél variaties. Zo zal de belasting op de fundering direct onder een deur of een raam lager zijn voor het muurdeel direct ernaast, zijn de vloerbelastingen in een gebouw niet gelijkmatig en vertonen bodemeigenschappen altijd een natuurlijke variatie. Op basis hiervan zou verwacht kunnen worden dat bij elk ontwerp altijd statistische analyses worden uitgevoerd. Dat is vanwege de bewerkelijkheid en de problemen om aan de juiste invoergegevens te komen niet het geval. Het effect van variaties wordt daarom meegenomen door het toepassen van zogenaamde partiële factoren. Dit zijn getallen waarmee correcties op de 'vaste' belastingen en weerstanden worden toegepast. De belasting waarop moet worden gerekend wordt daardoor hoger en de weerstand lager. Hierdoor wordt bij het ontwerp op een relatief eenvoudige, praktische, manier rekening gehouden met onzekerheden en variaties en wordt een voldoende veiligheidsniveau gehaald.

De grootte van het gebouw wordt hierbij echter niet meegenomen. In dit hoofdstuk wordt daarom onderzocht of daarvoor, op relatief eenvoudige wijze, een methode gedefinieerd kan die dit effect wél in rekening brengt.

B.2 Schema belasting en stijfheid

In Figuur A.1 is een schematische weergave gegeven van een funderingsstrook met 3 puntlasten, F_1 tot en met F_3 . Hoewel het principe ook geldt voor verdeelde belastingen wordt hier in verband met de eenvoud in eerste instantie gewerkt met puntlasten.



Figuur B.1 Schematische weergave belasting en stijfheid

In bovenstaande Figuur A.1 zijn 3 belastingen weergegeven die gekarakteriseerd kunnen worden met hun gemiddelde belasting μ_F en standaard afwijking σ_F .

Voor de stijfheid geldt eveneens dat deze gekarakteriseerd kan worden met een gemiddelde stijfheid μ_k en een standaard afwijking van de stijfheid σ_k .

B.3 Zetting en hoekverdraaiing

Voor de zetting Δ kunnen ook de verwachtingswaarde en standaardafwijking worden bepaald, en wel volgens:

$$\mu_{\Delta_i} = \frac{\mu_{F_i}}{\mu_{k_i}} \text{ en} \quad (\text{A.1})$$

$$\sigma_{\Delta_i} = \sqrt{\left(\frac{\partial \Delta_i}{\partial F_i}\right)^2 \cdot \sigma_{F_i}^2 + \left(\frac{\partial \Delta_i}{\partial k_i}\right)^2 \cdot \sigma_{k_i}^2} \quad (\text{A.2})$$

$$\text{omdat } \Delta_i = \frac{F_i}{k_i} \text{ volgt daaruit dat } \frac{\partial \Delta_i}{\partial F_i} = \frac{1}{k_i} \text{ en } \frac{\partial \Delta_i}{\partial k_i} = -\frac{F_i}{k_i^2} \text{ en dus:} \quad (\text{A.3})$$

$$\sigma_{\Delta_i} = \sqrt{\left(\frac{1}{k_i}\right)^2 \cdot \sigma_{F_i}^2 + \left(-\frac{F_i}{k_i^2}\right)^2 \cdot \sigma_{k_i}^2} \quad (\text{A.4})$$

Uit de 3 zakkingen in Figuur A.1 zijn de hoekverdraaiingen θ_1 en θ_2 af te leiden. Er geldt dat de gemiddelde hoekverdraaiing (de verwachtingswaarde van θ) gelijk zal zijn aan 0. Er is immers evenveel kans op een positieve als een negatieve hoekverdraaiing. Uiteraard is er wel sprake van een standaardafwijking van de hoekverdraaiing die ongelijk is aan 0. Voor de beoordeling van de kans op schade is vooral het hoekverdraaiingsverschil $\delta\theta$ ($= \theta_1 - \theta_2$) van belang. Hiervoor geldt:

$$\delta\theta = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{L_1} - \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{L_2} \quad (\text{A.5})$$

voor het geval L_1 gelijk is aan L_2 geeft dit:

$$\delta\theta = \frac{2\Delta_2 - \Delta_1 - \Delta_3}{L} \text{ en dus is de verwachtingswaarde van } \delta\theta: \quad (\text{A.6})$$

$$\mu_{\delta\theta} = \frac{2\mu_{\Delta_2} - \mu_{\Delta_1} - \mu_{\Delta_3}}{L} \quad (\text{A.7})$$

Merk op dat de verwachtingswaarde van $\delta\theta$ normaal gesproken nul is, want overal wordt dezelfde zetting verwacht: $\mu_{\Delta_1} = \mu_{\Delta_2} = \mu_{\Delta_3}$. De standaardafwijking van $\delta\theta$ is echter niet nul:

$$\sigma_{\delta\theta} = \sqrt{\left(\frac{\partial \delta\theta}{\partial \Delta_1}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_1}^2 + \left(\frac{\partial \delta\theta}{\partial \Delta_2}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_2}^2 + \left(\frac{\partial \delta\theta}{\partial \Delta_3}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_3}^2} \Rightarrow \quad (\text{A.8})$$

$$\sigma_{\delta\theta} = \sqrt{\left(-\frac{1}{L}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_1}^2 + \left(\frac{2}{L}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_2}^2 + \left(-\frac{1}{L}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_3}^2} = \sqrt{\frac{\sigma_{\Delta}^2}{L}} \quad (\text{A.9})$$

Deze formule is algemeen in de zin dat hij geldt voor het geval dat de standaardafwijkingen van alle drie de locaties verschillend zijn. Meestal zal van een gebied één gemiddelde en één standaardafwijking worden bepaald dat betekent dat formule (A.9) vereenvoudigd tot:

$$\sigma_{\delta\theta} = \sqrt{\frac{6}{L^2} \cdot \sigma_{\Delta}^2} \quad (\text{A.10})$$

Door hierin vergelijking (A.4) in te vullen geeft dit:

$$\sigma_{\delta\theta} = \sqrt{\frac{6}{L^2} \left(\frac{\sigma_F^2}{k^2} + \frac{F^2}{k^4} \cdot \sigma_k^2 \right)} \quad (\text{A.11})$$

Vaak, en ook in dit geval, is het handig te werken met de variatiecoëfficiënt (V), dit is de verhouding tussen de standaardafwijking en het gemiddelde van een variabele. Het voordeel daarvan is dat de absolute waarden van het gemiddelde en de standaardafwijking niet bekend hoeven te zijn, maar dat de onderlinge verhouding volstaat. In dit geval geldt dus dat:

$$V_F = \frac{\sigma_F}{\mu_F} \text{ en } V_k = \frac{\sigma_k}{\mu_k} \quad (\text{A.12})$$

Invullen van (A.12) in (A.11) en bedenkend dat k en F in feite staan voor de gemiddelde waarden μ_k en μ_F geeft dit:

$$\sigma_{\delta\theta} = \sqrt{\frac{6}{L^2} \left(\frac{V_F^2 \cdot \mu_F^2}{\mu_k^2} + \frac{\mu_F^2}{\mu_k^4} \cdot V_k^2 \cdot \mu_k^2 \right)} \quad (\text{A.13})$$

Ofwel, zie (A.1):

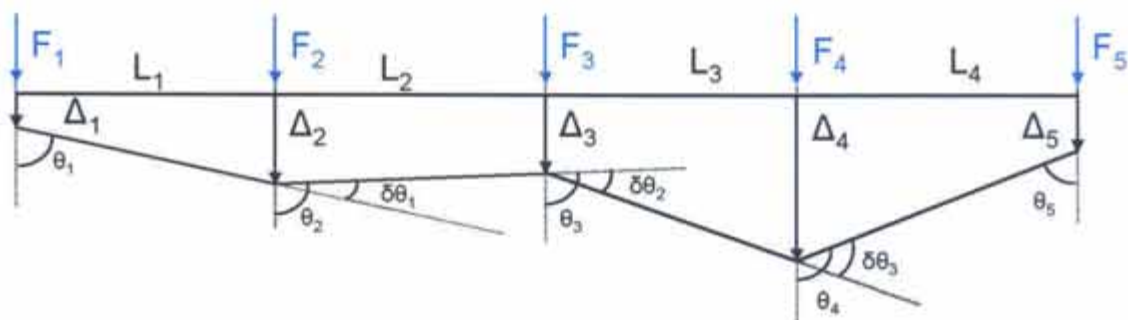
$$\sigma_{\delta\theta} = \sqrt{\frac{6}{L^2} \cdot (V_F^2 \cdot \mu_{\Delta}^2 + V_k^2 \cdot \mu_{\Delta}^2)} \quad (\text{A.14})$$

En dus, met voor $\Delta = \mu_{\Delta}$:

$$\sigma_{\delta\theta} = \sqrt{6} \cdot \frac{\Delta}{L} \cdot \sqrt{V_F^2 + V_k^2} \quad (\text{A.15})$$

De kans op schade in een gebouw met lengte $2L$, f_{2L} , kan nu worden bepaald door deze standaardafwijking te vergelijken met het schadecriterium. Hieruit volgt, aangezien het gemiddelde hoekverdraaiingsverschil gelijk is aan nul, direct het aantal standaardafwijkingen dat het schadecriterium van het gemiddelde af ligt en daarmee is ook de kans op schade bekend.

Toch behoeft deze formule nog een correctie: volgens deze formule zou de kans op schade namelijk afnemen met een toenemende lengte van het gebouw. Dat is correct in de zin dat de hoekverdraaiing zoals die is weergegeven in Figuur A.1 afneemt bij een toenemende lengte. Het is echter wel zo dat de gekozen modellering een sterke vereenvoudiging van de werkelijkheid is. Bij een grote lengte kunnen er immers op meerdere plaatsen over die lengte hoekverdraaiingsverschillen ontstaan, zie Figuur A.2.



Figuur B.2 Schematische weergave hoekverdraaiingen van een lang gebouw

Dit betekent dat de kans op schade bij een lang gebouw juist toeneemt. Theoretisch is het aantal plaatsen waar een hoekverdraaiingsverschil kan ontstaan onbeperkt. Praktisch gesproken zal er voor een hoekverdraaiingsverschil van enige betekenis toch sprake moeten zijn van een relevant verschil in zakking. Dat betekent dat óf wel de stijfheid van de bodem óf wel de belasting een relevant verschil dient te vertonen en daarvoor is een zekere afstand nodig. Hier is, vrij arbitrair, als afstand de hoogte van het gebouw aangehouden met als minimumwaarde 5 meter.

De redenen voor deze keuze zijn:

- Uit de resultaten van dit onderzoek is gebleken dat op afstanden van circa 5 meter relevante verschillen in stijfheid van de ondergrond voorkomen. Bij zeer kleine afstanden kan echter niet verwacht worden dat er nog veel verschil in stijfheid is.
- De hoogte van een gebouw speelt een belangrijke rol in de stijfheid van het gebouw en daarmee in het vermogen om spanningen te spreiden (vanuit verschillen in de ondergrond dan wel in belasting). Een hoger gebouw is stijver en zal variaties op een kleinere schaal niet geheel volgen. De lengteschaal is daarom gekoppeld aan de hoogte van het gebouw.

Bovenstaande keuze betekent dat voor een totale lengte van het gebouw L_T er $\frac{L_T}{H} - 1$

plaatsen zijn waar schade door een hoekverdraaiingsverschil kan optreden. Voor elk van deze plaatsen geldt dat de standaardafwijking van het hoekverdraaiingsverschil wordt gegeven door formule (A.15) en dat de kans op schade gelijk is aan f_{2L} . De kans dat er op één locatie géén schade optreedt is dus gelijk aan $(1 - f_{2L})$. Aangezien er voor het gebouw als geheel geen schade optreedt als alle locaties geen schade hebben is de kans daarop

$(1 - f_{2L})^{\text{aantal locaties}} = (1 - f_{2L})^{\frac{L_T}{H} - 1}$. Dit geeft dus een totale kans op schade f_{L_T} gelijk aan:

$$f_{L_P} = 1 - (1 - f_{2L})^{\frac{L_P}{H} - 1} \quad (\text{A.16})$$

De bovenstaande formules kunnen worden gebruikt voor:

- Het bepalen van de kans op een hoekverdraaiing die tot schade leidt voor een gebouw met een bepaald type fundering. Hierbij zijn gegevens nodig met betrekking tot de aanwezige funderingen.
- Het bepalen van de kans op een toename van de hoekverdraaiing die leidt tot schade t.g.v. autonome zetting.
- Het bepalen van de kans op een toename van de hoekverdraaiing die leidt tot schade t.g.v. in het verleden uitgevoerde peilveranderingen.
- Het bepalen van de kans op een toename van de hoekverdraaiing die leidt tot schade t.g.v. een polderpeil verlaging.

Opmerkingen:

- In het bovenstaande is er van uit gegaan dat de belastingen F_1 , F_2 en F_3 gekarakteriseerd kunnen worden door hun gemiddelde en standaardafwijking.
- Er is in bovenstaande afleiding gewerkt met puntlasten en puntveren in plaats van een ligger met een verend ondersteunde bedding en een verdeelde belasting. Dit is een vereenvoudiging van de werkelijkheid.
- Er is geen rekening gehouden met effecten van de echte vorm van de muren. Zo zal de plaats, grootte, het aantal en de constructiewijze van openingen als ramen en deuren invloed hebben op het optreden van scheuren. Dit is in meerdere of mindere mate al verwerkt in de schadecriteria.
- In feite is bij de bovenstaande afleiding uitgegaan van twee stukken ligger die ter plaatse van de koppeling géén buigend moment kunnen overdragen.
- Voor de waarde van L geldt dat die een zekere mate van koppeling heeft met de hoogte H van het gebouw. Een erg lang gebouw zal meer kans op schade vertonen terwijl een hoog gebouw in het algemeen stijver reageert en daardoor meer spreiding geeft van belasting en meer variatie in de ondergrond kan overbruggen zonder dat daarbij schade ontstaat. In eerste instantie wordt hier daarom aangehouden dat $L=H$, met een minimum waarde van 5 m. Het minimum is van toepassing aangezien bij kleine afstanden, bijvoorbeeld één meter, er nauwelijks meer sprake is van variatie in de ondergrond en/of belasting. De waarde van 5 m is vrij arbitrair maar in dit onderzoek is gebleken dat in de praktijk in elk geval bij afstanden van 6 m relevante variaties optreden. Voor hoge slanke gebouwen kan het werken met de grote hoogte in formule (A.5) mogelijk leiden tot een onderschatting van de kans op schade.
- De standaardafwijkingen/variatiecoëfficiënten zoals gebruikt in de bovenstaande formules hebben betrekking op een lengteschaal van een gebouwhoogte H van circa 5 à 6 m. Hiervoor kan dus, bijvoorbeeld voor de variatie in stijfheid van de ondergrond, in het algemeen niet direct een variatiecoëfficiënt worden gebruikt die gebaseerd is op standaard grondonderzoek. Daarbij zal in het algemeen namelijk sprake zijn van grotere afstanden tussen de onderzoekspunten. Dit zou in rekening kunnen worden gebracht door gebruik te maken van autocorrelatielengten. Voor de eenvoudige analyse zoals voorzien voor dit rapport gaat dat achter te ver. Er zal hier daarom gebruik worden gemaakt van de resultaten van de zettingsberekeningen op basis van hoge gemiddelde en lage invoerwaarden.
- Een vrijstaand pand bestaat uit 2 zijmuren, een vóór- en een achterkant. Toch kan niet zomaar met de lengte van de gehele omtrek van het gebouw worden gerekend. De

hoekverdraaiing tussen de zijmuur en een voor- en achterwand liggen namelijk niet in hetzelfde vlak; de muren staan in het algemeen namelijk loodrecht op elkaar. In dit rapport is daarom verder alleen gewerkt met schade aan een zijmuur. Dit komt, gezien de achtergrond ervan, naar verwachting overeen met Boscardin en Cording.

- Als schadecriterium wordt alleen gekeken naar hoekverdraaiingsverschillen en niet naar scheefstand (hoekverdraaiing) of andere parameters.
- Modelonzekerheden, bijvoorbeeld de vertaling van sondeerwaarden naar grondstijfheid, zorgen voor extra onzekerheid. Dergelijke onzekerheden zijn in dit rapport niet in de beschouwing meegenomen.

B.4 Aanpak bepaling schadekansen

Voor het bepalen van de kans op schade dienen de volgende invoergegevens bekend te zijn:

- De gemiddelde belasting μ_F en de standaard afwijking van de belasting σ_F (variatiecoëfficiënt van de belasting).
- De gemiddelde stijfheid μ_k en de standaard afwijking van de stijfheid σ_k (variatiecoëfficiënt van de stijfheid).
- De lengteschaal van de gebouwen.

Op basis daarvan kan het bepalen van de vervorming van de fundering op de volgende manieren plaatsvinden.

Eenvoudige manier:

- 1 Voor de hiervoor beschreven funderingstypen wordt voor één bodemprofiel (gebaseerd op één sondeergrafiek) berekend wat de zettingen zijn.
- 2 Voor de variatiecoëfficiënt voor de funderingszakkingen wordt de waarde afgeleid uit de berekende vrije maaiveldzakking/berekende waarden van de funderingszakkingen.

Nauwkeuriger manier:

- 1 Voor de hiervoor beschreven funderingstypen wordt voor alle beschikbare bodemprofielen berekend wat de zettingen zijn.
- 2 De variatiecoëfficiënten voor de funderingszakkingen worden voor elk type bepaald uit de resultaten van stap 1.

In dit rapport is de tweede methode aangehouden aangezien de daarvoor benodigde gegevens al beschikbaar zijn. Voor analyses van hele gebieden, zoals indertijd met 'het groene boek' zijn uitgevoerd zou de eenvoudige manier een goede aanpak vormen.

B.5 Heterogene funderingen

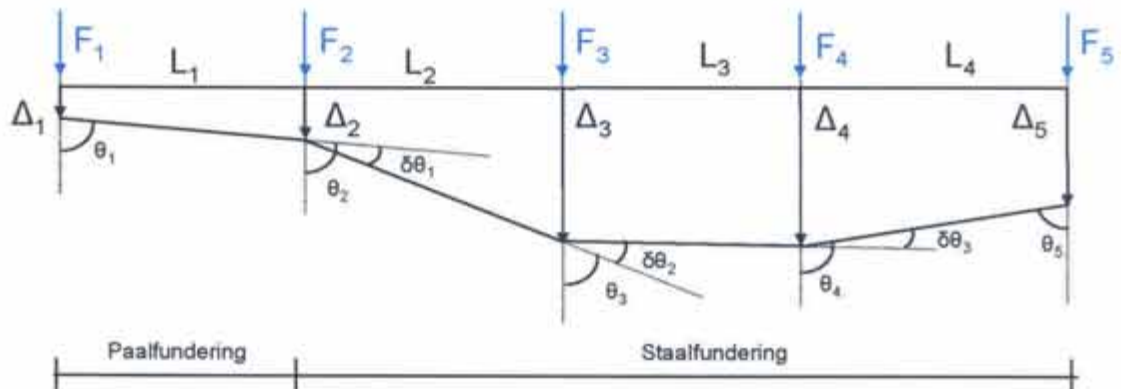
In de bovenstaande paragrafen is uitgegaan van een fundering met één gemiddelde stijfheid. Bij heterogene funderingen is dat niet het geval en kan het gebouw worden onderverdeeld in delen met elk een eigen gemiddelde funderingsstijfheid.

Hierbij zijn er twee uiterste mogelijkheden:

1. De delen zijn volledig aan elkaar gekoppeld.
2. De delen zijn volledig ontkoppeld.

ad 1) De delen zijn volledig aan elkaar gekoppeld.

Deze situatie is weergegeven Figuur A.3. Uit deze Figuur blijkt dat de grootste hoekverdraaiingsverschillen met name te verwachten zijn bij de overgang van het ene deel naar het andere. Voor de schade in elk gebouwdeel geldt dat dit geheel op de voorgaande wijze kan worden behandeld. Dat hoeft dus niet nader te worden uitgewerkt.



Figuur B.3 Schematische weergave hoekverdraaiingen gebouw met heterogene fundering

Voor de overgang tussen de beide gebouwdelen geldt wel een andere situatie dan hiervoor is aangehouden; het feit dat beide delen een andere gemiddelde zakking vertonen leidt al tot een gemiddeld hoekverdraaiingsverschil dat niet gelijk is aan nul. Er geldt nu:

$$\delta\theta_1 = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{L_1} - \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{L_2} \text{ en } \delta\theta_2 = \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{L_2} - \frac{\Delta_4 - \Delta_3}{L_3} \quad (\text{A.17})$$

In dit geval is het handig om verschil te houden tussen L_1 en L_2 aangezien voor L_1 bijvoorbeeld de h.o.h. afstand van de palen kan gelden en voor L_2 en L_3 de gebouwhoogte. Dit geeft de volgende verwachtingswaarden:

$$\mu_{\delta\theta 1} = \frac{\mu_{\Delta_2} - \mu_{\Delta_1}}{L_1} - \frac{\mu_{\Delta_3} - \mu_{\Delta_2}}{L_2} \text{ en } \mu_{\delta\theta 2} = \frac{\mu_{\Delta_3} - \mu_{\Delta_2}}{L_2} - \frac{\mu_{\Delta_4} - \mu_{\Delta_3}}{L_3} \text{ en} \quad (\text{A.18})$$

met $L_2 = L_3$:

$$\mu_{\delta\theta 1} = \frac{\mu_{\Delta_2} - \mu_{\Delta_1}}{L_1} - \frac{\mu_{\Delta_3} - \mu_{\Delta_2}}{L_2} \text{ en } \mu_{\delta\theta 2} = \frac{2\mu_{\Delta_3} - \mu_{\Delta_2} - \mu_{\Delta_4}}{L_2} \quad (\text{A.19})$$

Voor de standaardafwijkingen geldt:

$$\sigma_{\theta 1} = \sqrt{\left(\frac{\partial \theta}{\partial \Delta_1}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_1}^2 + \left(\frac{\partial \theta}{\partial \Delta_2}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_2}^2 + \left(\frac{\partial \theta}{\partial \Delta_3}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_3}^2} \Rightarrow \quad (\text{A.20})$$

$$\sigma_{\theta 1} = \sqrt{\left(-\frac{1}{L_1}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_1}^2 + \left(\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_2}^2 + \left(-\frac{1}{L_2}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_3}^2} \Rightarrow \quad (\text{A.21})$$

$$\sigma_{\theta 1} = \sqrt{\frac{\sigma_{\Delta_1}^2}{L_1^2} + \frac{(L_1^2 + 2L_1L_2 + L_2^2) \cdot \sigma_{\Delta_2}^2}{L_1^2 L_2^2} + \frac{\sigma_{\Delta_3}^2}{L_2^2}} \quad (\text{A.22})$$

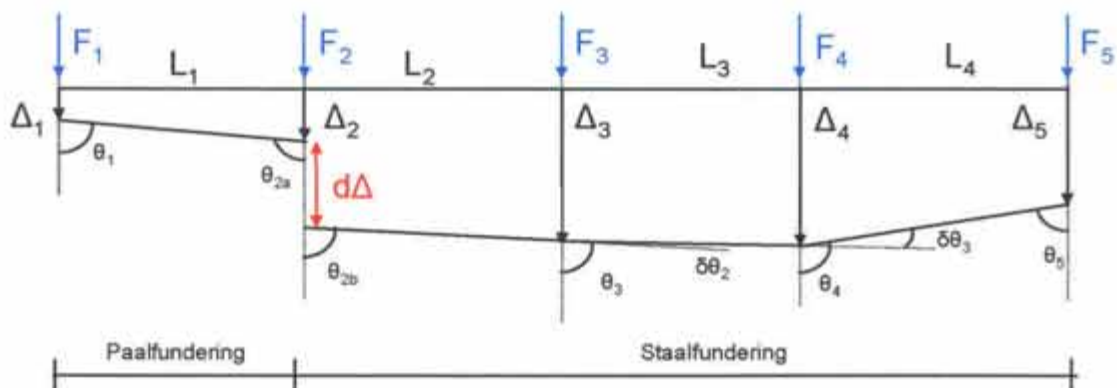
Aangezien $L_2 = L_3$ geldt voor de standaardafwijking $\sigma_{\theta 2}$ (zie ook (A.9)):

$$\sigma_{\theta 2} = \sqrt{\frac{\sigma_{\Delta_2}^2}{L_2^2} + 4 \cdot \frac{\sigma_{\Delta_3}^2}{L_2^2} + \frac{\sigma_{\Delta_4}^2}{L_2^2}} \quad (\text{A.23})$$

Met de bovenstaande gemiddelden en de standaardafwijkingen kunnen vervolgens de kansen op schade worden bepaald.

ad 2) De delen zijn volledig ontkoppeld.

Deze situatie is weergegeven in Figuur A.4. In deze figuur is een gebouw weergegeven dat gedeeltelijk op een paalfundering en gedeeltelijk op een staalfundering staat. Ter plaatse van de overgang tussen de delen is vrije beweging mogelijk. Daardoor ontstaat op die plaats in principe een verplaatsingsverschil $d\Delta$.



Figuur B.4 Schematische weergave hoekverdraaiingen gebouw met heterogene fundering, gebouw werkt als 2 delen

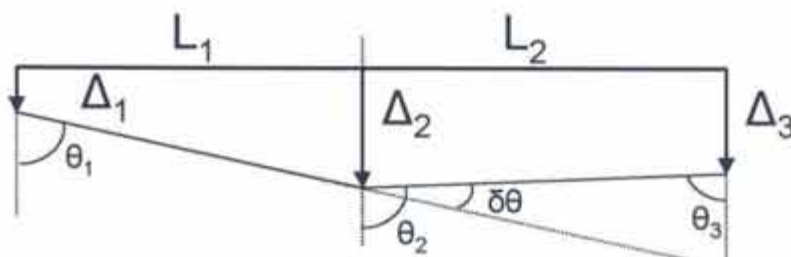
Voor wat betreft de kans op schade in de beide delen, kunnen die delen worden behandeld als onafhankelijke delen die elk hun eigen kans op schade hebben. Hierbij kan geheel de in paragraaf B.3 afgeleide methodiek worden gevolgd. Voor wat betreft de overgang tussen beide delen geldt dat in principe ook daarvoor een schadekans bepaald kan worden mits daarvoor een geschikt schadecriterium beschikbaar is. In het algemeen

zal het optreden van schade sterk afhangen van de wijze waarop de aansluiting tussen beide delen is gemaakt. In dit rapport is dit geval daarom niet nader uitgewerkt.

Opgemerkt wordt dat hier twee extreme gevallen zijn beschouwd. In werkelijkheid zal vrijwel altijd sprake zijn van een gedeeltelijke koppeling zodat dit tussen beide extreme gevallen in zit. Voor de kans op schade kan daarbij in eerste instantie de kans bij volledige koppeling worden aangehouden aangezien dit een bovengrens vormt. De kans op schade wordt daarmee dus waarschijnlijk iets overschat.

B.6 Zetting van de diepe ondergrond

In dit geval ontstaat zetting van de fundering zonder dat daarbij sprake is van een uitwendige belasting. De zetting ter plaatse van de fundering komt immers uit de diepe ondergrond. In Figuur A.5 is een schematische weergave gegeven van een funderingsstrook met waarbij 'autonome' zakkingen optreden.



Figuur B.5 Schematische weergave autonome zakking

In bovenstaande Figuur A.5 zijn 3 zakkingen weergegeven, er is hierbij sprake van een gemiddelde zakking μ_{Δ} en standaard afwijking σ_{Δ} .

Voor het geval L_1 gelijk is aan L_2 geeft dit dus als verwachtingswaarde van $\delta\theta$:

$$\mu_{\delta\theta} = \frac{2\mu_{\Delta_2} - \mu_{\Delta_1} - \mu_{\Delta_3}}{L} \quad (\text{A.24})$$

In de meeste gevallen is deze verwachtingswaarde gelijk aan nul, want gezien de schaal van een gebouw zal voor zetting vanuit de ondergrond in het algemeen overal dezelfde zetting worden verwacht: $\mu_{\Delta_1} = \mu_{\Delta_2} = \mu_{\Delta_3}$. De standaardafwijking van $\delta\theta$ is echter niet nul, hiervoor geldt (A.10):

$$\sigma_{\delta\theta} = \sqrt{\frac{6}{L^2} \cdot \sigma_{\Delta}^2} \quad (\text{A.25})$$

Uit vergelijken met een schadecriterium kan hiermee de schadekans worden bepaald.

B.7 Zetting door oxidatie

In dit geval ontstaat zetting van de fundering zonder dat daarbij sprake is van een uitwendige belasting. De zetting ter plaatse van de fundering komt nu uit de bovenste deel van de ondergrond. Verder is dit geheel analoog aan zetting uit de diepe ondergrond.

B.8 Zetting door peilverlaging

Voor de zetting door peilverlaging geldt dat die eveneens op een vergelijkbare wijze als zetting uit de diepe ondergrond kan worden behandeld.

B.9 Stapelen van effecten

Met behulp van de bovenstaande formules is het stapelen van effecten nu op een objectieve manier te verwerken. Er geldt namelijk in de huidige situatie voor de totale gemiddelde zetting $\mu_{\Delta_{Tot}}$:

$$\mu_{\Delta_{Tot}} = \mu_{\Delta_F} + \mu_{\Delta_{DS}} + \mu_{\Delta_{OS}} \quad (A.26)$$

Met:

μ_{Δ_F} = gemiddelde zetting t.g.v. belasting en stijfheid van de ondergrond

$\mu_{\Delta_{DS}}$ = gemiddelde zetting t.g.v. diepe (autonome) zettingen

$\mu_{\Delta_{OS}}$ = gemiddelde zetting t.g.v. oxydatie

Voor de standaardafwijking van deze totale zetting geldt:

$$\sigma_{\delta\theta_{Tot}} = \sqrt{\left(\frac{\partial_{\delta\theta}}{\partial_{\Delta_F}}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_F}^2 + \left(\frac{\partial_{\delta\theta}}{\partial_{\Delta_{DS}}}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_{DS}}^2 + \left(\frac{\partial_{\delta\theta}}{\partial_{\Delta_{OS}}}\right)^2 \cdot \sigma_{\Delta_{OS}}^2} \quad (A.27)$$

Ofwel:

$$\sigma_{\delta\theta_{Tot}} = \sqrt{\sigma_{\delta\theta_{Tot}}^2 + \sigma_{\delta\theta_{DS}}^2 + \sigma_{\delta\theta_{OS}}^2} \quad (A.28)$$

Op basis van dit gemiddelde en de standaardafwijking is weer de schadekans te bepalen.

Daarnaast kan ook het effect van een peilverlaging in rekening worden gebracht door die component ook op te nemen. Dit geeft:

$$\mu_{\Delta_{Tot}} = \mu_{\Delta_F} + \mu_{\Delta_{DS}} + \mu_{\Delta_{OS}} + \mu_{\Delta_{WI}} \quad (A.29)$$

Met:

μ_{Δ_F} = gemiddelde zetting t.g.v. belasting en stijfheid van de ondergrond

$\mu_{\Delta_{DS}}$ = gemiddelde zetting t.g.v. diepe (autonome) zettingen

$\mu_{\Delta_{OS}}$ = gemiddelde zetting t.g.v. oxydatie

$\mu_{\Delta_{WI}}$ = gemiddelde zetting t.g.v. een waterpeilverlaging

Voor de standaardafwijking van deze totale zetting geldt dan:

$$\sigma_{\delta\theta_{Tot}} = \sqrt{\sigma_{\delta\theta_{Tot}}^2 + \sigma_{\delta\theta_{DS}}^2 + \sigma_{\delta\theta_{OS}}^2 + \sigma_{\delta\theta_{WI}}^2} \quad (A.30)$$

Uiteraard kan op basis van dit gemiddelde en de standaardafwijking weer de schadekans worden bepaald. Daarnaast kan uit het verschil tussen de kans op schade voor de situatie mét en zonder peilverlaging de toename op de kans op schade worden bepaald die het gevolg is van de peilverlaging. Door te variëren met het schadecriterium kan ook de kans op verschillende typen schade worden bepaald.

B.10 | Toe te passen variatiecoëfficiënten voor belasting en ondergrond

Over de precieze waarde van de variatie van de belasting is weinig bekend, indien gewenst zou de waarde door middel van nader onderzoek nauwkeuriger kunnen worden bepaald.

De variatiecoëfficiënt van de stijfheid van de fundering wordt bepaald door zowel de variatie van de stijfheid van de constructie als die van de ondergrond.

Over de variatie van de stijfheid van funderingen is weinig bekend. Aangezien de fundering in het algemeen uit een gemetselde stroken of een gegoten betonnen balk bestaat zullen de variaties van de fundering zelf in het algemeen klein zijn. Uitzonderingen zijn mogelijk.

Met name het bepalen van de eigenschappen van de funderingen is in de praktijk lastig voor een groter gebied. Bij het inwinnen van informatie bij de gemeenten bleek dat zelfs het funderingstype slechts globaal bekend is, laat staan dat per pand bekend is hoe de fundering er precies uitziet. Het achterhalen van die informatie valt buiten het kader van dit onderzoek. Het is praktischer om, in gevallen van schade waarbij twijfel bestaat of die aan de bodemdaling/peilverandering toe te wijzen zijn, voor dat specifieke geval een funderingsinspectie uit te voeren.

De variatiecoëfficiënt van de stijfheid van de ondergrond is in principe op basis van uitgevoerd bodem- en funderingsonderzoek te bepalen. Aangezien het hier een studie betreft voor een groot gebied betekent dit dat de waarde van de variatiecoëfficiënt ófwel voor het gehele gebied moet worden bepaald op basis van het daarvoor beschikbare grondonderzoek óf dat wordt uitgegaan van de gangbare ontwerppraktijk.

In het eerste geval moet een aanzienlijke inspanning worden gepleegd om al de informatie bij elkaar te krijgen en te bewerken. Daarbij kan worden verwacht dat er lokaal afwijkende gebieden zullen voorkomen. Er moet daarom rekening worden gehouden met de lengteschaal van het gebouw, waarbij voor die lengteschaal in het algemeen geldt dat een andere variatiecoëfficiënt van toepassing is dan voor het gehele gebied.

Er is daarom gekozen voor het uitgaan van de gangbare ontwerppraktijk. Conform NEN 6740, artikel 10.6 wordt daarom uitgegaan van verschilzettingen van 50 % van de gemiddelde waarde. De norm zegt feitelijk: tenminste 50 %. Bedacht moet worden dat dit een ontwerpnorm is, dat betekend dat indien niet wordt gerekend aan de verschilvervorming uitgegaan moet worden van ten minste 50 %. Dit geldt voor constructies in het algemeen, dus niet specifiek voor huizen. Voor gebouwen, en zeker voor bestaande) lijkt 50 % toch wel een bovengrens aangezien er anders wel erg veel kans op schade bestaat.

Om een indruk te krijgen wat dit betekent voor de te hanteren variatiecoëfficiënten van de belasting en de ondergrond zijn die relaties nader uitgewerkt.

Voor de standaardafwijking van het verschil in zakking tussen de punten 1 en 2 HRT ($\delta\Delta = \Delta_1 - \Delta_2$) geldt dat die gelijk is aan:

$$\sigma_{\delta\Delta} = \sqrt{\sigma_{\Delta_1}^2 + \sigma_{\Delta_2}^2} \quad (8.31)$$

Met:

$$\sigma_{\Delta 1} = \sigma_{\Delta 2} = \sigma_{\Delta} \quad (8.32)$$

geeft dit:

$$\sigma_{\Delta\Delta} = \sqrt{2} \cdot \sigma_{\Delta} \quad (8.33)$$

Eerder is afgeleid dat:

$$\sigma_{\Delta} = \sqrt{\left(\frac{1}{k}\right)^2 \cdot \sigma_F^2 + \left(-\frac{F}{k^2}\right)^2 \cdot \sigma_k^2} \quad (8.34)$$

en:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\mu_F}{\mu_k} \quad (8.35)$$

Vergelijking 4.16 links en rechts delen door μ_{Δ} en invullen van vergelijking 4.17 geeft:

$$\frac{\sigma_{\Delta}}{\mu_{\Delta}} = \sqrt{\frac{\left(\frac{1}{k}\right)^2 \cdot \sigma_F^2 + \left(-\frac{F}{k^2}\right)^2 \cdot \sigma_k^2}{\left(\frac{\mu_F}{\mu_k}\right)^2}} \quad (8.36)$$

met $\mu_F = F$ en $\mu_k = k$ geeft dit:

$$\frac{\sigma_{\Delta}}{\mu_{\Delta}} = V_{\Delta} = \sqrt{\frac{\left(\frac{1}{k}\right)^2 \cdot \sigma_F^2 + \left(-\frac{F}{k^2}\right)^2 \cdot \sigma_k^2}{\left(\frac{F}{k}\right)^2}} = \sqrt{\frac{\sigma_F^2}{F^2} + \frac{\sigma_k^2}{k^2}} = \sqrt{\frac{\sigma_F^2}{\mu_F^2} + \frac{\sigma_k^2}{\mu_k^2}} = \sqrt{V_F^2 + V_k^2} \quad (8.37)$$

Invullen van 4.19 in 4.15 geeft vervolgens:

$$\sigma_{\Delta\Delta} = \mu_{\Delta} \cdot \sqrt{V_F^2 + V_k^2} \cdot \sqrt{2} \quad (8.38)$$

Als zowel V_F als $V_k = 0,1$ geeft dit $\sigma_{\Delta\Delta} = \mu_{\Delta} \cdot 0,2$.

De kans op een verschilzakking groter dan de helft van de gemiddelde zakking (μ_{Δ}) is dan:

$$P_r(|\delta_{\Delta}| \geq 0,5 \mu_{\Delta}) = 2 \cdot \Phi\left(-\frac{0,5 \mu_{\Delta}}{0,2 \mu_{\Delta}}\right) = 2 \cdot \Phi(-2,5) = 2 \cdot 0,0062 = 0,012 \quad (8.39)$$

Dat betekent dat een verschilzakking van 0,5 (50%) zoals genoemd in de normen een kans van optreden heeft van 1,2 % uitgaand van een grootte van de variatiecoëfficiënten van 0,1. Gezien het feit dat bij toepassen van de norm slechts een geringe kans op schade zal worden geaccepteerd (de precieze kans is onbekend) is dit een reële maat. In het vervolg zal hier daarom worden gewerkt met variatiecoëfficiënten van de stijfheid van de bodem en de belasting gelijk aan 0,1.

In het bovenstaande is er van uit gegaan dat de zettingen in beide punten onafhankelijk van elkaar zijn. Indien er wel sprake van een onderlinge afhankelijkheid worden de formules een beetje anders en verandert dus ook de kans op 50% standsverschil. De verschillen zijn echter zodanig dat de conclusie met betrekking tot de grootte van de variatiecoëfficiënten (0,1) gehandhaafd blijft.

C Toegepaste aanpak beoordeling

C.1 Inleiding

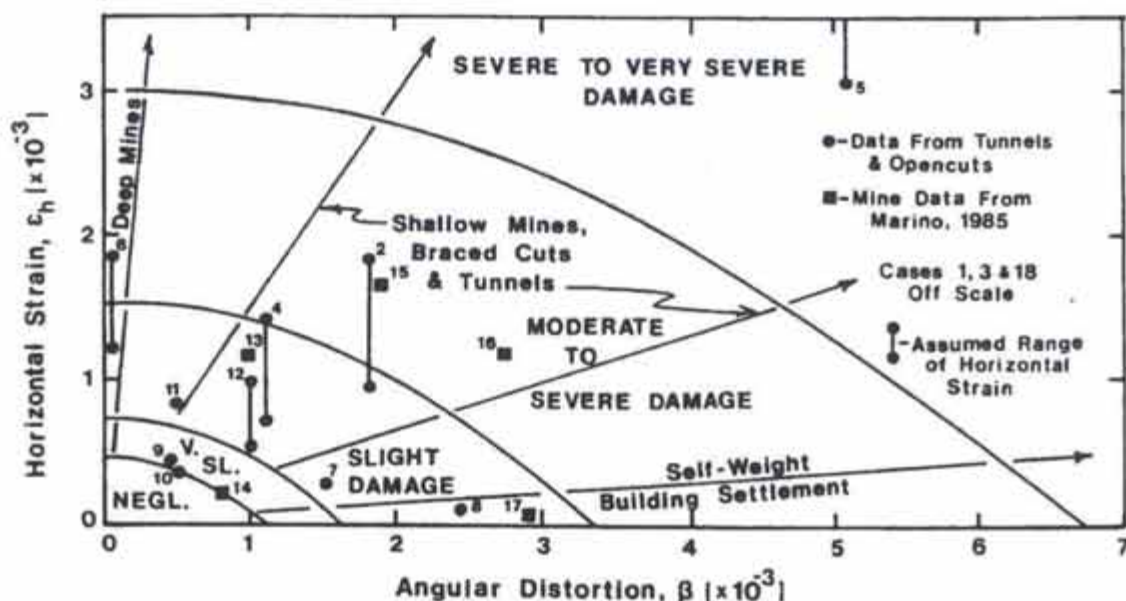
Aangezien het hier reeds bestaande bouw betreft gelden hiervoor andere eisen dan de eisen uit de norm voor nieuwbouw. Dit wordt op diverse plaatsen aangegeven, onder meer in [van Tol 1996], paragraaf 3.3: Funderingsonderzoek, waar staat: 'Het zal duidelijk zijn dat de benadering, volgens de zelfde normen die voor een nieuwe fundering gelden, niet tot een zinnig onderzoek leidt'.

Dit is ook de praktijk in de grote steden waar bij woning renovatieprojecten andere eisen worden gehanteerd dan bij nieuwbouw. Zo staat in [Basisrapport 1998]: 'Laten we de nieuwbouwnormen los op onze bestaande panden dan zouden we het merendeel moeten slopen, terwijl deze panden er reeds decennia staan; weliswaar onderhevig aan vervormingen en scheurvorming, maar deze schade is meestal van zodanige aard dat er geen sprake is van een onveilige situatie'.

In deze bijlage worden daarom een aantal verschillende aanpakken vergeleken. Allereerst wordt de gebruikelijke definitie van schadeklassen beschreven en vervolgens worden de criteria volgens de norm (nieuwbouw) en de aangehouden waarden in een aantal grote gemeenten gegeven. Tenslotte wordt op basis hiervan de voor dit onderzoek aangehouden grenswaarde vastgesteld.

C.2 Definitie schadeklassen

Een gebruikelijke methode voor het bepalen van optredende schade is de methode van [Boscardin & Cording 1989]. De hierbij horende schadegebieden zijn weergegeven in onderstaande Figuur C.1.



Figuur C.1 Relatie tussen schade en horizontale (trek) rekken en relatieve rotatie β ('angular distortion') uit [Boscardin & Cording 1989]

De schadeklassen in deze Figuur C.1 komen redelijk overeen met de in Nederland meest gebruikte definitie voor schadeklassen [CUR/COB 2000] zoals weergegeven in Tabel C.1.

Schadeklasse	Omschrijving	Karakterisering schadebeeld
0	Verwaarloosbaar	Haarscheurtjes kleiner dan circa 0,1 mm
1	Zeer licht	Kleine scheuren, meestal beperkt tot pleisterwerk, die eenvoudig kunnen worden weggewerkt. Enige scheurvorming in metselwerk. Scheurwijdten tot 1 mm.
2	Licht	Geringe scheurvorming, kan eenvoudig hersteld worden. Scheuren kunnen aan de buitenzijde zichtbaar zijn en kunnen tot vochtdoorslag leiden. Deuren en ramen kunnen licht klemmen. Scheurwijdte tot 5 mm.
3	Matig	Scheuren zijn zodanig, dat metselwerk dient te worden hersteld. Deuren en ramen klemmen. Mogelijke schade aan nutsaansluitingen. Vochtdoorslag mogelijk. Scheurwijdten 5 tot 15 mm.
4	Ernstig	Herstel vergt vervanging van muurdelen en ander constructieve elementen. Bruikbaarheid en toegankelijkheid ernstig aangetast. Voelbare scheefstand. Scheurwijdten 15 tot 25 mm.
5	Zeer ernstig	Volledige renovatie noodzakelijk. Instortingsgevaar. Scheurwijdten groter dan 25 mm.

Tabel C.1 Definitie schadeklassen

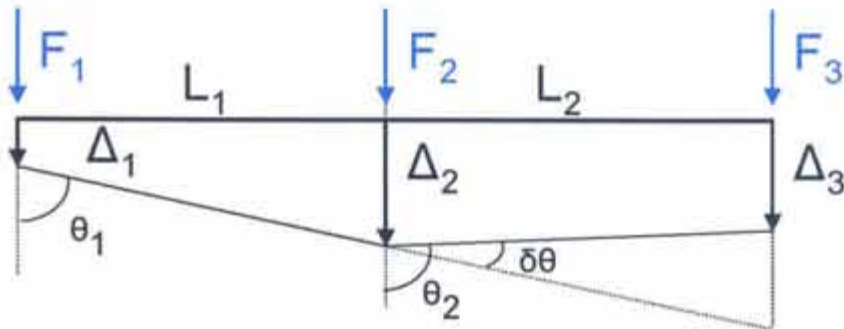
Opgemerkt moet worden dat de beleving van bewoners naar verwachting sterk zal afwijken van de hier gehanteerde omschrijvingen. De meeste mensen zullen scheuren met een scheurwijdte van 5 mm namelijk niet als lichte maar als zware schade beoordelen. Omdat de in Tabel C.1 genoemde indeling een erkende is zal die hier toch worden aangehouden. Zoals in Figuur C.1 is weergegeven treedt schade eerder op, indien er sprake is van horizontale rekken. Dat wil zeggen bij lagere hoekverdraaiingsverschillen dan in Tabel C.1 is aangegeven. Horizontale rekken treden bijvoorbeeld op in de omgeving van ontgravingen zoals bouwputten. In dit geval waar er alleen sprake is van zettingen ten gevolge een peilverlaging is dat niet het geval en kunnen de in Tabel C.1 gegeven waarden worden aangehouden.

C.3 Criteria in de Norm (nieuwbouw)

In de norm [NEN 6740] worden ontwerpwaarden gegeven voor nieuwe gebouwen. Deze waarden zijn weergegeven in Tabel C.2. Voor de verklaring van de diverse begrippen wordt verwezen naar Figuur C.2.

Maximale waarden funderingsvervorming (Figuur C.2 Begrippen vervormingen en rotaties)	Waarde	Eenheid
Zakking (Δ)	150	[mm]
Hoekverdraaiing (θ)	1/300	[-]
Hoekverdraaiingsverschil ($\delta\theta$)	1/300	[-]
Hoekverdraaiingsverschil i.v.m. constructieve veiligheid ($\delta\theta$)	1/100	[-]

Tabel C.2 Grenswaarden voor vervormingen nieuwbouw



Figuur C.2 Begrippen vervormingen en rotaties

C.4 Criteria in Amsterdam

In Amsterdam is in het verleden een groot meetprogramma opgezet dat het gehele stadsgebied dekt. In het kader van dit meetprogramma wordt regelmatig gemeten zodat trends, zowel globaal als lokaal, kunnen worden afgeleid. De grote hoeveelheid gemeten punten samen met de relatief lange meetperiode maakt het mogelijk goed onderbouwde maatregelen te nemen. Het meetnet is gepresenteerd op het internet <http://www.atlas.amsterdam.nl>.

In Figuur C.3 zijn de gebiedsgrenzen van Amsterdam weergegeven terwijl Figuur C.4 een detail weergeeft van het meetboutennet (de paarse punten).



Figuur C.3 Gebiedsgrenzen Amsterdam



Figuur C.4 Detail meetboutennet

Als indicatieve grenswaarden voor stadsvernieuwing wordt uitgegaan van de weergegeven waarden in Tabel C.3 [van Tol 1996]. Er wordt geen waarde gegeven voor het toegestane hoekverdraaiingsverschil.

klasse	Scheefstand [-]	Zakkings- snelheid [mm/jaar]	Verschil zakking- snelheid [mm/jaar]	Handhavings- termijn [jaren]	Type woning- verbetering
I	0,005	1	0,5	40	Hoog niveau met extra belasting
II	0,01	2	1	25	Hoog niveau zonder extra belasting
III	0,015	3	1,5	15	Laag niveau
IV	0,02	4	2	-	Geen. Tenzij funderings- herstel

Tabel C.3 Indicatieve grenswaarden voor vervormingen stadsvernieuwing Amsterdam

Overigens wordt in de diverse deelgemeenten op verschillende wijze omgegaan met deze criteria in het kader van stadsvernieuwingprojecten (soms ook andere criteria toegepast). Dit geeft aan hoe moeilijk het is om tot algemeen hanteerbare en geaccepteerde criteria te komen.

C.5 Criteria in Rotterdam

In Rotterdam wordt per deelgebied gewerkt en gestart met meten zodra duidelijk is dat er sprake is of kan zijn van een probleem. In het rapport [Gemeentewerken Rotterdam, 2005] worden de in Tabel C.4 genoemde criteria gegeven.

Maximale waarden funderingsvervorming t.b.v. woningverbetering		
Zakkingsnelheid	5	[mm/jaar]
Maximale hoekverdraaiing (matig pand)	1/66,6	[-]
Maximale hoekverdraaiing (slecht pand)	1/50	[-]

Tabel C.4 Grenswaarden voor vervormingen stadsvernieuwing Rotterdam

Er wordt geen waarde gegeven voor het toegestane hoekverdraaiingsverschil.

Bij een kwalitatief matig pand mag bij toepassen van woningverbetering gedurende de komende 15 jaar de hoekverdraaiing niet groter worden 1/50. Dat betekent dat, uitgaand van een reeds bestaande hoekverdraaiing van 1/66,6 (15 mm/m) er maximaal 5 mm/m bij mag komen in 15 jaar. Dat is dus 1/3 mm/m per jaar. Bij een gebouwbreedte van 5 m is dat dus 1,5 mm per jaar. Dat komt geheel overeen met klasse III (matig pand) van de Amsterdamse waarden. Voor renovatie geldt in Rotterdam dat het pand dan de komende 50 jaar moet voldoen.

C.6 Criteria in Dordrecht

In Dordrecht is het te onderzoeken gebied opgedeeld in drie delen waar in elk deel een ander bureau het onderzoek heeft uitgevoerd. Het betreft Wareco, Fugro Ingenieursbureau en het Ingenieursbureau van Gemeentewerken Rotterdam. Er is indertijd geprobeerd om met deze drie bureaus het op één lijn te komen wat betreft criteria voor de beoordeling van panden maar dat is ook hier (zie ook de deelgemeenten in Amsterdam) niet gelukt. Door Deltares (toenmalige GeoDelft) is gecontroleerd of de verschillende criteria tot grote verschillen

leidden wat betreft beoordeling van panden. Dat bleek niet het geval te zijn. In Dordrecht wordt door Wareco gehanteerd:

Maximale waarden funderingsvervorming		
Zakkingsnelheid	3	[mm/jaar]
Hoekverdraaiing architectonische schade	1/300	[-]
Hoekverdraaiing constructieve schade ondergrens	1/150	[-]
Hoekverdraaiing constructieve schade bovengrens	1/50	[-]

Tabel C.5 Grenswaarden voor vervormingen stadsvernieuwing Dordrecht

Er wordt geen waarde gegeven voor het toegestane hoekverdraaiingsverschil.

In [SBR 2008] wordt (voor heel Nederland) gesteld:

- Bij zakkingsnelheden groter dan 2 mm/jaar is sprake van een matige fundering.
- Bij zakkingsnelheden groter dan 4 mm/jaar is sprake van een slechte fundering.
- Nader onderzoek naar de oorzaak en/of funderingsherstel is in dat laatste geval dringend gewenst.

C.7 Criteria in Haarlem

In Haarlem worden, zie ook [SBR 2008] de volgende kwaliteitsklassen gebruikt voor beoordeling van funderingen:

Kwaliteitsklasse	Beoordeling
I	Goed, op basis van dit onderzoek is binnen 25 jaar nauwelijks (extra) scheurvorming of (extra) scheefstand te verwachten. De fundering is te handhaven voor een periode langer dan 25 jaar.
II	Redelijk tot matig, binnen nu en 25 jaar zijn geringe zettingsverschillen te verwachten, doch niet in die mate dat dit onacceptabele schade zal veroorzaken. Geen wijzigingen in de belasting op de fundering aanbrengen.
III	Slecht, binnen nu en 25 jaar zijn onderlinge zettingsverschillen te verwachten, die zullen leiden tot schade aan het casco. Het is noodzakelijk de fundering te herstellen teneinde (verdere) zettingsverschillen te voorkomen.

Tabel C.6 Kwaliteitsklassen gehanteerd in Haarlem

Voor de indeling in de categorieën wordt uitgegaan van:

Rotatie t.o.v. horizontaal	Beoordeling
0 tot 1/200	Goed
1/200 tot 1/100	Redelijk
1/100 tot 1/67	Matig
1/67 tot 1/50	Slecht

Tabel C.7 Categorie-indeling Haarlem

Er wordt ook hier geen waarde gegeven voor het toegestane hoekverdraaiingsverschil.

C.8 Conclusie

De in diverse gemeenten gehanteerde vervormingscriteria lijken sterk op elkaar. Opvallend is dat bij geen van de hierboven vermelde gevallen sprake is van een criterium voor het hoekverdraaiingsverschil terwijl dat juist het uitgangspunt is voor veel schadecriteria, zie paragraaf C.2. Een reële waarde voor het toelaatbare hoekverdraaiingsverschil lijkt de in de norm vermelde waarde voor het geval dat wordt gebruikt voor de toetsing van vervormingen na het uitvoeren van woningverbetering. Ervan uit gaand dat het oude panden betreft die inmiddels zijn gerenoveerd kan deze waarde worden aangehouden. Samengevat levert dit de in Tabel C.8 en Tabel C.9 weergegeven waarden voor handhavingstermijnen van 15 respectievelijk 50 jaar (d.w.z. dat de termijn van Rotterdam is aangehouden).

Hoekverdraaiing [-]	Zakking- snelheid [mm/jaar]	Verskil zakking- snelheid [mm/jaar]	Hoekverdraaiings- verschil Na renovatie [-]	Handhavings- termijn [jaren]
1/67	3	1,5	1/300	15

Tabel C.8 Indicatieve grenswaarden voor een handhavingstermijn van 15 jaar

Hoekverdraaiing [-]	Zakking- snelheid [mm/jaar]	Verskil zakking- snelheid [mm/jaar]	Hoekverdraaiings- verschil Na renovatie [-]	Handhavings- termijn [jaren]
1/67	1	0,5	1/300	50

Tabel C.9 Indicatieve grenswaarden voor een handhavingstermijn van 50 jaar

In dit rapport wordt alleen getoetst op het hoekverdraaiingsverschil. De reden daarvoor is dat alleen daarvoor uitgewerkte theorie met betrekking tot het stapelen van effecten beschikbaar is. Het gebruikte criterium is conform het bovenstaande een hoekverdraaiingsverschil van 1/300.

C.9 Houten paalfunderingen

In het bovenstaande is uitgegaan van de vervormingen van een pand. Speciale aandacht is nodig in het geval van houten paalfunderingen. In dat geval dient, indien er sprake is van een woning die als matig of slecht wordt beoordeeld, inspectie van de fundering plaats te vinden. De wijze waarop dit dient te gebeuren is omschreven in het "Protocol voor het uitvoeren van een inspectie aan houten paalfunderingen" [VROM 2003]. Uiteraard dient, op basis van dergelijk locatie specifiek onderzoek, te worden besloten of vervanging van de houten palen nodig is. Voor deze meer theoretische studie is dit niet mogelijk, en dus ook niet gedaan. Schade aan paalfunderingen door peilverlagingen, waardoor (houten) paalkoppen droog komen te staan is eveneens zeer locatiespecifiek en hier daarom niet beschouwd. Schade door de extra belasting (negatieve kleef) die het gevolg kan zijn van de peilaanpassing is gezien de toch al kleine zettingen en zettingsverschillen die paalfunderingen kenmerken veel minder te verwachten dan schade aan ondiep, op staal, gefundeerde gebouwen.

Voor nieuwere gebouwen die op houten palen zijn gefundeerd geldt vrijwel altijd dat daarbij oplangers zijn gebruikt. De eis die daarbij wordt gesteld is dat de oplangers tenminste tot 0,4 m beneden de laagste grondwaterstand moeten worden aangebracht. In zo'n geval zal 0,15 m peilverlaging dus niet leiden tot problemen door droogvallen van de paalkop.

D Geohydrologische analyses

In deze Bijlage worden de resultaten van de geohydrologische berekeningen gepresenteerd.

D.1 Winsum-West en Winsum-Oost

D.1.1 Geanalyseerde doorsneden



Figuur D.1 Geanalyseerde doorsneden Winsum-West en Winsum-Oost

D.1.2 Berekeningsinput

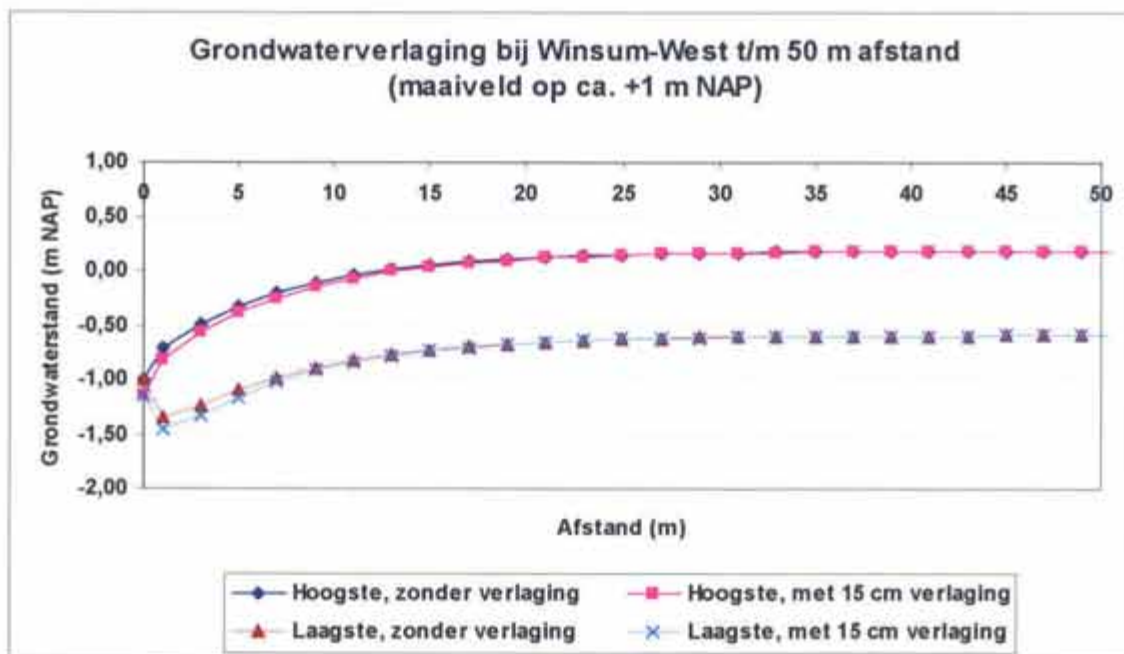
- Zomer periode in 2008 (grootste grondwaterverlaging): 23-3-2008 t/m 1-7-2008
- Tot 23-3-2008 (gemiddeld vanaf 1-1-2008 t/m 22-3-2008: 82 dagen): verdamping 0,00054 m/dag, neerslag 0,002909 m/dag.
- Tijdens verlaging vanaf 23-3-2008 t/m 1-7-2008 (102 dagen): verdamping 0,002958 m/dag, neerslag 0,001133 m/dag.
- Maaiveld op ca. NAP + 1m, pleistocene zandlaag op ca. NAP - 10 m bij Winsum-West en ca. NAP -9 m bij Winsum-Oost.
- Waterpeil in de boezem op ca. NAP - 1 m.

De berekende k-waarde ($k_h = k_v$) door middel van ijking voor Winsum-West en Winsum-Oost (WIW4 op 25,9 m afstand en WIO4 op 25,0 m afstand): 0,0005 m/dag bij Winsum-West en 0,00825 m/dag bij Winsum-Oost.

D.1.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging

D.1.3.1 Winsum-West

De berekeningsresultaten voor Winsum-West zijn weergegeven in Figuur D.2.

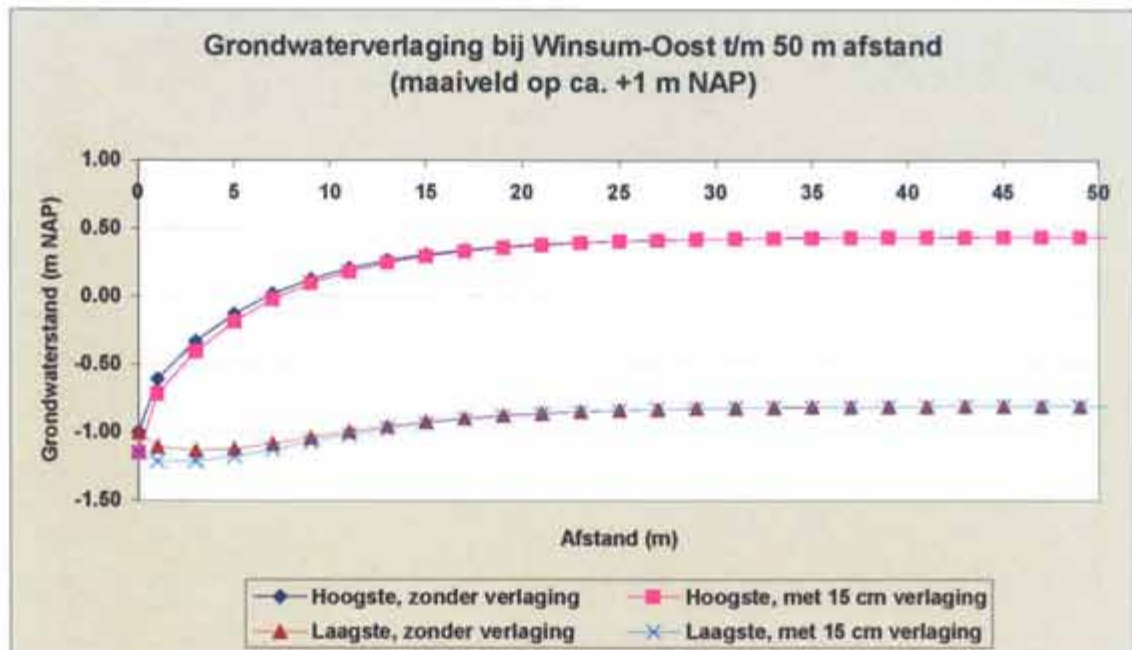


Figuur D.2 Berekeningsresultaten peilverlaging Winsum-West

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij Winsum-West op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,11 m, 0,06 m, 0,03 m en 0,004 m.

D.1.3.2 Winsum-Oost

De berekeningsresultaten voor Winsum-Oost zijn weergegeven in Figuur D.3.

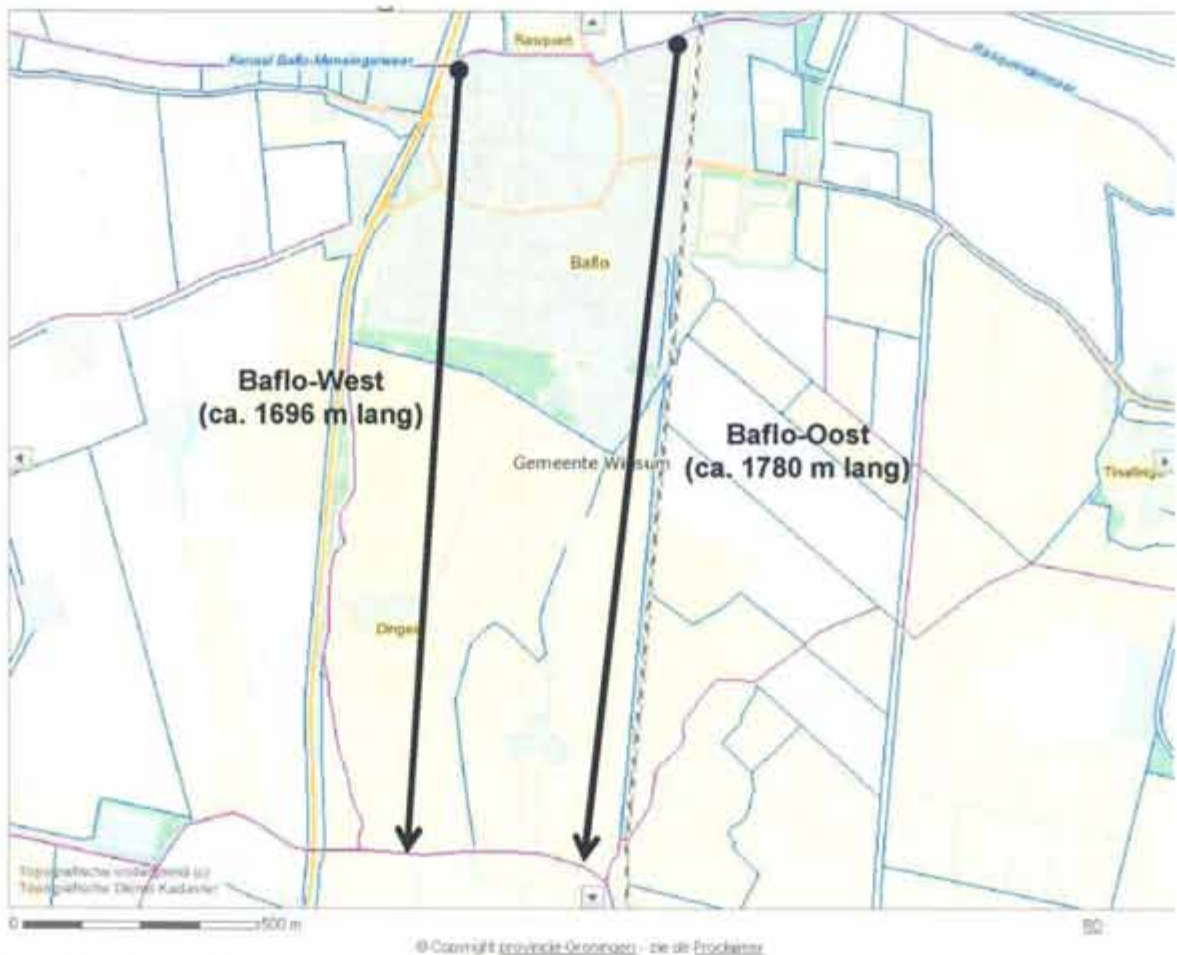


Figuur D.3 Berekeningsresultaten peilverlaging Winsum-Oost

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,11 m, 0,06 m, 0,03 m en 0,003 m.

D.2 Baflo-West en Baflo-Oost

D.2.1 Geanalyseerde doorsneden



Figuur D.4 Geanalyseerde doorsneden Baflo-West en Baflo-Oost

D.2.2 Berekeningsinput

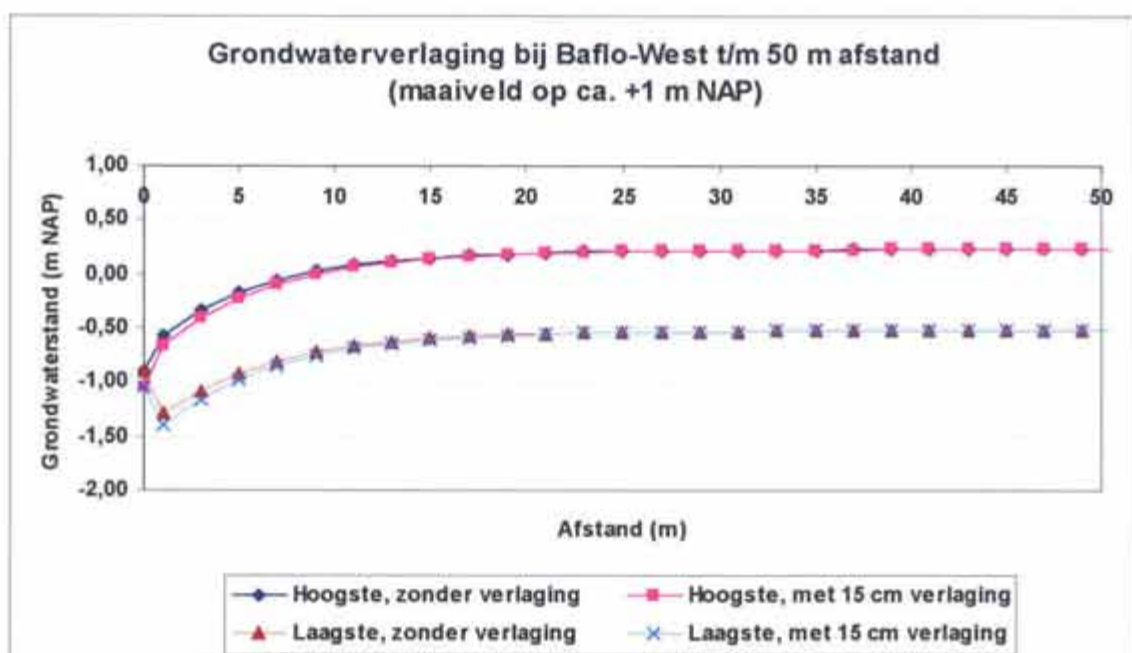
- Zomer periode in 2008 (grootste grondwaterverlaging): 23-3-2008 t/m 1-7-2008
- Tot 23-3-2008 (gemiddeld vanaf 1-1-2008 t/m 22-3-2008: 82 dagen): verdamping 0,00054 m/dag, neerslag 0,002912 m/dag.
- Tijdens verlaging vanaf 23-3-2008 t/m 1-7-2008 (102 dagen): verdamping 0,002958 m/dag, neerslag 0,001143 m/dag.
- Maaiveld op ca. NAP + 1 m bij Baflo-West en NAP + 2 m bij Baflo-Oost, pleistocene zandlaag op ca. NAP - 8 m.
- Waterpeil in de boezem op ca. NAP - 0,9 m.

De berekende k-waarde ($k_h = k_v$) door middel van ijking voor Baflo-West en Baflo-Oost (zowel BAW4 als BAO4 op 25 m afstand): 0,0001 m/dag bij Baflo-West en 0,006 m/dag bij Baflo-Oost.

D.2.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging

D.2.3.1 Baflo-West

De berekeningsresultaten voor Baflo-West zijn weergegeven in Figuur D.5.

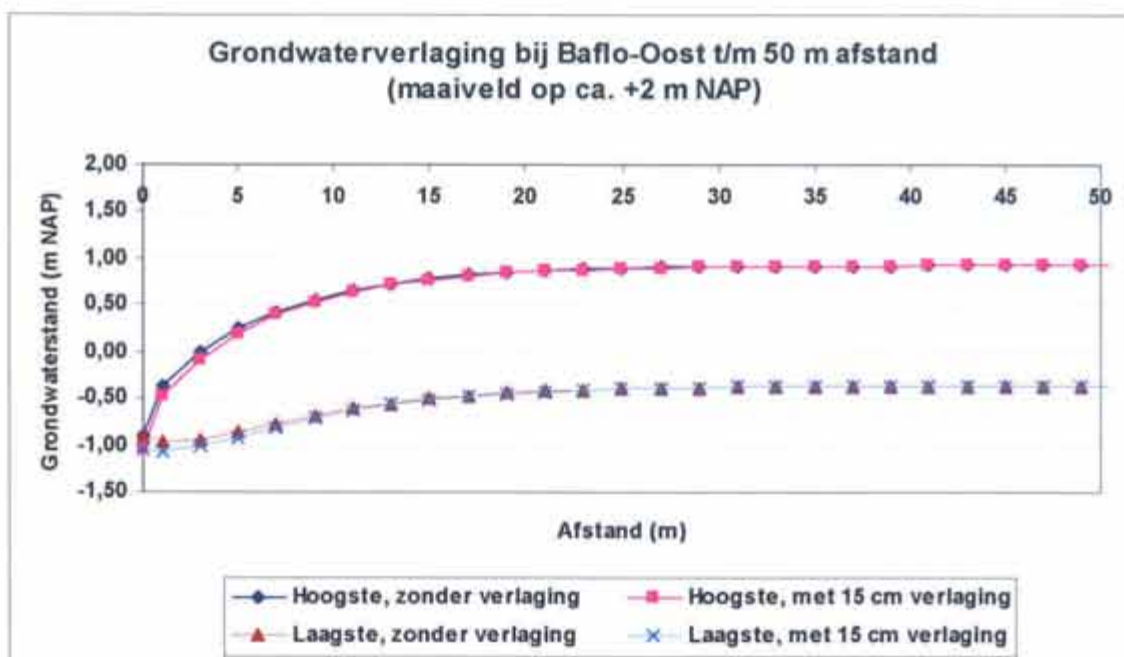


Figuur D.5 Berekeningsresultaten peilverlaging Baflo-West

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij Baflo-West op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,10 m, 0,05 m, 0,02 m en 0,002 m.

D.2.3.2 Baflo-Oost

De berekeningsresultaten voor Baflo-Oost zijn weergegeven in Figuur D.6.



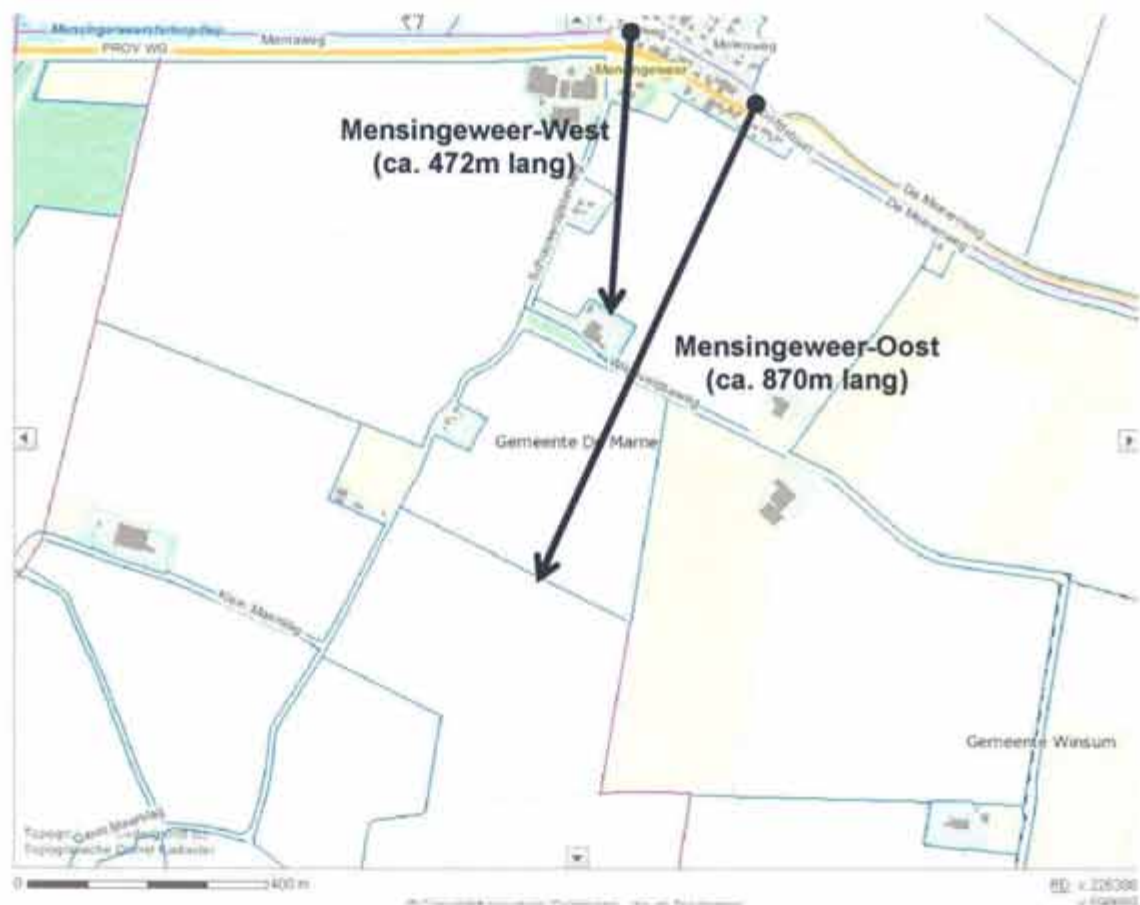
Figuur D.6 Berekeningsresultaten peilverlaging Baflo-Oost

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij Baflo-Oost op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,11 m, 0,05 m, 0,02 m en 0,002 m.

D.3 Mensingeweer-West en Mensingeweer-Oost

D.4 Mensingeweer-West en Mensingeweer-Oost

D.4.1 Geanalyseerde doorsneden



Figuur D.7 Geanalyseerde doorsneden Mensingeweer-West en Mensingeweer-Oost

D.4.2 Berekeningsinput:

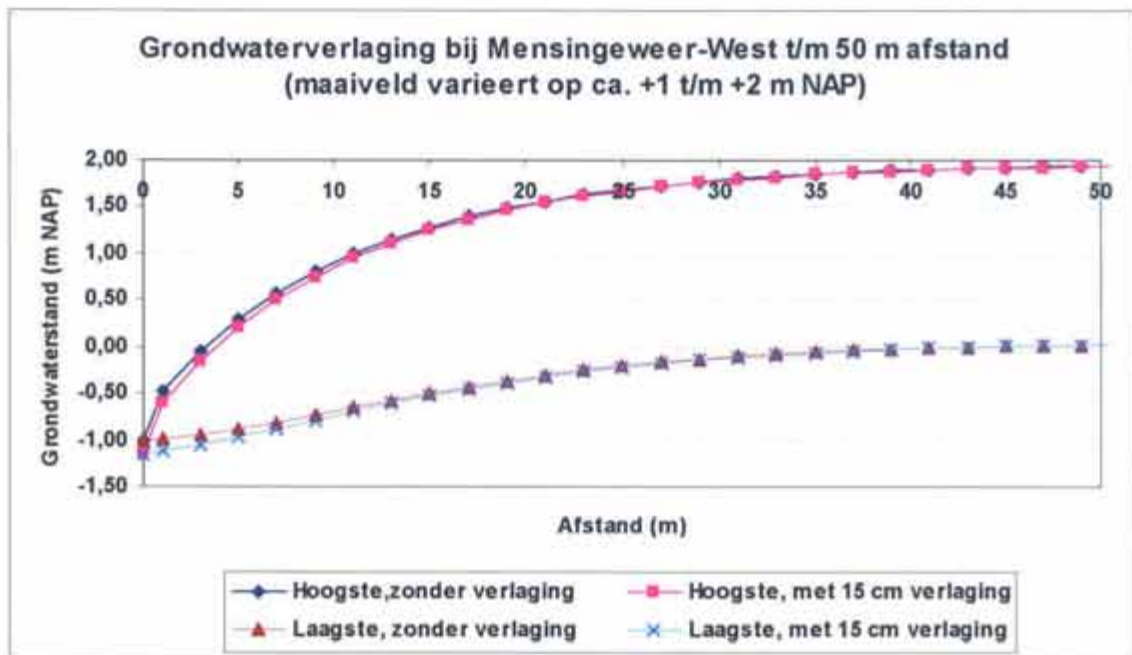
- Zomer periode in 2008 (grootste grondwaterverlaging): 23-3-2008 t/m 1-7-2008
- Tot 23-3-2008 (gemiddeld vanaf 1-1-2008 t/m 22-3-2008: 82 dagen): verdamping 0,00054 m/dag, neerslag 0,003062 m/dag.
- Tijdens verlaging vanaf 23-3-2008 t/m 1-7-2008 (102 dagen): verdamping 0,002958 m/dag, neerslag 0,001252 m/dag.
- Maaiveld varieert tussen ca. NAP + 1 m en NAP + 2 m, pleistocene zandlaag op ca. NAP - 15 m.
- Waterpeil in de boezem op ca. NAP - 1 m.

De berekende k-waarde ($k_h = k_v$) door middel van ijking voor Mensingeweer-West en Mensingeweer-Oost (MEW4 op 25 m afstand en MEO4 op 25,0 m afstand): 0,0125 m/dag bij Mensingeweer-West en eveneens 0,0125 m/dag bij Mensingeweer-Oost.

D.4.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging.

D.4.3.1 Mensingeweer-West

De berekeningsresultaten voor Mensingeweer-West zijn weergegeven in Figuur D.8.

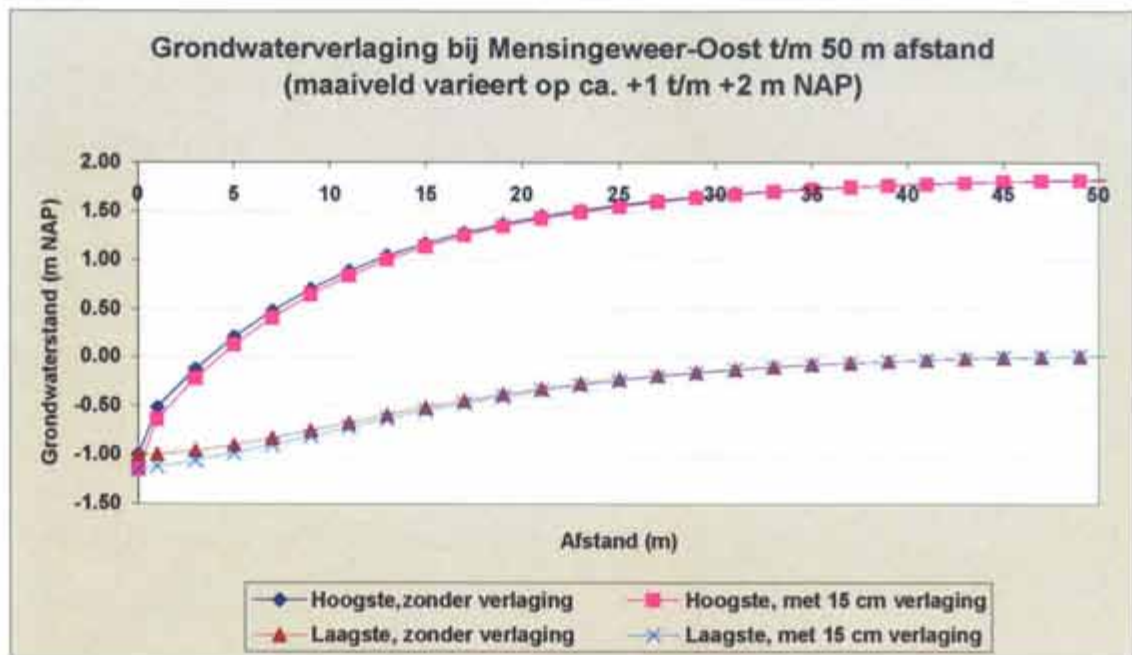


Figuur D.8 Berekeningsresultaten peilverlaging Mensingeweer-West

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij Mensingeweer-West op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,12 m, 0,08 m, 0,05 m en 0,01 m.

D.4.3.2 Mensingeweer-Oost

De berekeningsresultaten voor Mensingeweer-Oost zijn weergegeven in Figuur D.9.



Figuur D.9 Berekeningsresultaten peilverlaging Mensingeweer-Oost

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij Mensingeweer-Oost op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,12 m, 0,08 m, 0,05 m en 0,01 m.

D.5 Warffum-Noord

D.5.1 Geanalyseerde doorsnede



Figuur D.10 Geanalyseerde doorsnede Warffum-Noord

D.5.2 Berekeningsinput

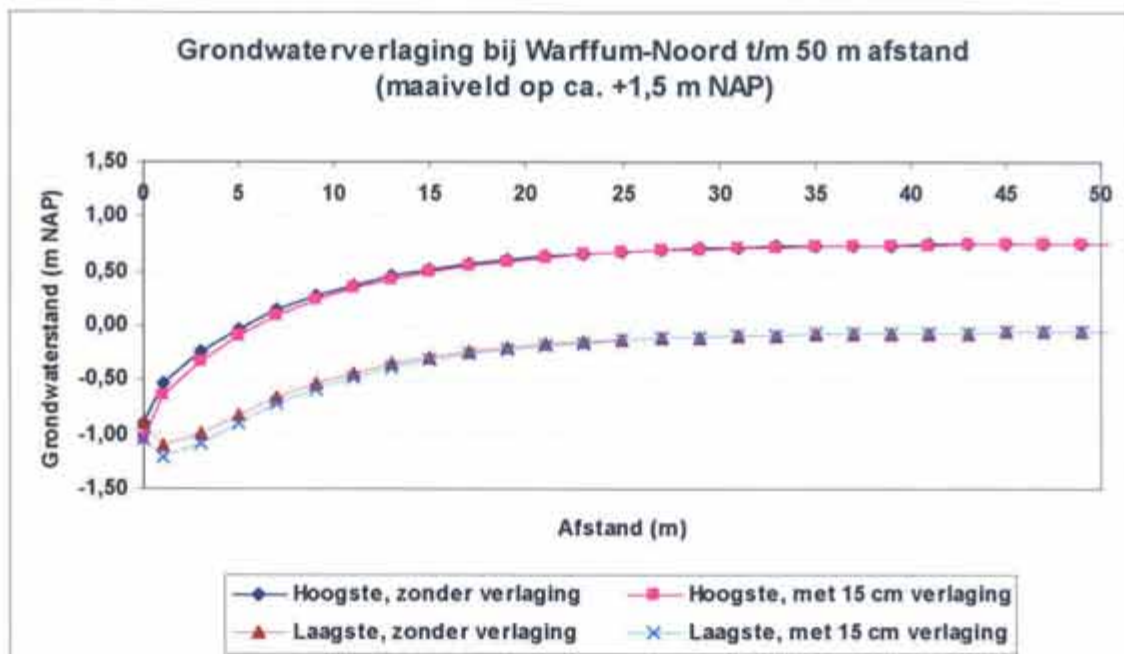
- Zomer periode in 2008 (grootste grondwaterverlaging): 23-3-2008 t/m 1-7-2008
- Tot 23-3-2008 (gemiddeld vanaf 1-1-2008 t/m 22-3-2008: 82 dagen): verdamping 0,00054 m/dag, neerslag 0,002918 m/dag.
- Tijdens verlaging vanaf 23-3-2008 t/m 1-7-2008 (102 dagen): verdamping 0,002958 m/dag, neerslag 0,001164 m/dag.
- Maaiveld op ca. NAP +1,5 m, pleistocene zandlaag op ca. NAP -11 m.
- Waterpeil in de boezem op ca. NAP -0,9 m.

De berekende k-waarde ($k_h = k_v$) door middel van ijking voor Warffum-Noord (WAN4 op 25 m afstand): 0,001 m/dag.

D.5.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging

D.5.3.1 Warffum-Noord

De berekeningsresultaten voor Warffum-Noord zijn weergegeven in Figuur D.11.



Figuur D.11 Berekeningsresultaten peilverlaging Warffum-Noord

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij Warffum-Noord op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,12 m, 0,07 m, 0,04 m en 0,006 m.

D.6 Warffum-Zuid

D.6.1 Geanalyseerde doorsnede



Figuur D.12 Geanalyseerde doorsnede Warffum-Zuid

D.6.2 Berekeningsinput

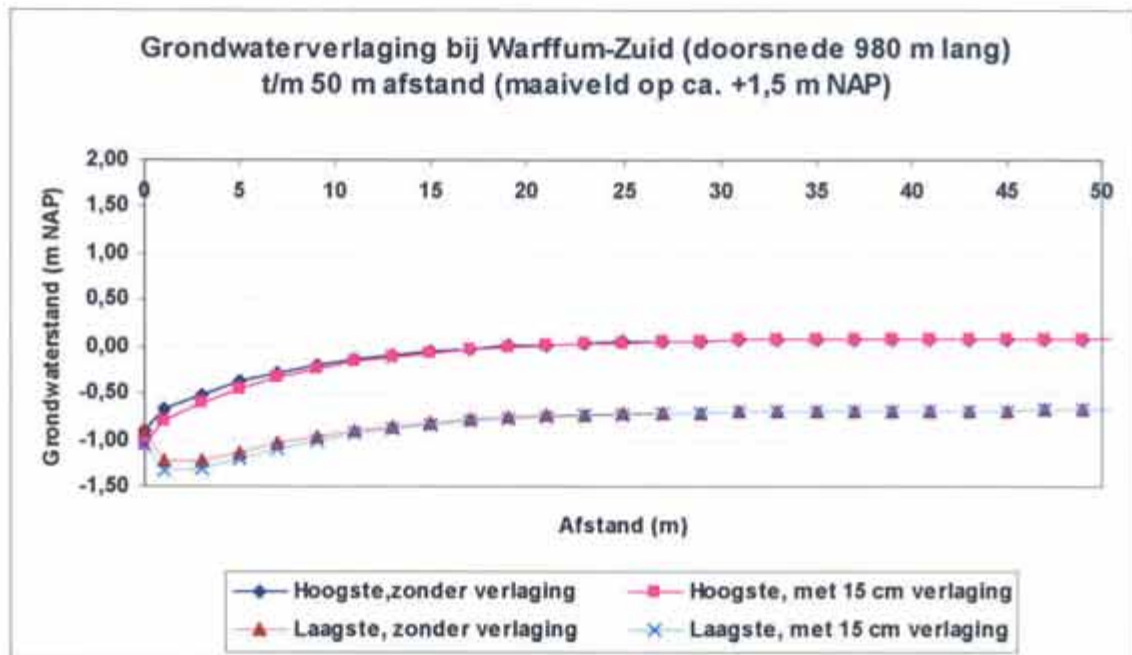
- Zomer periode in 2008 (grootste grondwaterverlaging): 23-3-2008 t/m 1-7-2008
- WAZ4 ontbreekt, WAZ3_2 niet betrouwbaar.
- Tot 23-3-2008 (gemiddeld vanaf 1-1-2008 t/m 22-3-2008: 82 dagen): verdamping 0,00054 m/dag, neerslag 0,002918 m/dag.
- Tijdens verlaging vanaf 23-3-2008 t/m 1-7-2008 (102 dagen): verdamping 0,002958 m/dag, neerslag 0,001164 m/dag.
- Maaiveld op ca. NAP + 1,5 m, pleistocene zandlaag op ca. NAP - 11 m.
- Waterpeil in de boezem op ca. NAP - 0,9 m.

De berekende k-waarde ($k_h = k_v$) door middel van ijking voor Warffum-Zuid (WAZ3_1 op 10 m afstand): 0,001 m/dag.

D.6.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging

D.6.3.1 Warffum-Zuid

De berekeningsresultaten voor Warffum-Zuid zijn weergegeven in Figuur D.13.



Figuur D.13 Berekeningsresultaten peilverlaging Warffum-Zuid

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij Warffum-Zuid op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,12 m, 0,07 m, 0,04 m en 0,006 m.

D.7 Eenrum

D.7.1 Geanalyseerde doorsnede



Figuur D.14 Geanalyseerde doorsnede Eenrum

D.7.2 Berekeningsinput

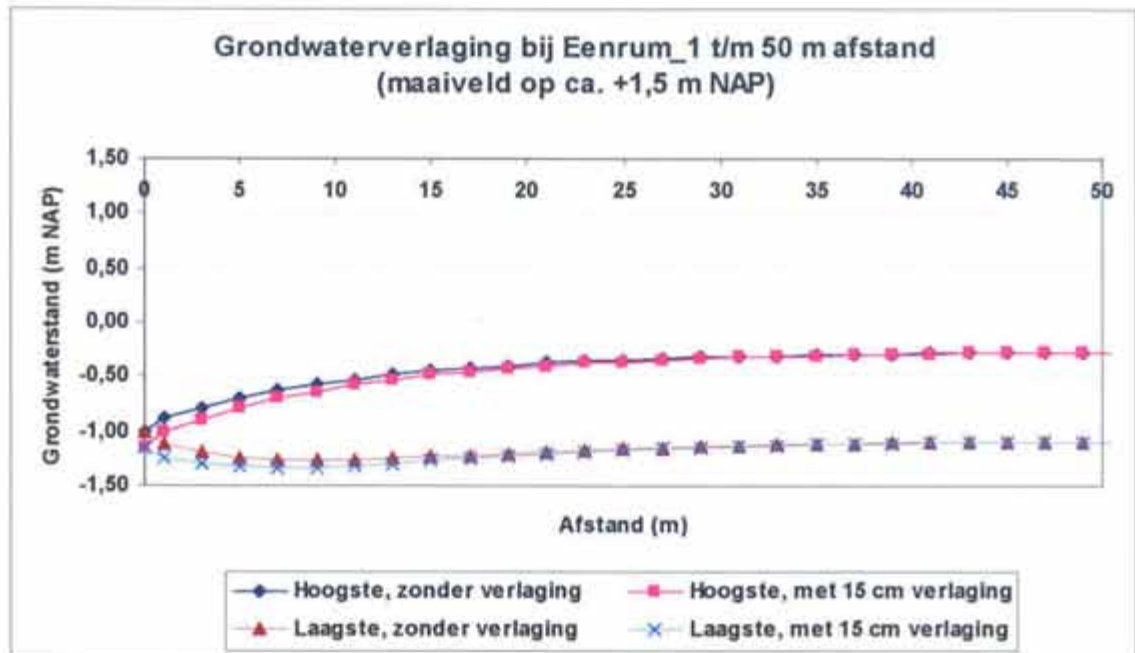
- Zomer periode in 2008 (grootste grondwaterverlaging): 23-3-2008 t/m 1-7-2008
- Tot 23-3-2008 (gemiddeld vanaf 1-1-2008 t/m 22-3-2008: 82 dagen): verdamping 0,00054 m/dag, neerslag 0,003062 m/dag.
- Tijdens verlaging vanaf 23-3-2008 t/m 1-7-2008 (102 dagen): verdamping 0,002958 m/dag, neerslag 0,001252 m/dag.
- Maaiveld op ca. NAP + 1,5 m, pleistocene zandlaag op ca. NAP - 16 m.
- Waterpeil in de boezem op ca. NAP - 1 m.

De berekende k-waarde ($k_h = k_v$) door middel van ijking voor Eenrum (EE3_2 op 31 m afstand): 0,009 m/dag.

D.7.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging

D.7.3.1 Eenrum

De berekeningsresultaten voor Eenrum zijn weergegeven in Figuur D.15.



Figuur D.15 Berekeningsresultaten peilverlaging Eenrum

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij Eenrum op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,13 m, 0,09 m, 0,06 m en 0,02 m.

D.8 Den Andel

D.8.1 Geanalyseerde doorsnede



Figuur D.16 Geanalyseerde doorsnede Den Andel

D.8.2 Berekeningsinput

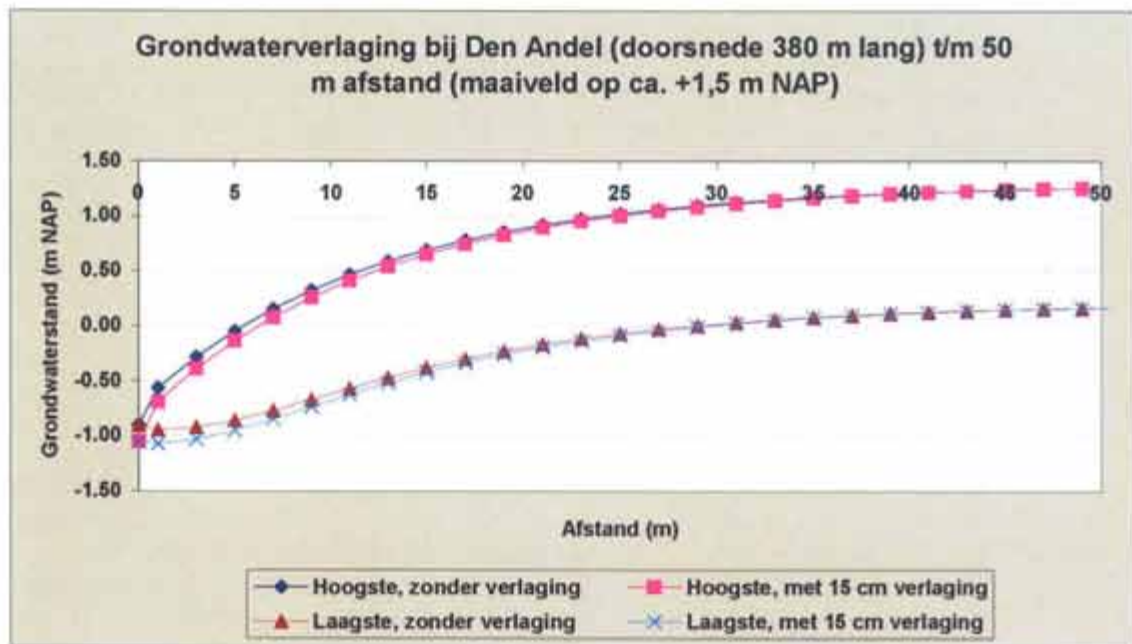
De berekende k-waarde ($k_h = k_v$) door middel van ijking voor Den Andel (DA2 op 5 m afstand): 0,005 m/dag.

- Zomer periode in 2008 (grootste grondwaterverlaging): 23-3-2008 t/m 1-7-2008
- DA3 en DA4 zijn kwalitatief matige meetreeksen.
- Tot 23-3-2008 (gemiddeld vanaf 1-1-2008 t/m 22-3-2008: 82 dagen): verdamping 0,00054 m/dag, neerslag 0,002918 m/dag.
- Tijdens verlaging vanaf 23-3-2008 t/m 1-7-2008 (102 dagen): verdamping 0,002958 m/dag, neerslag 0,001164 m/dag.
- Maaiveld op ca. NAP + 1,5 m, pleistocene zandlaag op ca. NAP- 17 m.
- Waterpeil in de boezem op ca. NAP - 0,9 m.

D.8.3 Berekeningsresultaten voor 0,15 m peilverlaging

D.8.3.1 Den Andel

De berekeningsresultaten voor Den Andel zijn weergegeven in Figuur D.17.



Figuur D.17 Berekeningsresultaten peilverlaging Den Andel

Samengevat: grootste grondwaterverlaging bij Den Andel op 1, 5, 10 en 25 m afstand: 0,13 m, 0,09 m, 0,06 m en 0,02 m.

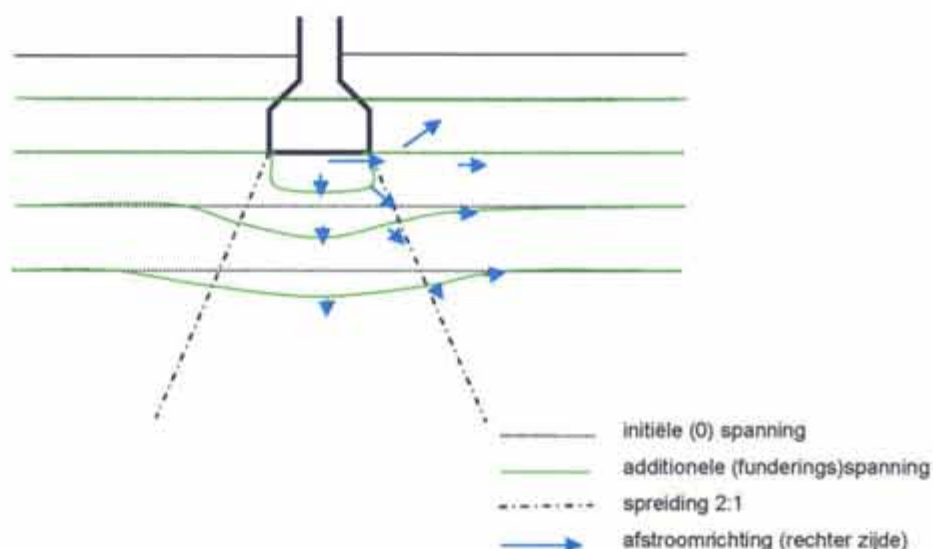
E Zakkingen tijdens de bouw

E.1 Analytisch rekenmodel.

Bij de hier gebruikte methode is rekening gehouden met het optreden van een deel van de zakkingen ten gevolge van het eigen gewicht van het gebouw tijdens de bouwperiode.

Om te bepalen om welk percentage van de zakkingen het gaat is berekend welk deel van de zakkingen na 100 dagen is opgetreden.

In eerste instantie is hiervoor een eenvoudig model gehanteerd: de belasting op een fundering op staal geeft een verhoging van de grondspanningen onder de fundering. Voor de spanningsspreiding is een hoek van 2:1 (vertikaal: horizontaal) aangehouden. Dit is, voor klei, een gangbare spreidingshoek. Voor het schema, zie Figuur E.1.



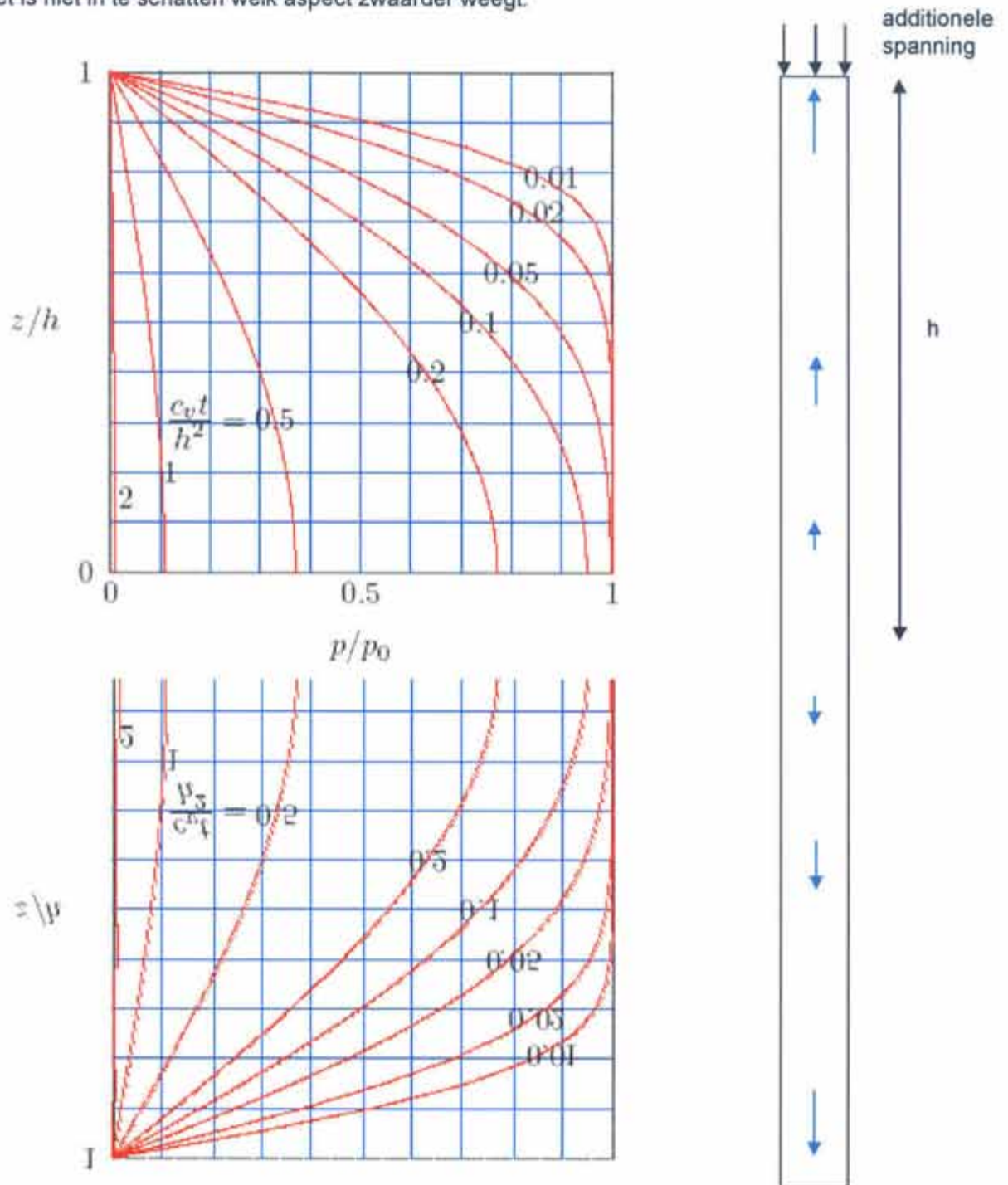
Figuur E.1 Schematische weergave spanningsverhoging en afstroming wateroverspanningen

In eerste instantie geeft de verhoogde grondspanning een verhoging van de (grond)waterspanning. Deze wateroverspanningen dissiperen na verloop van tijd. De benodigde tijdsduur is lineair afhankelijk van de grootte van de consolidatiecoëfficiënt (c_v) en kwadratisch afhankelijk van de grootte van de afstroamlengte (H).

De grootte van de afstroamlengte wordt in de praktijk veelal bepaald uit een eenvoudig eendimensionaal model met een uniforme belastingsverhoging, zie Figuur E.2. Het probleem bij de staalfundering is de bepaling van de afstroamlengte. Als redelijke schatting wordt hiervoor wel aangehouden: ongeveer de halve breedte van de fundering. Deze waarde is:

- Optimistisch omdat de wateroverspanningen ook vanaf de zijkant van de fundering naar het maaiveld toe moeten afstromen/dissipieren.
- Pessimistisch omdat de wateroverspanningen ook naar onderen kunnen afstromen en zelfs enigszins loodrecht op het vlak van de tekening.

Het is niet in te schatten welk aspect zwaarder weegt.



Figuur E.2 Eendimensionale spanningsverhoging met bijbehorende afstroomlijnen

Bij een afstroomlengte van 0,5 m volgt uit de consolidatietheorie volgt dat (bij een consolidatiecoëfficiënt van 0,0087 [m²/dag] dat na $H^2/c_v = 0,5^2/0,0087 = 29$ dagen 93% van de zetting is opgetreden.

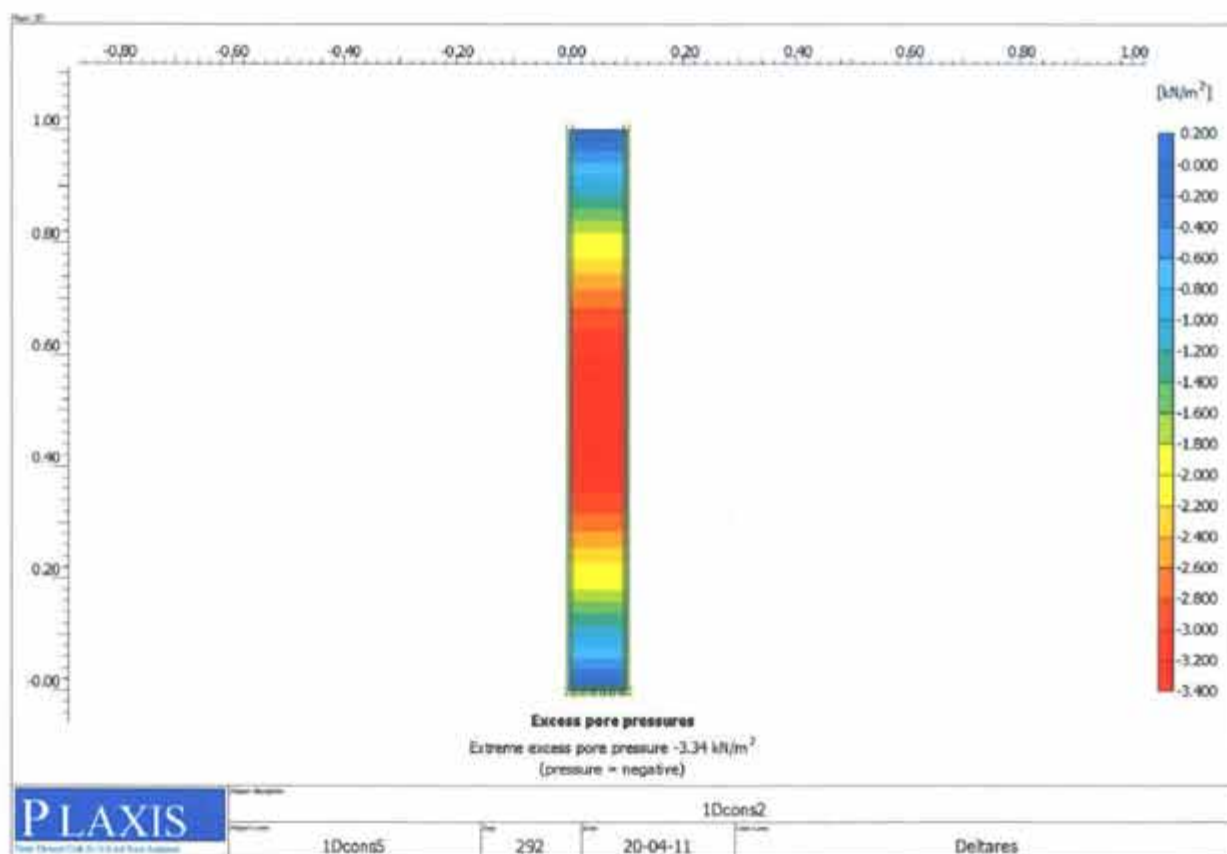
E.2 Eindige Elementen berekeningen

Omdat niet duidelijk is hoe de afstroming bij een fundering op staal precies werkt is besloten om dit te bepalen met een Eindige elementen berekening. Als referentie is eerst het bovengenoemde geval van ééndimensionale afstroming berekend. Hierbij is een grondkolom van 1,0 m hoog met tweezijdige afstroming berekend. De afstrooimengte is dus 0,5 m. De gehanteerde waarden van de invoerparameters zijn weergegeven in Tabel E.1.

Grondparameters klei t.b.v. Plaxis berekening (elastisch ongedraineerd; hoge sterkte)		
Parameter	waarde	Eenheid
volumieke gewicht $\gamma_{\text{sat}} = \gamma_{\text{unsat}}$	14	[kN/m ³]
doorlatendheidscoëfficiënt $k_x = k_y$	0,0000864 (1.10 ⁻⁹)	[m/dag] ([m/s])
elasticiteitsmodulus E	750	[kPa]
dwarscontractiecoëfficiënt ν	0,3	[-]
consolidatiecoëfficiënt $c_v =$	0,0087 (1.10 ⁻⁷)	[m ² /dag] ([m ² /s])

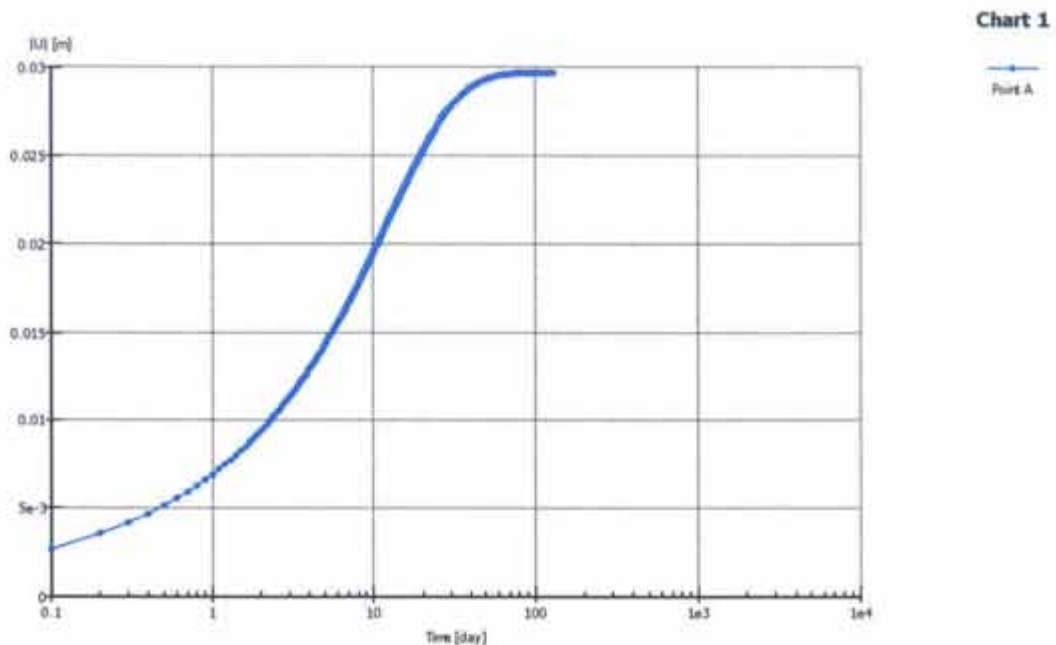
Tabel E.1 Invoerwaarden zettingsberekeningen

Voor de ééndimensionale berekening zijn in Figuur E.3 de wateroverspanningen na 29 dagen weergegeven.



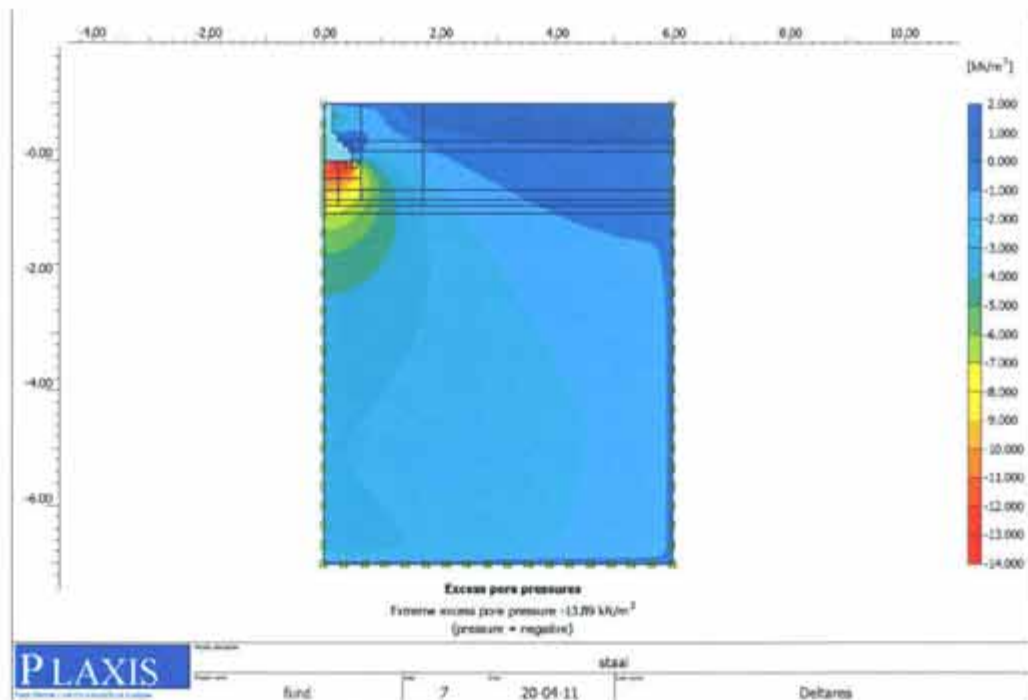
Figuur E.3 Berekenningsresultaat ééndimensionale consolidatie berekening

Uit de consolidatietheorie volgt dat na $H^2/c_v = 0,5^2/0,0087 = 29$ dagen 93% van de zetting is opgetreden. In Figuur E.4 is de zetting uitgezet tegen de tijd. In de figuur is te zien dat na 29 dagen inderdaad (ongeveer) 93% van de zetting is opgetreden.



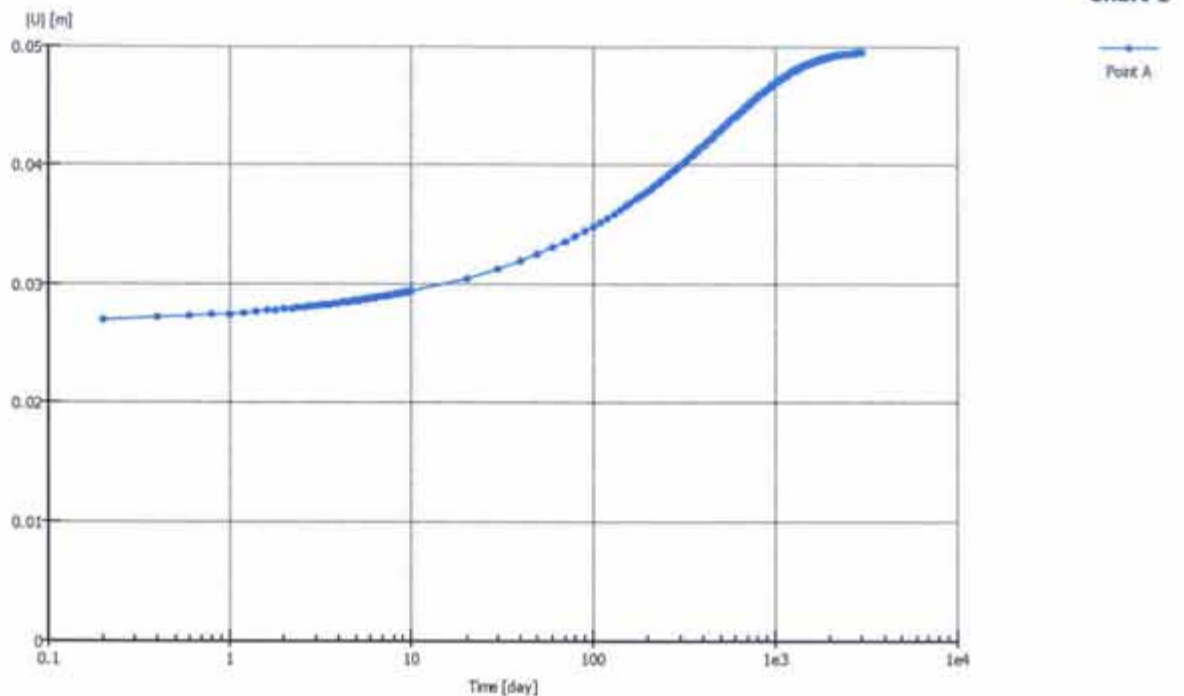
Figuur E.4 Zettingsverloop ééndimensionale afstroming

Vervolgens is, met dezelfde parameters, een fundering op staal berekend, met een belasting van 30 kPa. Hier wordt na 1 dag de verdeling van de wateroverspanningen gevonden die is weergegeven in Figuur E.5.



Figuur E.5 Wateroverspanningen staalfundering

Het verloop van de zetting in de tijd is hieronder weergegeven. Praktisch is na 100 dagen $3,5/4,9 \cdot 100\% = 70\%$ van de consolidatie opgetreden. Dat betekent dat daarna nog 30 % van de zettingen optreedt.



Figuur E.6 Zettingsverloop staalfundering

Deze berekening toont aan dat de vaak gehanteerde afstroomlengte van de halve funderingsbreedte in een ééndimensionale analyse kan resulteren in een consolidatie die sneller verloopt dan bij de fundering optreedt. Dat levert te gunstige resultaten op voor de nog te verwachten zettingen na de bouw. Bij de in dit rapport gepresenteerde berekeningsresultaten is daarom bij de berekeningen uitgegaan van de resultaten van de hierboven gepresenteerde analyse van de staalfundering.

Het bovenstaande betreft alleen de primaire zettingen, terwijl er ook secundaire zettingen (kruip) zal optreden. Een normale verhouding voor klei is 75 % primaire en 25% secundaire zettingen. Van de secundaire zettingen is na 100 dagen 50 % opgetreden ($\log(100)/\log(10000)$). Dit geeft dat er totaal $75 \cdot 0,7 + 25 \cdot 0,5 = 65$ % van de zettingen is opgetreden na 100 dagen. Er zijn dan dus nog restzettingen te verwachten met een grootte van 35 % van de totale zettingen.

Opgemerkt wordt dat de hier gehanteerde doorlatendheid van de klei een conservatieve waarde betreft. Voor monsters in een laboratorium worden soms lagere waarden gevonden, maar voor wat grotere afmetingen speelt heterogeniteit van de bodem een belangrijke rol. Aangezien water de makkelijkste weg zal kiezen heeft dit tot gevolg dat de doorlatendheid voor een wat grotere afmeting in het algemeen aanzienlijk lager is dan van een enkel monster.

Voor de voor dit rapport uitgevoerde berekeningen is daarom uitgegaan van het optreden van restzettingen na de bouw van 15, 25 en 35 %.

