

MASTER

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen

Lantinga, C.J.

Award date:
2015

[Link to publication](#)

Disclaimer

This document contains a student thesis (bachelor's or master's), as authored by a student at Eindhoven University of Technology. Student theses are made available in the TU/e repository upon obtaining the required degree. The grade received is not published on the document as presented in the repository. The required complexity or quality of research of student theses may vary by program, and the required minimum study period may vary in duration.

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Masterthesis

Ing. Carolina Lantinga
Unit Structural Design
Technische Universiteit Eindhoven

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Masterthesis van Carolina Lantinga voor het afronden van de Masterfase van de studie voor
bouwkundig Ingenieur aan de faculteit Bouwkunde van de TU/e, afstudeerrichting Constructief
Ontwerpen;

Ing. Carolina J. Lantinga
Amer 107 5751 SR Deurne
+31 610981322
0790857

Eerste begeleider:	Prof.dr.ir J.A.M Jorissen	Technische Universiteit Eindhoven
Tweede begeleider:	Dr.ir. A.J.M Leijten	Technische Universiteit Eindhoven
Externe begeleider:	Prof.ir. A.F. van Tol	Technische Universiteit Delft
Externe begeleider:	Dr. R.K.W.M Klaassen	Stichting Hout Research Wageningen

Rapportnummer: A-2015.77

Januari, 2015
Versie I

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Voorwoord

Voor u ligt de scriptie 'De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen'. Deze scriptie is geschreven in het kader van mijn afstuderen aan de Masteropleiding Architecture, Building and Planning afstudeerrichting Structural Design aan de Technische Universiteit te Eindhoven. Van februari 2014 tot januari 2015 ben ik bezig geweest met het onderzoeken en het schrijven van deze scriptie. In deze scriptie heb ik mijn twee grootste passies; het materiaal hout en funderingsconstructies met elkaar gecombineerd.

Bij dezen wil ik graag mijn begeleiders: prof.dr.ir. J.A.M. Jorissen, dr.ir. A.J.M. Leijten, dr. R.K.W.M. Klaassen en prof.ir. A.F. van Tol bedanken voor de fijne begeleiding en ondersteuning tijdens dit traject. Tevens wil ik dr.ir. W. Broere bedanken voor de ondersteuning tijdens het uitvoeren van de experimenten. Ook gaat mijn dank uit naar de medewerkers van het Pieter van Musschenbroek laboratorium, Simon Stevin Laboratorium en Stichting Hout Research (SHR) voor het bieden van de mogelijkheid voor het uitvoeren van de experimenten.

In het bijzonder wil ik mijn ouders, broer en vriend bedanken. Als ik het even niet zag zitten stonden jullie voor mij klaar. Jullie wijze raad en lieve woorden hebben me goed gedaan.

Ik wens u veel leesplezier toe.

Carolina Lantinga

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Samenvatting

De draagkracht van een houten paalfundering wordt bepaald door zowel de constructieve als de geotechnische draagkracht, waarvan de laagste waarde maatgevend is. Voor een niet-aangetaste funderingspaal is het constructieve draagvermogen eenvoudig te bepalen, omdat er sprake is van een homogene doorsnede en de sterkte waarden bekend zijn. Biologische aantasting (schimmels en bacteriën) resulteert in een afbraak van het celwandmateriaal cellulose waardoor de bulkdichtheid¹ afneemt en het vochtgehalte toeneemt (meer open ruimten). De mate waarin deze fysische eigenschappen veranderen, is afhankelijk van de aantastingsintensiteit. In een doorsnede zal deze (geleidelijk) afnemen in de richting van de kern (Klaassen 2008). Ten gevolge van de veranderde fysische eigenschappen varieert ook de sterkte en de stijfheid over de doorsnede. Dit betekent dat ten gevolge van biologische aantasting de doorsnede dient te worden geschematiseerd als een inhomogene doorsnede. Hierdoor is de draagkracht afhankelijk van de onderlinge stijfheid en de rekstijfheid $\sum EA$ van de gehele doorsnede. Op dit moment is er geen onderzoek verricht naar de effecten van biologische aantasting op de geotechnische draagkracht (component schachtwrijving).

Uit het literatuuronderzoek zijn enkele kritiekpunten naar voren gekomen die verder onderzoek rechtvaardigt. Zo wordt op dit moment de constructieve draagkracht berekend door uit te gaan van een gereduceerde homogene doorsnede, waarover de sterkte van gezond hout aanwezig is. Ook is onbekend hoe er dient te worden omgegaan met de draagkracht loodrecht op de vezel van het direct op de paal liggende funderingshout. Deze kritiekpunten en tekortkomingen hebben geleid tot drie 'bezwijkmodellen' waarmee de resterende draagkracht van een funderingspaal kan worden geschat (Figuur I). Voor het onderzoek waren vijf paalkoppen beschikbaar (vier grenen en één vuren) afkomstig uit Amsterdam. De paalkoppen waren allen alleen in het spinthout aangetast, door een combinatie van bacteriën en hyfen, waarbij het bacteriële aantastingspatroon onderling sterk varieerde.

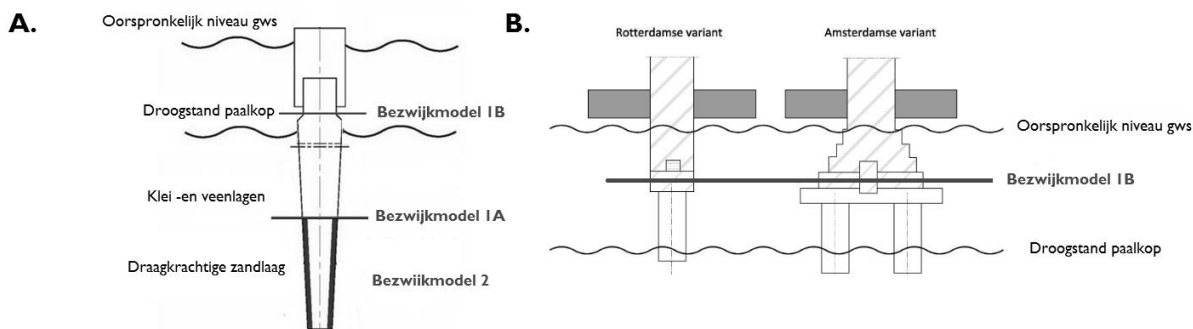
Bezwijkmodel IA richt zich op de constructieve draagkracht van de doorsnede. Per paalkop is driemaal de draagkracht berekend: (1) door middel van het huidige berekeningsmodel, (2) een theoretisch model en (3) een experimenteel onderzoek. Het theoretische model bestaat uit schillen met voor elke schil een constante waarde gebaseerd op de hout technologische eigenschappen. De hout technologische eigenschappen zijn bepaald door experimenteel onderzoek in twee doorsneden loodrecht op elkaar. Uit de vergelijking is gebleken dat het theoretische model de experimentele waarden het meest benaderd. In deze vergelijking zijn de effecten van de buigspanningen ten gevolge van een excentriciteit niet beschouwd, aangezien het huidige berekeningsmodel deze niet in rekening brengt. Wegens het verloop van de normaalkracht en tapsheid in de funderingspaal is de maatgevende doorsnede niet ter plaatse van de paalkop gelegen. Om deze reden dient het theoretische model vertaald te worden naar de maatgevende doorsnede. Hiervoor is het theoretische model allereerst gereduceerd naar twee schillen: (1) de aangetaste schil (zachte schil) en (2) de niet-aangetaste schil (gereduceerde doorsnede). De beperkte aantasting in de gereduceerde doorsnede wordt hierbij verwaarloosd. Met behulp van de relatie tussen het vochtgehalte en de druksterkte en de relatie tussen de bulkdichtheid/Pilodyn en de elasticiteitsmodulus kan eenvoudig het verloop in kaart worden gebracht.

¹ Quotiënt van de droge massa en het totaal verzadigde volume.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Bezwijkmodel IB richt zich op de constructieve draagkracht van de verbinding en deze wordt onderzocht voor zowel de twee historische als de moderne variant. In de twee historische varianten wordt de constructieve draagkracht gelimiteerd door de draagkracht van de verbinding. Het horizontale, direct op de paal liggende, funderingshout wordt loodrecht op de vezel belast, waarvoor lage sterktes gelden. Ook is in de huidige richtlijnen (CURnet/SBR/F3O 2012) een conservatieve benadering aanwezig, waarmee de draagkracht loodrecht op de vezel wordt bepaald. Met behulp van gegevens uit de literatuur (Sas 2011)(Nodal 2014) is gebleken dat het Van der Put model de waarden het beste benaderd. In de moderne variant (betonoplanger) is de sterkte van de verbinding niet maatgevend. Om deze reden is het effect van de buigspanningen onderzocht op de doorsnede. Voor zowel een niet-aangetaste als een aangetaste funderingspaal zijn drie cases opgesteld die kunnen optreden. Uit de analyse van de vijf paalkoppen is gebleken dat de draagkracht sterk afneemt ten gevolge van de optredende buigspanningen en dat deze dus te allen tijde dienen te worden beschouwd.

Als laatste is ook onderzocht in welke mate de biologische aantasting effect heeft op de geotechnische draagkracht. Vanwege de beperktheid van het proefmateriaal is gekozen om ons te beperken tot het component schachtwrijving. De enige factor die gevoelig is voor biologische aantasting betreft de wandwrijvingshoek δ . In deze scriptie is onderzocht of de houtstructuur zo veranderd dat dit invloed heeft op de schachtwrijving. De slijmlaag die ontstaat, is hierbij niet onderzocht vanwege de ongeschiktheid van het proefmateriaal. Uit onderzoek is gebleken dat de houtstructuur niet verandert, echter het effect van de slijmlaag is hierin niet meegenomen en dient nog nader te worden onderzocht.



Figuur I. De drie bezwijkmodellen die zijn opgesteld naar aanleiding van het literatuuronderzoek.

Abstract

The bearing capacity of a wooden pile foundation depends on both the structural and geotechnical capacity of which the lowest value is decisive. For a non-degraded foundation pile, the structural load bearing capacity is easy to determine, because of a homogeneous cross-section and known strength values. Biological degradation (due to fungi and bacteria) leads to the degradation of the cell wall material cellulose. As a result, the bulk density decreases and the moisture content increases as more voids develop. The degree, in which these physical properties vary, depends on the degradation intensity in a cross-section. In a cross-section, the degree of degradation (gradually) decreases in the direction of the core (Klaassen 2008). As a result of the change in physical properties, the strength and stiffness vary across the cross-section. This means that, due to biological decay, the cross-section should be represented schematically as an inhomogeneous cross-section. Hence, the capacity is dependent on the relative stiffness, the product of the strain and stiffness of the entire cross-section. At this moment, the effects of biological decay on geotechnical capacity remain to be investigated.

The literature survey led to some points of criticism that require further investigation. For example, the structural bearing capacity is currently calculated by assuming a reduced homogeneous cross-section over which the strength of healthy wood is present. Furthermore, it remains unclear how the bearing capacity perpendicular to the fiber direction should be handled for horizontal timber that lies directly on the pile. These criticisms and shortcomings have resulted in three "failure mechanism" that estimate the remaining bearing capacity of a wooden foundation pile (Figure 1). For this study five pile were available (four pine and one spruce) from Amsterdam. All pile heads were only affected in the sapwood by a combination of bacteria and hyphae. Between pile heads, the bacterial degradation pattern varied widely.

Mechanism IA focuses on the structural strength of the cross-section. The bearing capacity of the pile head is calculated by the current calculation model, a theoretical model and experimental research model. The theoretical model consists of different layers with constant values for the timber technological properties for each layer. These timber technological properties have been determined experimentally in two cross-sections perpendicular to each other. This comparison has revealed that the experimental values are the most approximated by the theoretical model. In the comparison, the effects of the bending stresses, as a result of an eccentricity, are not taken into account, as these are not part of the current calculation model. Due to the variation of the normal force and the taper form between piles, the leading cross-section is not located at the pile head. As a result, the theoretical model had to be translated into the leading cross-section. First, the theoretical model is reduced to two layers: the degraded layer and the non-affected layer. The limited deterioration in the reduced cross-section is neglected. The gradient of the bearing capacity across the pile length is easily determined with the help of the known relation between the moisture content and compressive strength, and the relation between the bulk density/ ρ_{lodyn} and modulus of elasticity.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Mechanism IB focusses on the structural strength of the joint and is investigated for both the two historic variants and the modern variant. In the two historical variants the bearing capacity is limited to the bearing capacity of the connection. The horizontal timber lying directly on the pile is loaded perpendicular to the fiber which results in low strengths. Also, in the current guidelines (CURnet/SBR/F3O 2012) a conservative approach is assumed for determining the bearing capacity perpendicular to the fiber. With the use of data from the literature (SAS 2011) (Nodal 2014) it is shown that the results from the Van der Put model approximate the experimental values the best. In the modern variant (concrete extension pile), the strength of the joint is not decisive. For this reason, the effect of bending stresses on the cross-section is examined. For both a degraded and a non-degraded foundation pile three cases were developed. From the results it can be concluded that the bending stresses need to be taken into account as they have a large effect on the bearing capacity.

Finally, we investigated to what extent biological decay affects the geotechnical capacity. Due to limitations of the test material, only the positive shaft friction was investigated. The only factor which was susceptible to biological decay was the friction angle δ . In this thesis, we investigated whether the wood structure changes affected the shaft friction. The slime layer that developed was not studied because of the unsuitability of the test material. Research showed that the wood structure did not change, but that the effect of the slime layer could result in a decrease of the friction angle.

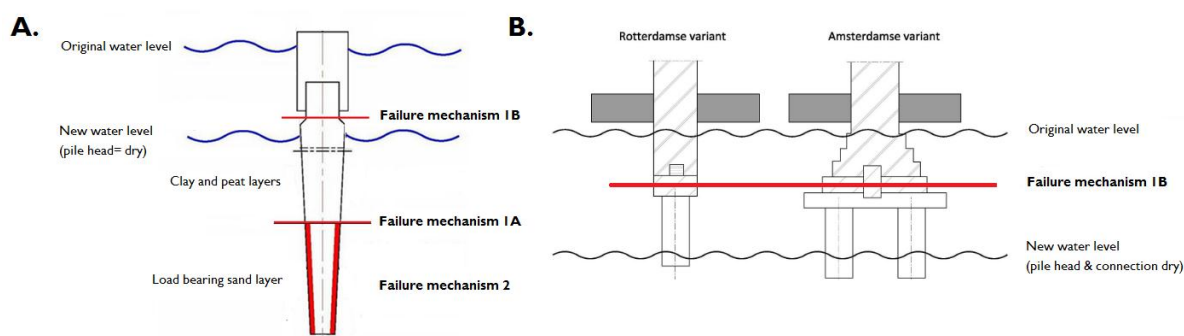


Figure II. The three mechanisms that were developed by performing a literature survey.

Inhoudsopgave

1	INTRODUCTIE	1
1.1	ACHTERGROND	1
1.2	AFBAKENING ONDERWERP	2
1.3	DOELSTELLINGEN	2
1.4	OVERZICHT	2
2	PROBLEEMSTELLING & ONDERZOEKSMETHODE	3
2.1	BEZWIJKMODELLEN	3
2.2	ONDERZOEKSMETHODE	4
2.3	EXPERIMENTEN	4
3	THEORETISCHE ACHTERGROND	7
3.1	STRUCTUUR EN OPBOUW VAN HOUT	8
3.1.1	<i>Macroniveau</i>	8
3.1.2	<i>Microniveau</i>	8
3.2	BIOLOGISCHE AANTASTING	9
3.2.1	<i>Schimmelaantasting</i>	9
3.2.2	<i>Bacteriële aantasting</i>	10
3.2.3	<i>Schimmelaantasting in combinatie met bacteriële aantasting</i>	11
3.3	BULKDICHTHEID EN VOCHTGEHALTE	11
3.4	NATUURLIJKE VARIATIE VAN HOUT [JUVENIEL HOUT]	13
4	INVLOED BIOLOGISCHE AANTASTING OP DE HOUT TECHNOLOGISCHE EIGENSCHAPPEN	15
4.1	AANTASTINGSBEELD IN DE DOORSNEDE	15
4.2	VERLOOP HOUT TECHNOLOGISCHE EIGENSCHAPPEN IN DE DOORSNEDE	17
4.3	VERLOOP AANTASTING OVER DE LENGTE VAN DE PAAL	19
4.4	RELATIE BIOLOGISCHE AANTASTING MET DE HOUT TECHNOLOGISCHE DOORSNEDE	20
4.4.1	<i>Relatie bulkdichtheid & het vochtgehalte</i>	20
4.4.2	<i>Relatie (bezwijk)sterkte en vochtgehalte</i>	21
4.4.3	<i>Relatie elasticiteitsmodulus & vochtgehalte</i>	23
4.5	CONCLUSIE	24
5	INVLOED BIOLOGISCHE AANTASTING OP DE CONSTRUCTIEVE DRAAGKRACHT VAN DE DOORSNEDE	26
5.1	STERKTE EVENWIJDIG AAN DE VEZEL	26
5.2	HUIDIG BEREKENINGSMODEL T.B.V. DE CONSTRUCTIEVE DRAAGKRACHT	27
5.2.1	<i>Verfijnde inschatting dikte zachte schil</i>	27
5.2.2	<i>Doorsnedetoetsing</i>	29
5.2.3	<i>Betrouwbaarheid huidige methode [F30 2011]</i>	29
5.3	THEORETISCH MODEL DOORSNEDE	30
5.3.1	<i>Schematisatie paalkoppen als inhomogene doorsnede</i>	30
5.3.2	<i>Normaalkrachten centrum paalkoppen</i>	31
5.3.3	<i>Spanningsverdeling in de doorsnede</i>	32
5.3.4	<i>Bezwijksterkte schillen [Normaalspanning]</i>	33
5.3.5	<i>Vertaling theoretisch model naar twee schillen</i>	34
5.4	Drukproeven Paalschijven	37
5.4.1	<i>Draagkracht gezonde palen</i>	37
5.4.2	<i>Resultaten drukproeven aangetaste paalschijven</i>	37
5.5	VERGELIJKING MODELLEN T.B.V. DE DRAAGKRACHT	38
5.6	VERTALING THEORETISCH MODEL NAAR DE MAATGEVENDE DOORSNEDE	39
5.6.1	<i>Variatie oppervlakte doorsnede en belasting over de lengte</i>	39
5.6.2	<i>Relatie Pilodyn inslag en bulkdichtheid</i>	40

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

5.6.3	Relatie bulkdichtheid en elasticiteitsmodulus.....	41
5.6.4	Relatie Pilodyn inslag en elasticiteitsmodulus	44
5.7	VERTALING THEORETISCH MODEL NA VERLOOP VAN TIJD	45
6	INVLOED BIOLOGISCHE AANTASTING OP DE CONSTRUCTIEVE DRAAGKRACHT VAN DE VERBINDING....	46
6.1	VARIANTEN VERBINDING	46
6.2	VERBINDING HISTORISCHE VARIANT [HORIZONTAAL FUNDERINGSHOUT]	47
6.2.1	Bepaling druksterkte loodrecht op de vezelrichting	47
6.2.2	Uitbreiding modellen.....	50
6.2.3	Vertaling modellen naar op druk belast horizontaal funderingshout]	51
6.2.4	Betrouwbaarheid modellen bij een vervorming van 40%.....	55
6.2.5	Conclusie	56
6.2.6	Vertaling naar situatie met 2 palen	57
6.2.7	Vertaling model naar aangetaste kespren.....	58
6.2.8	Reductie draagkracht ten gevolge van de verbinding [vijf paalkoppen]	59
6.3	VERBINDING MODERNE VARIANT [BETONOPLANGER]	60
6.3.1	Cases	60
6.3.2	Moment-Normaalkracht interactiediagram (M-N diagram)	61
6.3.3	Opstellen M-N diagram voor de cases [gezond hout]	62
6.3.4	Vertaling cases naar een aangetaste funderingspaal	63
7	INVLOED BIOLOGISCHE AANTASTING OP DE GEOTECHNISCHE DRAAGKRACHT	68
7.1	PRINCIPE VAN POSITIEVE KLEEF	68
7.1.1	Schuifsterkte in het contactvlak.....	69
7.1.2	Invloed aantasting op component positieve kleef	70
7.2	BEPALING WANDWRIJVINGSHOEK TEN GEVOLGE VAN BACTERIËLE AANTASTING	71
7.2.1	Directe schuifproef.....	71
7.2.2	Resultaten experiment	73
8	CONCLUSIES & AANBEVELINGEN	76
8.1	BEZWIJKMODEL 1A- CONSTRUCTIEVE DRAAGKRACHT VAN DE DOORSNEDE	76
8.2	BEZWIJKMODEL 1B- CONSTRUCTIEVE DRAAGKRACHT VAN DE FUNDERING (HISTORISCHE VARIANT)	76
8.3	BEZWIJKMODEL 1B- CONSTRUCTIEVE DRAAGKRACHT VAN DE FUNDERING (MODERNE VARIANT)	77
8.4	BEZWIJKMODEL 2- COMPONENT SCHACHTWRIJVING	77
9	BRONNENLIJST.....	78
9.1	LITERATUUR	78
9.1.1	Powerpoints.....	79
9.1.2	Boeken & Dictaten	79
9.1.3	Normen & Richtlijnen	80
9.1.4	Rapportages/ Readers/Thesis.....	80
10	VERANTWOORDING FIGUREN.....	81
11	BIJLAGEN	83
1	BIJLAGE 1. RESULTATEN EXPERIMENTEN	84
1.1	EXPERIMENT 1A	84
1.1.1	Omschrijving.....	84
1.1.2	Resultaten.....	85
1.2	EXPERIMENT 1B	100
1.2.1	Omschrijving.....	100
1.2.2	Resultaten.....	101
1.3	EXPERIMENT 2	103
1.3.1	Omschrijving.....	103
1.3.2	Resultaten.....	103
1.4	EXPERIMENT 3	106
1.4.1	Resultaten.....	106

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

1.5	EXPERIMENT 4	106
1.5.1	Resultaten.....	106
2	BIJLAGE 2. INVLOED BIOLOGISCHE AANTASTING OP DE HOUT TECHNOLOGISCHE EIGENSCHAPPEN.....	107
2.1	AANTASTINGSBEELD ONDERZOEK	107
2.2	VERLOOP AANTASTING OVER DE LENGTE	108
2.2.1	Verloop zachte schil	110
3	BIJLAGE 3. INVLOED BIOLOGISCHE AANTASTING OP DE CONSTRUCTIEVE DRAAGKRACHT VAN DE DOORSNEDE.....	112
3.1	HUIDIG BEREKENINGSMODEL (F3O 2011).....	112
3.1.1	Betrouwbaarheid verloop zachte schil	112
3.1.2	Berekening constructieve draagkracht [o.b.v. 3 metingen].....	113
3.1.3	Berekening constructieve draagkracht [12 metingen].....	114
3.2	BEPALING NORMAALKRACHTEN CENTRUM PAALSCHIJVEN	115
3.2.1	Paalschijf 1(grenen)	115
3.2.2	2 radialen	116
3.2.3	Paalschijf 2 (grenen).....	117
3.2.4	Paalschijf 3 (vuren).....	119
3.2.5	Paalschijf 4 (grenen).....	121
3.2.6	Paalschijf 5 (grenen).....	123
3.3	AFLEIDING FORMULES INHOMOGENE DOORSNEDE	125
3.4	STERKTE RONDHOUT	127
3.5	BEPALING STERKTE VERHOUDING GEZAAGD EN RONDHOUT	129
3.6	BEZWIJKKRACHTEN CASES	130
3.6.1	Paalkop 1 [Grenen]	130
3.6.2	Paalkop 2 [Grenen]	131
3.6.3	Paalkop 3 [Vuren]	132
3.6.4	Paalkop 4 [Grenen]	133
3.6.5	Paalkop 5 [Grenen]	134
3.7	DRUKPROEVEN PAALSCHIJVEN	135
3.7.1	Paalkop 1(Grenen)	135
3.7.2	Paalkop 2 (Grenen)	137
3.7.3	Paalkop 3 (Vuren)	139
3.7.4	Paalkop 4 (Grenen)	141
3.7.5	Paalkop 5 (Grenen)	143
3.8	THEORETISCH MODEL OP BASIS VAN TWEE SCHILLEN.....	145
3.8.1	Paalkop 1 (grenen).....	145
3.8.2	Paalkop 2 (grenen).....	148
3.8.3	Paalkop 3 (vuren).....	151
3.8.4	Paalkop 4 (grenen).....	154
3.8.5	Paalkop 5 (grenen).....	157
4	BIJLAGE 4. INVLOED BIOLOGISCHE AANTASTING OP DE DRAAGKRACHT VAN DE VERBINDING.	160
4.1	BEPALING DRAAGKRACHT $F_{C;90;k}$ 1% VERVORMING	160
4.1.1	Case 3A.....	160
4.1.2	Case 3B.....	162
4.1.3	Case 3C.....	163
4.2	BEPALING DRAAGKRACHT $F_{C;90;d}$ 40 % VERVORMING.....	165
4.2.1	Case 6A.....	165
4.2.2	Case 6B.....	167
4.2.3	Case 6C.....	169
4.3	DOOR GROND HORIZONTAAL BELASTTE PALEN	171
4.3.1	Theorie	171
4.4	MOMENT NORMAALKRACHT INTERACTIEDIAGRAM (AANGETAST HOUT)	172
4.4.1	Paalkop 1 (grenen).....	172
4.4.2	Paalkop 2 (grenen).....	173

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

4.4.3	<i>Paalkop 3 (vuren)</i>	174
4.4.4	<i>Paalkop 4 (grenen)</i>	175
4.4.5	<i>Paalkop 5 (grenen)</i>	176
5	BIJLAGE 5. INVLOED AANTASTING OP DE GEOTECHNISCHE DRAAGKRACHT	177
5.1.1	<i>Zand 1</i>	177
5.1.2	<i>Zand 2</i>	180
5.1.3	<i>Zand 3</i>	183
5.1.4	<i>Samenvatting resultaten</i>	186

I Introductie

I.1 Achtergrond

Op dit moment zijn problemen met houten paalfunderingen een actueel probleem. In Nederland zijn ongeveer 750.000 woningen gefundeerd op hout palen. Bij benadering zou het aantal woningen dat met enige vorm van funderingsproblematiek te maken krijgt binnen de komende tien jaar tussen de 390.000 -545.000 bedragen. Dit betekent dat maar liefst 5,5% van de totale woningvoorraad funderingsproblemen heeft/krijgt (KCAF 2012)!

De problemen uiteten zich in toenemende zakkingsen of door zakkingsverschillen waardoor scheuren in de gevels optreden en scheve vloeren ontstaan. De hoofdoorzaken van deze problematiek zijn: te lage grondwaterstand(aantasting door schimmels), aantasting door bacteriën en negatieve kleeft (overbelasting). Wanneer de grondwaterstand dermate laag is dat een deel (het houten deel) van de paalfundering als het ware 'droog' komt te staan, wordt deze aangetast door schimmels. Aantasting door bacteriën vindt juist plaats onder grondwaterstand. Het verschijnsel negatieve kleeft is pas sinds de vorige eeuw bekend en zorgt voor een toename van de belasting. In veel berekeningen is dit verschijnsel niet meegenomen en dit resulteert in een overbelasting van de bestaande funderingspalen. De factoren (schimmelaantasting, bacteriële aantasting en negatieve kleeft), zoals hierboven beschreven, die de huidige funderingsproblematiek veroorzaken zijn bekend. De invloeden van deze factoren op zowel de constructieve evenals de geotechnische eigenschappen van de houten funderingspaal dienen te worden onderzocht. In deze afstudeerscriptie staat de volgende hoofdvraag centraal:

“Wat is de resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen?”

Bovenstaande hoofdvraag wordt opgedeeld in de volgende deelvragen:

1. Wat is de invloed van de factoren op de constructieve draagkracht van de funderingspaal?
2. Wat is de (veranderde) krachtwerving van de verbinding tussen de houten funderingspaal en het resterende deel van de fundering?*

 - a. voor de moderne variant (summier)
 - b. voor de Amsterdamse/Rotterdamse methode

3. Wat is de invloed van de factoren op de geotechnische draagkracht van de funderingspaal?

*- De veranderde krachtwerving in de verbinding van de historische varianten wordt veroorzaakt door biologische aantasting van zowel de verbinding als de paalkop. Voor een moderne variant wordt deze alleen veroorzaakt door de biologische aantasting van de paalkop.

1.2 Afbakening onderwerp

In deze masterthesis zijn de volgende uitgangspunten/restricties aan de orde:

- Alleen de houtsoorten grenen en vuren worden onderzocht. Ondanks het feit dat grenen palen nu verboden zijn wordt deze houtsoort wel onderzocht voor de volledigheid van het onderzoek. Ook bestaat het merendeel van de 'slechte' palen uit grenen palen, hierdoor dient juist van deze palen de resterende (geotechnische) draagkracht te worden bepaald. De verkregen resultaten uit het onderzoek kunnen daarnaast ook worden toegepast bij een ontwerpproces van een nieuwe paalfundering (vuren palen).
- De moderne variant zal summier worden besproken.
- Effecten van biologische aantasting op de negatieve kleef worden niet beschouwd.
- De vergelijkingen van de berekeningsmodellen voor de constructieve draagkracht richt zich op een (centrische) belasting waarin alleen normaalspanningen optreden.
- Voor onderzoek naar de drukspanningen loodrecht op de vezel wordt het model volgens de EN-NEN-1995-1, methode en het Van der Put model beschouwd.

1.3 Doelstellingen

In deze masterthesis staan de volgende doelstellingen centraal:

- Inzicht krijgen in het niet homogene materiaalgedrag van (nat) hout.
- Inzicht krijgen in het aantastingsproces door bacteriën en schimmels.
- Bepalen van de invloed van biologische aantasting op de draagkracht
- Bepalen welk model het meest overeenkomt met de krachtswerking in de kesp.
- Opstellen moment-normaalkracht interactiediagram voor (aangetaste) paalkop.

1.4 Overzicht

Deze masterthesis is verdeeld in drie secties: Het eerste gedeelte is een korte weergave van het literatuuronderzoek waarin een korte introductie over het onderwerp wordt gegeven. Ook worden de bezwijkmodellen nader toegelicht. Het tweede gedeelte van de scriptie (hoofdstuk 4 t/m 8) behandelt de drie bezwijkmodellen die kunnen optreden in de doorsneden. De resterende constructieve draagkracht van de doorsnede wordt bepaald door de doorsnede te schematiseren als een inhomogene doorsnede. De (resterende) draagkracht van de verbinding wordt bepaald voor zowel de houten kesp als de variant met de betonoplager. Voor de geotechnische draagkracht wordt het effect van biologische aantasting op de wandwrijvingshoek bepaald. Het laatste gedeelte (hoofdstuk 9) van de scriptie bevat de conclusies en aanbevelingen voor vervolgonderzoek.

2 Probleemstelling & Onderzoeksmethode

2.1 Bezwijkmodellen

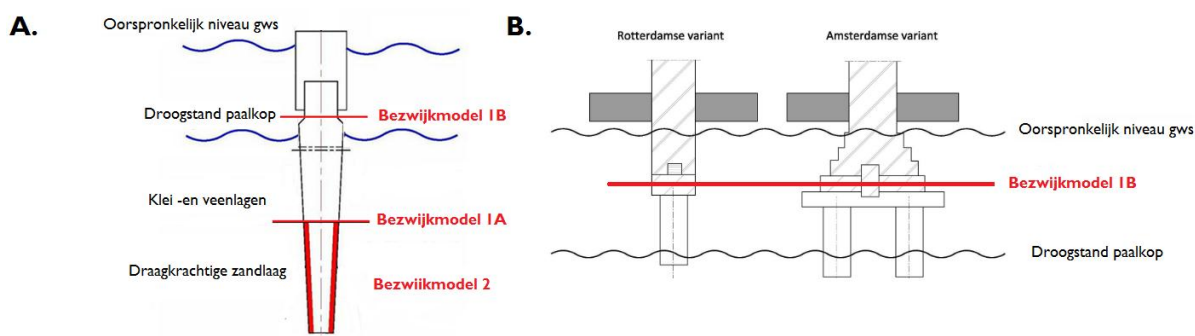
Uit het literatuuronderzoek naar de huidige funderingsproblematiek zijn drie onderzoeksvragen tot stand gekomen die elk betrekking hebben op een onderdeel van de funderingspaal. Voor het onderzoeken van de resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande funderingspalen ten gevolge van biologische aantasting zijn de onderzoeksvragen vertaald naar de volgende drie 'bezwijkmodellen' (Figuur 1):

1. Funderingspaal- Constructieve draagkracht (hoofdstuk 4 t/m6)

- In bezwijkmechanisme 1a wordt de houtsterkte in de doorsnede overschreden als gevolg van een verminderde sterkte dankzij biologische aantasting. Dit bezwijkmodel is voornamelijk gericht op de invloed van biologische aantasting op de sterkte van het hout.
- In bezwijkmechanisme 1b wordt de houtsterkte in de doorsnede overschreden als gevolg een verminderde sterkte/doorsnede dankzij biologische aantasting. Voor beide varianten (historisch en modern) wordt een apart bezwijkmechanisme opgesteld. Dit bezwijkmodel is voornamelijk gericht op de invloed van biologische aantasting op de sterkte van het hout.

2. Omliggende grond- interactie grond-funderingspaal (hoofdstuk 7)

In bezwijkmechanisme 3 wordt onderzocht of bacteriële aantasting leidt tot een veranderde interactie tussen de omliggende grond en de funderingspaal waardoor de geotechnische draagkracht afneemt. Dit bezwijkmodel is voornamelijk gericht op de invloed van biologische aantasting op de structuur van het hout.



Figuur 1. De drie bezwijkmechanismen waarin 1a en 2 gelden voor beide varianten en 1b afhankelijk is van het funderingssysteem.

2.2 Onderzoeksmethode

De onderzoeksmethode van de drie bezwijkmodellen is tot stand gekomen door de beperktheid/geschiktheid van het proefmateriaal. Het proefmateriaal bestaat uit vijf paalkoppen (vier grenen en één vuren) afkomstig uit Amsterdam-Zuid. De invloed van biologische aantasting op de hout technologische eigenschappen is bepaald door het combineren van de gegevens uit funderings – en houtonderzoek (twee loodrecht op elkaar staande radialen). De variatie van de elasticiteitsmodulus, bulkdichtheid, vochtgehalte en bezwijksterkte worden gebruikt voor het opstellen van een theoretisch model van de doorsnede. Dit theoretische model wordt gebruikt voor het bepalen van de constructieve draagkracht en wordt vergeleken met het huidige berekeningsmodel (CURnet/SBR/F3O 2012). Ter referentie is ook per paalkop de werkelijke bezwijkkracht bepaald. De krachtswerking in het direct op de paal liggende horizontale funderingshout wordt benaderd door drie modellen (NEN-EN-1995-1/ Van der Put model/ CURnet/SBR/F3O methode). Met gegevens uit de literatuur (Sas 2011)(Nodal 2014) wordt bepaald welk model het meest geschikt is. Voor de krachtswerking in de betonoplager zijn drie cases opgesteld (Rensman 1984) en vertaald naar een Moment-Normaalkracht interactiediagram. De enige factor waarop biologische aantasting, op het component schachtwrijving, eventueel invloed heeft is de wandwrijvingshoek δ . Door middel van directe schuifproeven op zowel aangetast als niet aangetast hout kan worden onderzocht of de structuur van het materiaal dusdanig verandert.

2.3 Experimenten

De onderzoeksmethode beschreven in paragraaf 2.2 is schematisch weergegeven in figuur 2 en te zien is dat door middel van vier experimenten de onderzoeksvragen zijn beantwoord. Voor elke paalkop zijn alle vier de experimenten uitgevoerd, waarbij moet worden opgemerkt dat de locatie van groot belang is. Om deze reden is de ligging van de paalschijven ten opzicht van elkaar zowel in de doorsnede als in de lengte gekenmerkt door middel van kleurgebieden (Figuur 3). Per paalkop zijn de volgende drie paalschijven vervaardigd:

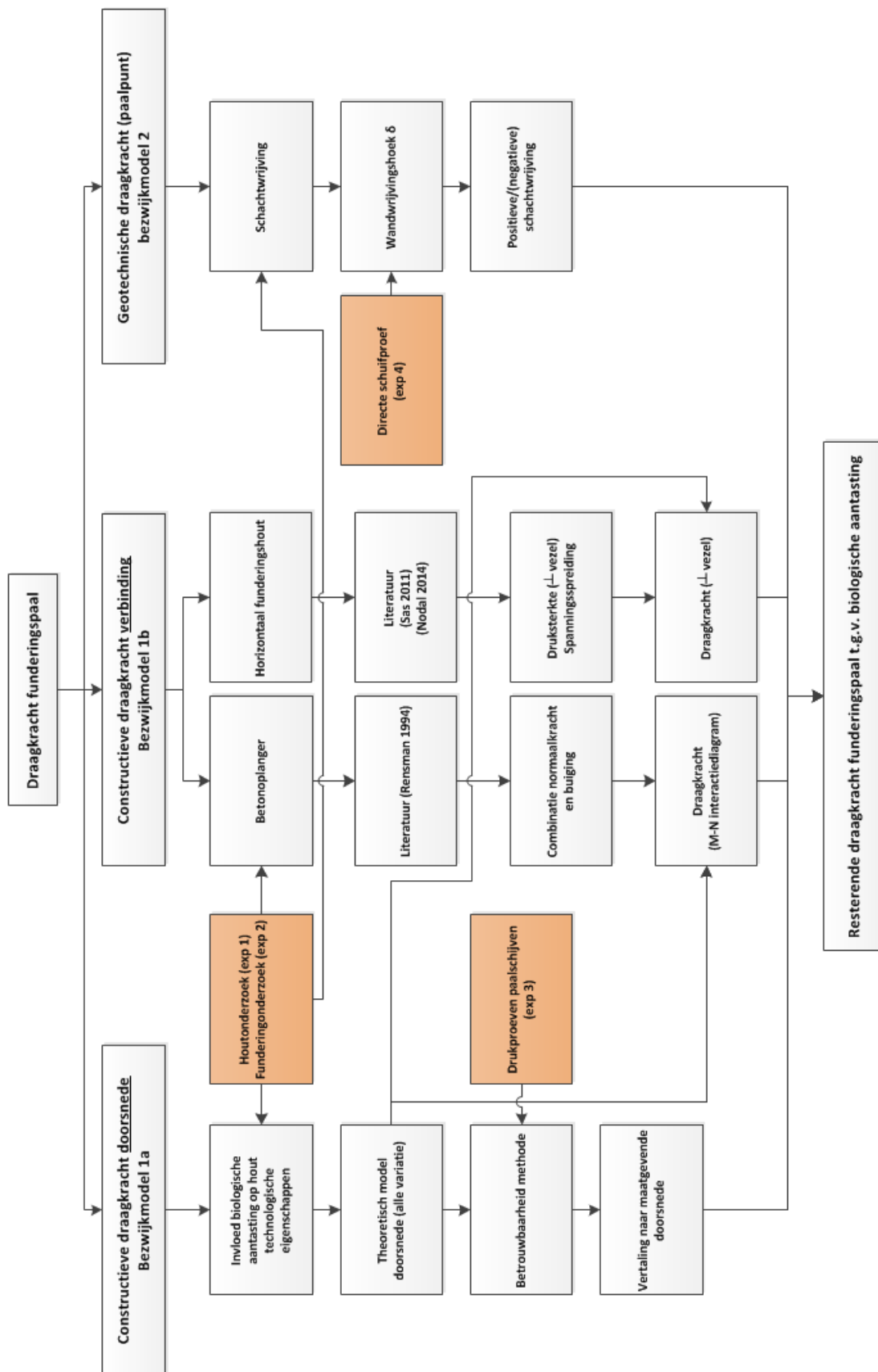
- Schijf S1:
 - experiment 3 paalschijf $\approx 65-110 \text{ mm}^2$
 - experiment 4 schachtmateriaal (directe schuifproef)
- Schijf S2:
 - experiment 1 paalschijf $\approx 20 \text{ mm}$ (aantastingsbeeld)
- Schijf S3:
 - experiment 1 paalschijf $\approx 120 \text{ mm}^3$ (hout technologische eigenschappen)
 - experiment 2 (Pilodyn inslagmetingen)

In bijlage 1.1 t/m 1.4 zijn de experimenten nader toegelicht en de resultaten zijn weergegeven.

² Ten gevolge van de vele beschadigingen in de paalkoppen, was een constante hoogte niet mogelijk.

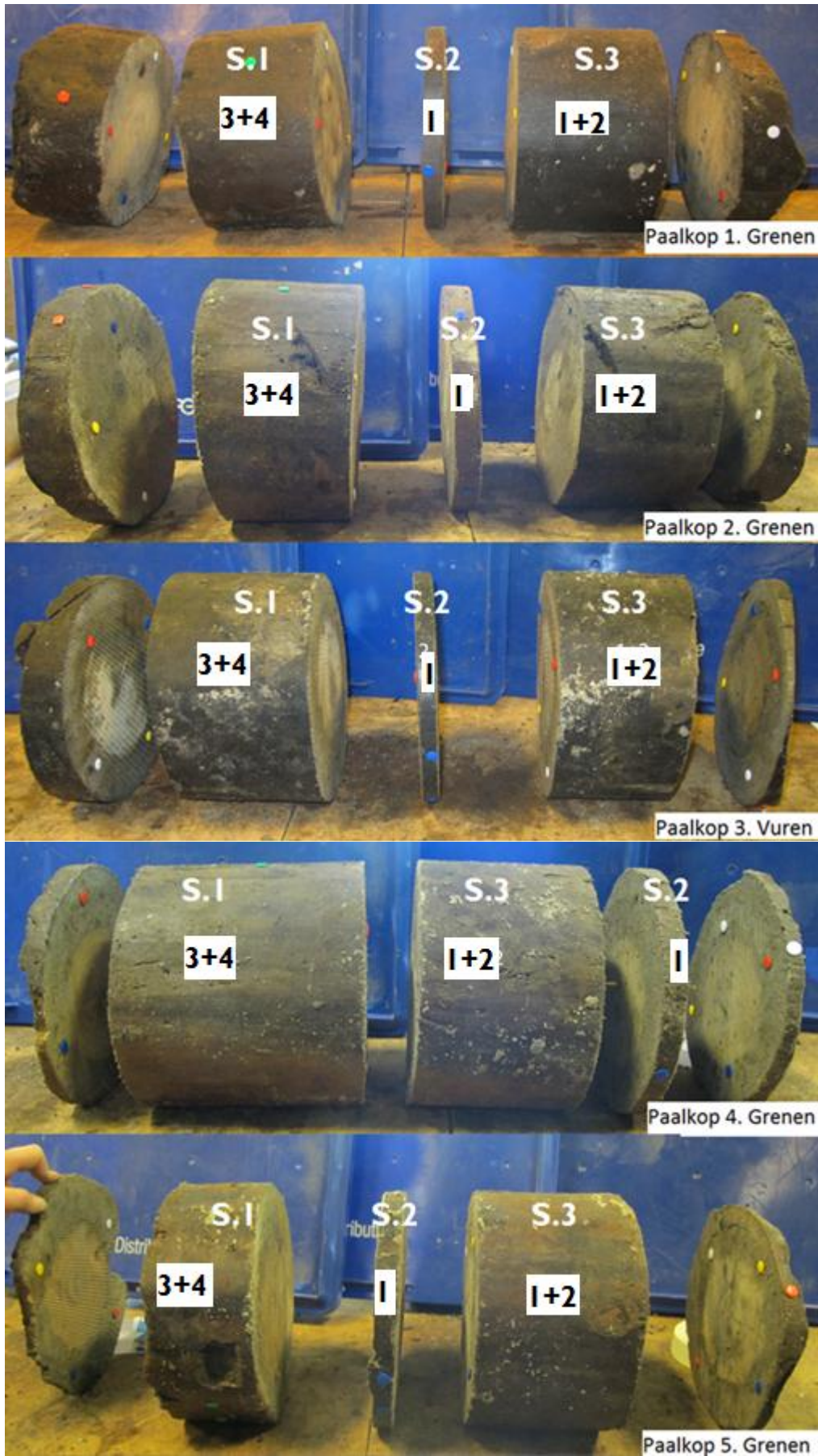
³ De afmetingen zijn te danken aan de grootte van de proefstukken voor de bepaling van de elasticiteitsmodulus.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
 Introductie & Theoretische achtergrond



Figuur 2. Schematische weergave afstudeeronderzoek.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Introductie & Theoretische achtergrond

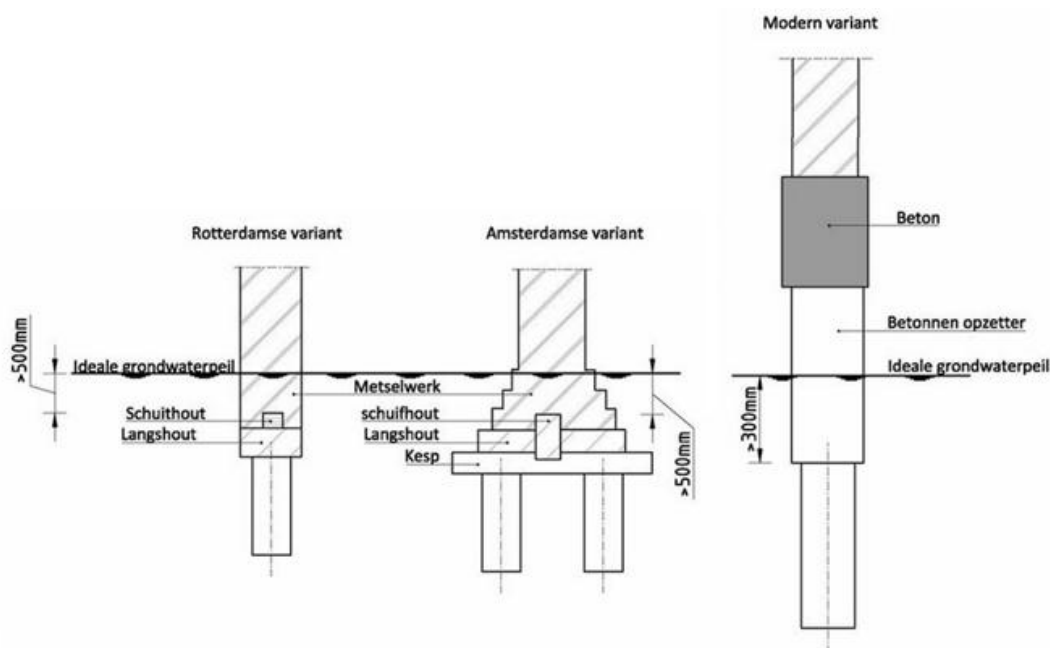


Figuur 3. Verdeling paalkoppen in paalschijven t.b.v. de experimenten.

3 Theoretische achtergrond

Houten funderingspalen worden al eeuwenlang toegepast in gebieden met zwakke grondlagen waarbij de draagkrachtige zandlaag op een grote diepte is gelegen. Door het gebruik van een funderingspaal kunnen de krachten die op de paal werken eenvoudig naar de draagkrachtige zandlaag toe worden getransporteerd. Houten funderingspalen worden voornamelijk toegepast in het Westen en het Noorden van Nederland omdat de bodem hier bestaat uit een dik pakket van holocene klei- en veenlagen tot een diepte van ongeveer 12 á 17 meter onder N.A.P. waaronder een pleistocene zandlaag (draagkrachtige zandlaag) is gelegen. Naast de fundatie in pleistocene zandlagen zijn ook gebieden gefundeerd op holocene afzetting zoals Zaanstad (meestal wadafzettingen) en Haarlem (standwalzand)(Klaassen et al 2005). De houtsoorten die worden gebruikt betreffen voornamelijk Vuren, Grenen⁴, Lariks en Douglas. Door de variërende ligging van de pleistocene zandlagen en de holocene zandlagen verschillen de benodigde paallengtes voor elke gemeente en daarmee ook de houtsoort.

De varianten die op het moment aanwezig zijn in de Nederlandse bodem betreffen voornamelijk de Amsterdamse/Rotterdamse methode (historische varianten) en de variant met de betonoplanger (moderne variant)(Figuur 4). Naast de funderingspaal is ook de verbinding van groot belang omdat deze gezien kan worden als een belangrijke schakel tussen de funderingspaal en het overige deel van de fundering. In de twee historische varianten is naast de funderingspaal ook de totale verbinding uit hout vervaardigd. In de moderne variant is deze verbinding verkregen door de toepassing van een betonoplanger (betonnen opzetstuk). Hierdoor wordt er als het ware een extra lengte gecreëerd waarover zuurstof aanwezig kan zijn zonder dat schimmelaantasting optreedt.



Figuur 4. De drie varianten van paalfunderingen.

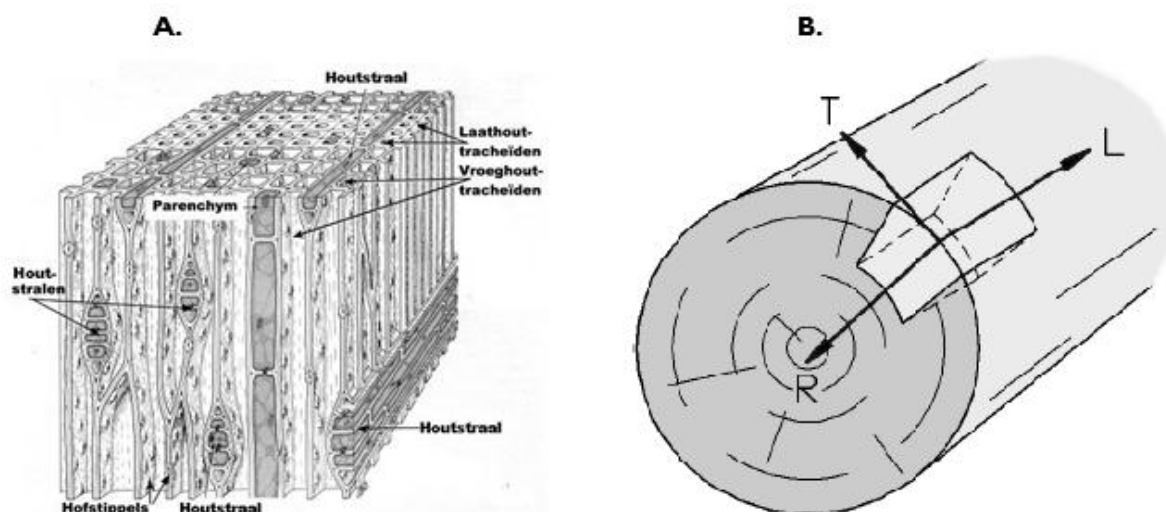
⁴ Door de grote gevoeligheid voor aantasting mogen grenen funderingspalen niet meer worden toegepast.

3.1 Structuur en opbouw van hout

3.1.1 Macroniveau

Op macroniveau is het hout onder te verdelen in spint -en kernhout. Het spinhout is het deel van het hout wat in het buitenste deel van de jaarringen is gelegen en in een levende boom vinden hier de sapstromen plaats. Het binnenste deel hout van de stam, waar geen sapstromen meer plaatsvinden wordt het kernhout genoemd. Het kernhout bevat geen levende cellen meer en door de aanwezige chemische vulstoffen (extractieven) wordt het hout beschermd tegen aantasting door schimmels en insecten. Ook zorgen de chemische vulstoffen voor het 'sluiten' van de cellen waardoor deze minder permeabel worden. In sommige houtsoorten zoals grenenhout, is het verschil tussen kernhout en spinhout visueel waarneembaar. Zowel het kernhout als het spinhout is opgebouwd uit groeiringen, die bestaan uit afwisselend lichte en donkere ringen (Figuur 5a). De lichte ringen bestaan uit vroeghout welke gevormd wordt tijdens de lente en de donkere jaarringen bestaan uit laathout welke gevormd wordt tijdens de zomer.

De cilindrische groei van een boom zorgt ervoor dat de verschillende eigenschappen van het hout kunnen worden gerelateerd aan deze drie groeirichtingen (orthotoop materiaalgedrag). Deze drie groeirichtingen worden beschreven met een cartesisch coördinatenstelsel waarbij een as de lengterichting (evenwijdig aan de vezel) bedraagt en de andere twee assen zijn tangentieel en radiaal(loodrecht op de vezel) gelegen ten opzichte van de jaarringen (Figuur 5b).



Figuur 5. Doorsnede naaldhout (a) microscopisch niveau (b) macro niveau met groeirichtingen.

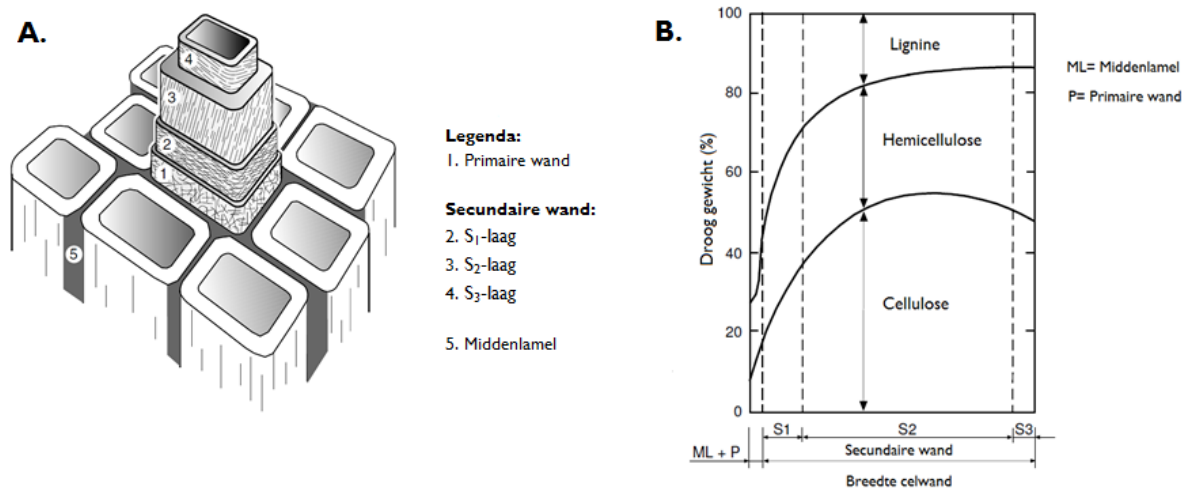
3.1.2 Microniveau

Op microniveau (celniveau) bezit naaldhout een relatief eenvoudige structuur waarbij ongeveer vijfennegentig procent van het volume bestaat uit tracheïden. Tracheïden zijn lange slanke rechthoekige cellen welke zorgen voor de sterkte, transport en de opslag van voedingsstoffen (Figuur 5a). In een groeiring kunnen we dunwandige tracheïden gevormd in het vroeghout onderscheiden en dikwandige tracheïden in het laathout. De overgang tussen het vroeghout en het laathout in een groeiring wordt ook wel overgangshout genoemd. In de radiale richting zijn houtstralen aanwezig die lopen vanaf de merg tot de bast en dienen vooral voor het horizontale vochttransport en voedselopslag (Figuur 5a). Stralen bestaan voornamelijk uit dunwandige parenchym cellen, welke korter en wijder zijn dan tracheïden. Door de loodrechte ligging van de parenchymcellen op de tracheïden zorgt dit ook voor een versterking in de radiale richting. Voor sap transport tussen de lumen van de radiaal georiënteerde cellen zijn stippels aanwezig. Deze zorgen ook voor transport tussen de cellen en de houtstralen.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Introductie & Theoretische achtergrond

3.1.2.1 De Celwand

De celwand bestaat uit de primaire wand (P) en de secundaire wand (S) waarvan de laatstgenoemde weer onderverdeeld kan worden in drie lagen (S_1 , S_2 en S_3 -laag)(Figuur 6a). De middenlamel (ML) wordt niet beschouwd als celwand aangezien deze alleen zorgt voor het bij elkaar houden van de cellen. De celwand bestaat uit lignine (houtstof), cellulose en hemicellulose. De functie van elk component kan worden verduidelijkt door de celwand te vergelijken met een gewapende betonbalk. De lange cellulose draden (fibrillen), samengevoegd tot strengen, kunnen worden vergeleken met de wapening van de balk (trekkrachten), de lignine kan worden vergeleken met de mortel die stevigheid geeft (druksterkte) en de hemicellulose met het cement (hechtkrachten)(Klaassen et al 2005). De chemische samenstelling en de grote van elke laag zijn weergegeven in figuur 6b.



Figuur 6. Celwand (a) opbouw (b) chemische samenstelling per laag.

3.2 Biologische aantasting

De twee varianten van biologische aantasting die van belang zijn voor een houten funderingspaal tasten de paal op verschillende locaties aan. Schimmelaantasting (softrot) van een houten heipaal vindt voornamelijk plaats boven de grondwaterspiegel vanwege de benodigde concentratie zuurstof voor het proces. Om aantasting door schimmels te voorkomen dient het totale houten deel van de fundering onder grondwaterstand gelegen te zijn (Figuur 4). In het geval van de moderne variant is een beton oplanger toegepast wat een extra lengte creëert waarover zuurstof aanwezig kan zijn en deze dient 300 mm onder grondwaterstand gelegen te zijn. Bacteriële aantasting (erosie-bacterie) tolereert vele lagere concentraties zuurstof (bijna anaeroob) waardoor deze variant van aantasting plaats vindt onder de grondwaterspiegel. Beide aantastingsvarianten (softrot en erosiebacterie) resulteren in een afbraak van cellulose en om deze reden zal de aantasting zich voornamelijk richten op de cellulose rijke S_2 -laag van de celwand (Figuur 6a&b). Door de aantasting treedt een afname op van de hoeveelheid celwandmateriaal en ontstaan er open ruimte. Door deze extra openingen is het hout, dat volledig onder grondwaterspiegel is gelegen, in staat om vocht op te nemen waardoor het vochtgehalte stijgt voorbij het maximale vochtgehalte.

3.2.1 Schimmelaantasting

De mate van schimmelaantasting is afhankelijk van de cumulatieve droogstand van een funderingspaal. Dit betekent dat de funderingspaal niet continu droog hoeft te staan, maar meerdere perioden van droogstand opgeteld kunnen leiden tot aantasting. Deze droogstand kan worden veroorzaakt door grote verdampende bomen, lekkende riolering of door de aanwezigheid van een bouwkuip in de naburige omgeving. Naast droogstand, is ook een relatieve vochtigheid en de aanwezigheid van een voedselbodem van belang voor de ontwikkeling van schimmelaantasting (F3O 2011). De gemiddelde

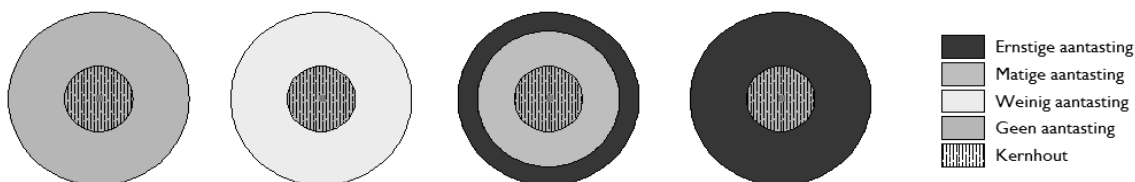
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
 Introductie & Theoretische achtergrond

termijn van aantasting tot 100% sterkteverlies is houtsoortafhankelijk; grenenspint drie jaar, grenen kernhout vijftien jaar en vurenhout tien jaar (F3O 2012).

Schimmelaantasting wordt voorkomen door de funderingspaal in zijn geheel onder grondwaterstand te plaatsen. Het verloop van de aantasting over de doorsnede/lengte van de paal kan eenvoudig in kaart worden gebracht aangezien de schimmelaantasting is geconcentreerd ter plaatse van de paalkop en funderingsonderzoek ook op deze locatie plaats vindt.

3.2.2 Bacteriële aantasting

Uit de literatuur (Klaassen 2008) is gebleken dat de houtsoort bepalend is voor de snelheid van aantasting. Een permeabele houtstructuur (els, populier, grenenspint, eikenspint) is gevoeliger voor aantasting omdat erosie bacteriën eenvoudiger het hout kan betreden in tegenstelling tot een gesloten houtstructuur zoals de houtsoort vuren (F3O 2011). Tussen beide varianten is een groot verschil aanwezig voor de aantastingsnelheid (Tabel 1). In deze tabel is ook de grote gevoeligheid voor aantasting voor grenenhout zichtbaar. Een mogelijk verloop van het bacteriële aantastingsproces start ter plaatse van de buitenzijde van de paal en reikt in eerste instantie tot de maximale diepte (aangenomen grens spint –en kernhout. Dit proces wordt herhaald tot uiteindelijk een scherpe grens ontstaat tussen het aangetaste en het niet-aangetaste hout (Figuur 7). Het verloop van de bacteriële aantasting in een doorsnede wordt beschreven door middel van intensiteit klassen (Tabel 2).



Figuur 7. Verloop bacteriële aantastingsproces.

In tegenstelling tot schimmelaantasting, die voornamelijk geconcentreerd is ter plaatse van de paalkop, is bacteriële aantasting aanwezig over de gehele lengte van de funderingspaal die onder grondwaterstand is gelegen. Dit betekent dat met behulp van funderingsonderzoek alleen het verloop over de doorsnede ter plaatse van de paalkop kan worden bepaald. Dit is zeer nadelig aangezien voor de constructieve draagkracht van de doorsnede de maatgevende doorsnede van belang is (zwaarst belaste doorsnede). De locatie van deze doorsnede is afhankelijk van de krachtwerking in de funderingspaal en de tapsheid van de funderingspaal. Globaal gezien is deze gelegen op de overgang van de zwakke grondlagen (klei en veen) naar de draagkrachtige zandlaag.

Tabel 1. Aantastingsnelheid voor houtsoort grenen en vuren (Klaassen 2008).

Houtsoort		Maximale snelheid aantasting	
		Schimmelaantasting	Bacteriële aantasting
Grenen	Grenen spinhout	10 mm/jaar	1,1 mm/jaar
	Grenen kernhout	0,05 mm/jaar	
Vuren		2 mm/jaar	0,8 mm/jaar

Tabel 2. Kenmerken per intensiteitsklassen (Klaassen en Vosslamber 2002).

Intensiteit aantasting	Kenmerken
Weinig aantasting	alleen aantasting van de stralen soms ook in een individuele aanliggende tracheïden
Matige aantasting	aantasting van laathout tracheïden voornamelijk rond de stralen, vroeghout min of meer schadevrij
Ernstige aantasting	houtstructuur goed zichtbaar, bijna alle laathout tracheïden zijn aangetast, kleine stukjes celwand zijn onaangetast, in het vroeghout zijn de wanden volgens een willekeurig streeppatroon aangetast
Totale verwoesting	structuur van het hout moeilijk zichtbaar, bijna alle cellen aangetast, aantastingpatroon niet herkenbaar

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
 Introductie & Theoretische achtergrond

3.2.3 Schimmelaantasting in combinatie met bacteriële aantasting

Wanneer beide aantastingsvarianten gelijktijdig voorkomen zorgt schimmelaantasting ervoor dat het patroon van aantasting verandert. Bacteriële aantasting zorgt voor een scherpe grens tussen wel en niet aangetast hout in het geval van grenenhout. Schimmelaantasting zorgt ervoor dat in diepere houtlagen de aantasting weer kan toenemen en ook kan de aantasting op een lager niveau in grote delen van het hout worden aangetroffen (Klaassen 2008).

3.3 Bulkdichtheid en vochtgehalte

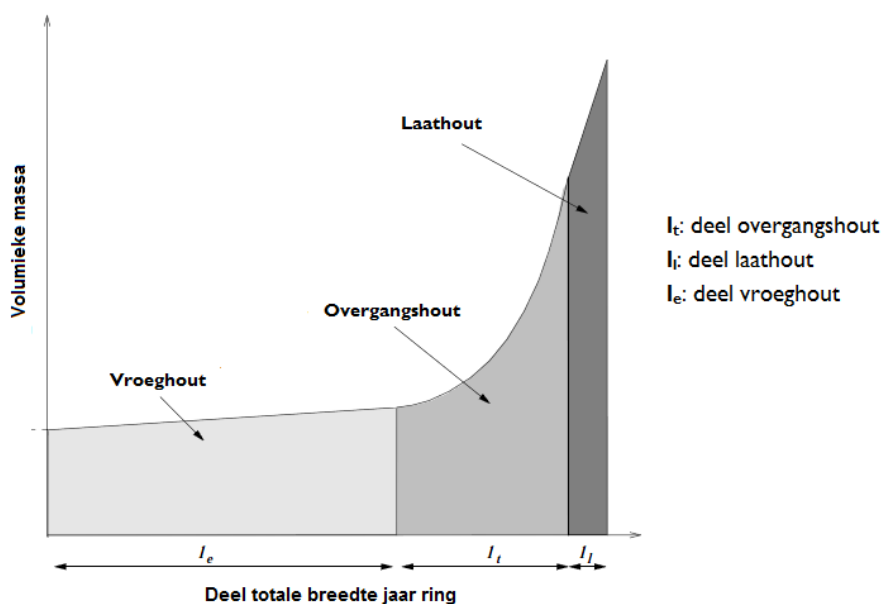
De bulkdichtheid (vergelijkbaar met volumieke massa) en het vochtgehalte betreffen twee fysische eigenschappen die sterk worden beïnvloed door biologische aantasting en om deze reden kunnen deze worden gebruikt als maatstaf voor de aantastingsintensiteit. De volumieke massa van het hout is een belangrijke fysische eigenschap omdat de sterkte en stijfheid eigenschappen (mechanische eigenschappen) hiervan afhankelijk zijn. De volumieke massa wordt bepaald door het quotiënt van de massa en het volume, welke beide bepaald zijn bij één en dezelfde waarde van het vochtgehalte (Vergelijking 1). Gebruikelijk is een vochtgehalte van 12%. Een andere methode voor de bepaling van het volumieke massa, die veel wordt gebruikt in het geval van aangetast hout, betreft de bulkdichtheid. De bulkdichtheid bepaald het quotiënt van de droge massa ($\omega=0\%$) en het totaal verzadigde volume ($\omega=150-200\%$ - gezond vurenhout) (Vergelijking 2). In gezond hout (natuurlijke variatie) varieert het verloop van de bulkdichtheid in een groeiring aanzienlijk vanwege het verschil in vorm en dikte van de tracheïden in het vroeg –en laathout (Figuur 8). Dit betekent dat wanneer de bulkdichtheid wordt berekend over een bepaald interval dit in feite de gemiddelde bulk dichtheid betreft over dit interval (Persson 2000).

$$\rho_{\omega=12\%} = \frac{m_{12\%}}{V_{12\%}} \quad \text{(Vergelijking 1)}$$

$$\rho_{bulk} = \frac{m_o}{V_n} \quad \text{(Vergelijking 2)}$$

Waarin:

ρ_{bulk} :	bulkdichtheid	[kg/m ³]
$\rho_{\omega=x\%}$:	volumieke massa bij een vochtgehalte van x%	[kg/m ³]
m_x :	massa bij een vochtgehalte van x%	[kg]
V_n :	nat volume	[m ³]



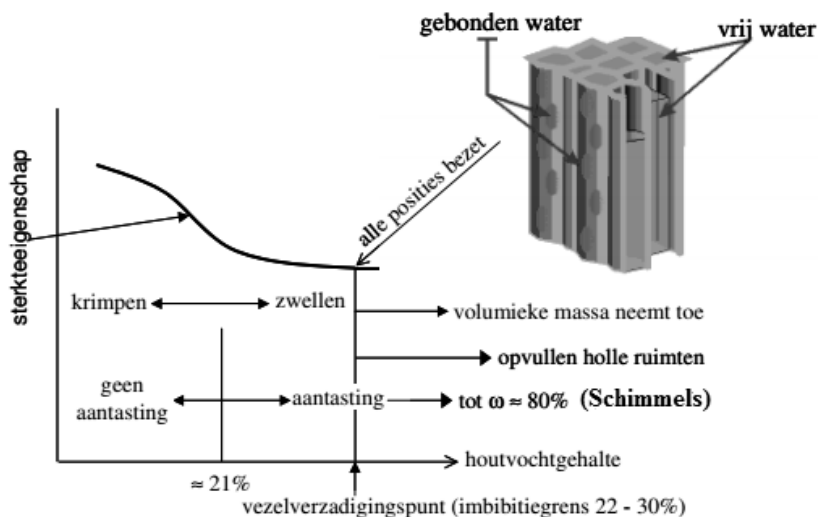
Figuur 8. Variatie volumieke massa over de breedte van een groeiring (verdeeld in verschillende zones).

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
 Introductie & Theoretische achtergrond

Het vochtgehalte van het hout (ω) kan worden gedefinieerd als het gewicht van het water in het hout uitgedrukt in het gewicht van het gedroogde hout in percentages ($\omega=0\%$)(Vergelijking 3). Het aanwezige water in het hout kunnen we onderverdelen in (Jorissen 2013):

- het vrije water in de celholten
- de waterdamp in de celholten
- het gebonden water in de celwanden (hygroscopisch water)

Het houtvochtgehalte is, tot het bereiken van het vezelverzadigingspunt (alleen celwanden gevuld met water), een van de belangrijkste eigenschap van het hout aangezien veel eigenschappen hiervan afhankelijk zijn (Figuur 9). Het vochtgehalte waarbij zowel de celholten als de celwanden compleet gevuld zijn met water betreft het maximum vochtgehalte. Het maximale vochtgehalte kan worden gebruikt als de grens tussen aangetast en niet-aangetast hout. Funderingspalen worden namelijk in zijn geheel onder grondwaterspiegel geplaatst ter voorkoming van schimmelaantasting en zodoende is de paal ook in staat om het maximale vochtgehalte ω_{max} [%] te bereiken. Wordt de funderingspaal aangetast dan treedt er een afname op van het celwandmateriaal op en ontstaan er meer open ruimten en het hout is opnieuw in staat om vocht op te nemen waardoor het vochtgehalte voorbij het maximale vochtgehalte reikt. Het maximale vochtgehalte ω_{max} [%] voor een bepaalde dichtheid kan bepaald worden met vergelijking 4. De waarde van het maximale vochtgehalte is houtsoort specifiek en bedraagt voor vuren –en grenenhout ongeveer 150-200% (Klaassen 2008).



Figuur 9. Effect van het vochtgehalte op verschillende houteigenschappen.

$$\omega = \frac{m_{\omega} - m_{\omega=0\%}}{m_{\omega=0\%}} * 100$$

(Vergelijking 3)

$$MC_{max} = 100(1.54 - G_b)/1.54G_b$$

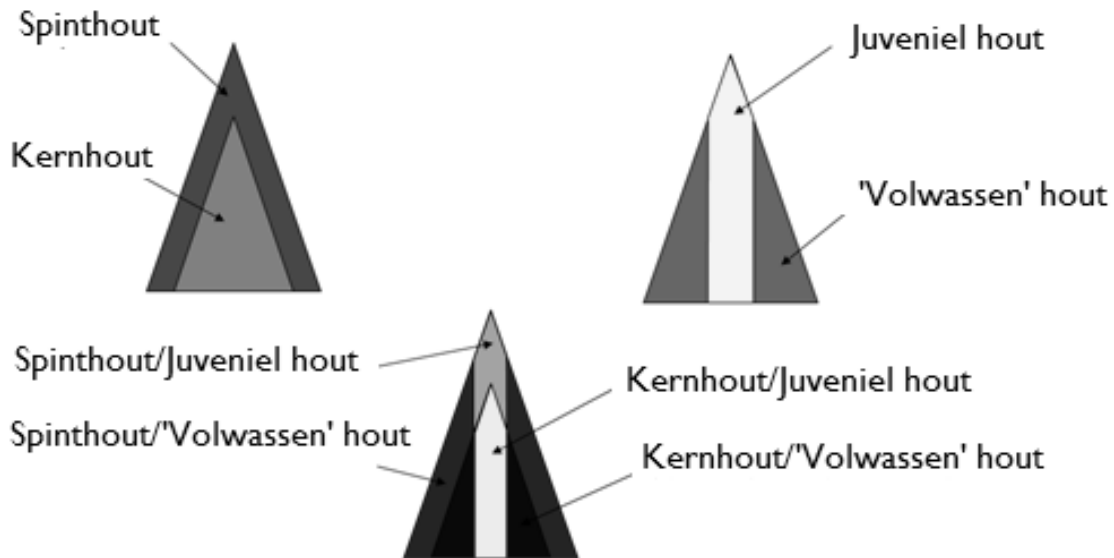
(Vergelijking 4)

Waarin:

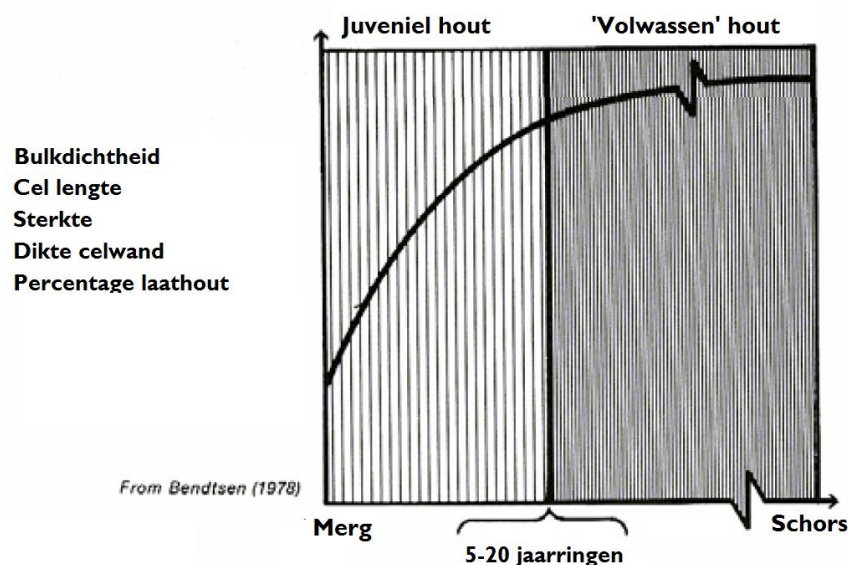
m_{ω} :	massa van het hout bij een bepaald vochtgehalte	[kg/m ³]
$m_{\omega=0\%}$:	massa droog hout	[kg/m ³]
G_b :	basisdichtheid gebaseerd op een ovedroge massa en volume	[kg/m ³]

3.4 Natuurlijke variatie van hout [Juveniel hout]

Naast de indeling van het hout in kern –en spinhout kan het hout ook worden verdeeld in juveniel hout en mature wood (volwassen hout)(Figuur 10). Het juveniel hout bevindt zich in de eerste 5-20 jaarringen (afhankelijk van de houtsoort) en heeft een groter-dan-normaal percentage vroeghout waardoor dit hout een lagere sterkte en bulkdichtheid bezit. De overgang tussen het jeugdige en het volwassen hout kent een vloeiend verloop (Figuur 11)(Wu 2014). In een gezonde funderingspaal kan de bulkdichtheid worden onderverdeeld in zones over de lengte van de paal (Figuur 12). In deze figuur is te zien dat de bulkdichtheid richting de bast toeneemt en vanwege de conusvormige groei van de boom zijn niet alle zones over de lengte aanwezig. In dit onderzoek worden niet de gegevens weergegeven in figuur 12 gebruikt, maar wel de indeling in de verschillende zones.

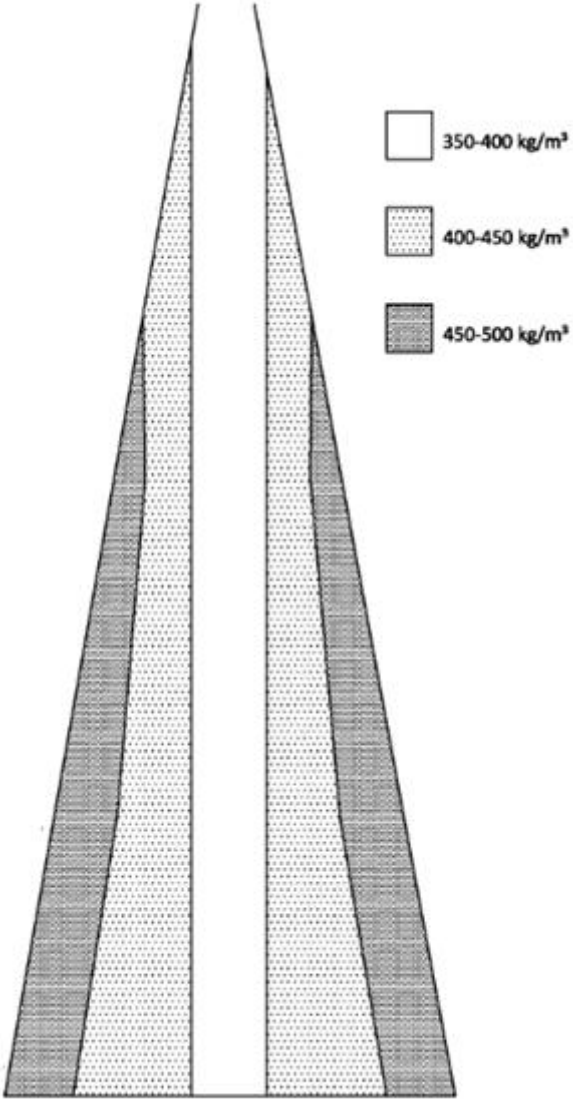


Figuur 10. Indeling in kern -en spinhout - juveniel -en 'volwassen' hout.



Figuur 11. Geleidelijke overgang factoren juveniel hout naar 'volwassen' hout in naaldhout.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Introductie & Theoretische achtergrond



Figuur 12. Variatie dichtheid in een boom (Radiata Pine).

4 Invloed biologische aantasting op de hout technologische eigenschappen

4.1 Aantastingsbeeld in de doorsnede

Het aantastingsbeeld in de doorsnede ten gevolge van biologische aantasting wordt beschreven door de begrippen aangetaste –en zachte schil. De aangetaste schil betreft het totale aangetaste gebied van de doorsnede en wordt onderverdeeld in verschillende intensiteitsklassen. Het aantastingsbeeld in de doorsnede wordt bepaald door middel van houtonderzoek, waarin met behulp van een aanwasboor een kern met een diameter van 10 mm uit de boom wordt geboord⁵. De zachte schil omvat een gedeelte van de totale aangetaste schil (vanaf buitenzijde paal) waarin zeer lage sterktewaarden worden bereikt (UvA 2002)⁶. De dikte van de zachte schil wordt bepaald aan de hand van de inslagwaarden van de Pilodyn © (hardheidsmeter).

De invloed van biologische aantasting op de hout technologische doorsnede wordt bepaald door het uitvoeren van zowel hout als funderingsonderzoek op de vijf paalkoppen (vier grenen en één vuren). Om het verloop van de zachte schil beter in kaart te brengen worden er 12 metingen uitgevoerd in plaats van de benodigde 3 metingen (CURnet/SBR/F3O 2012). In figuur 13 is het aantastingsbeeld per paalkop weergegeven en om de verschillen en overeenkomsten tussen de paalschijven te verduidelijken zijn alle paalschijven getransformeerd naar een paalschijf met een diameter van 100 mm. Ook zijn de paalschijven opgedeeld in schillen (vertaling theoretisch model bijlage 1.1.) met een constante dikte gelijk aan het proefstuk voor de bepaling van de hout technologische eigenschappen.

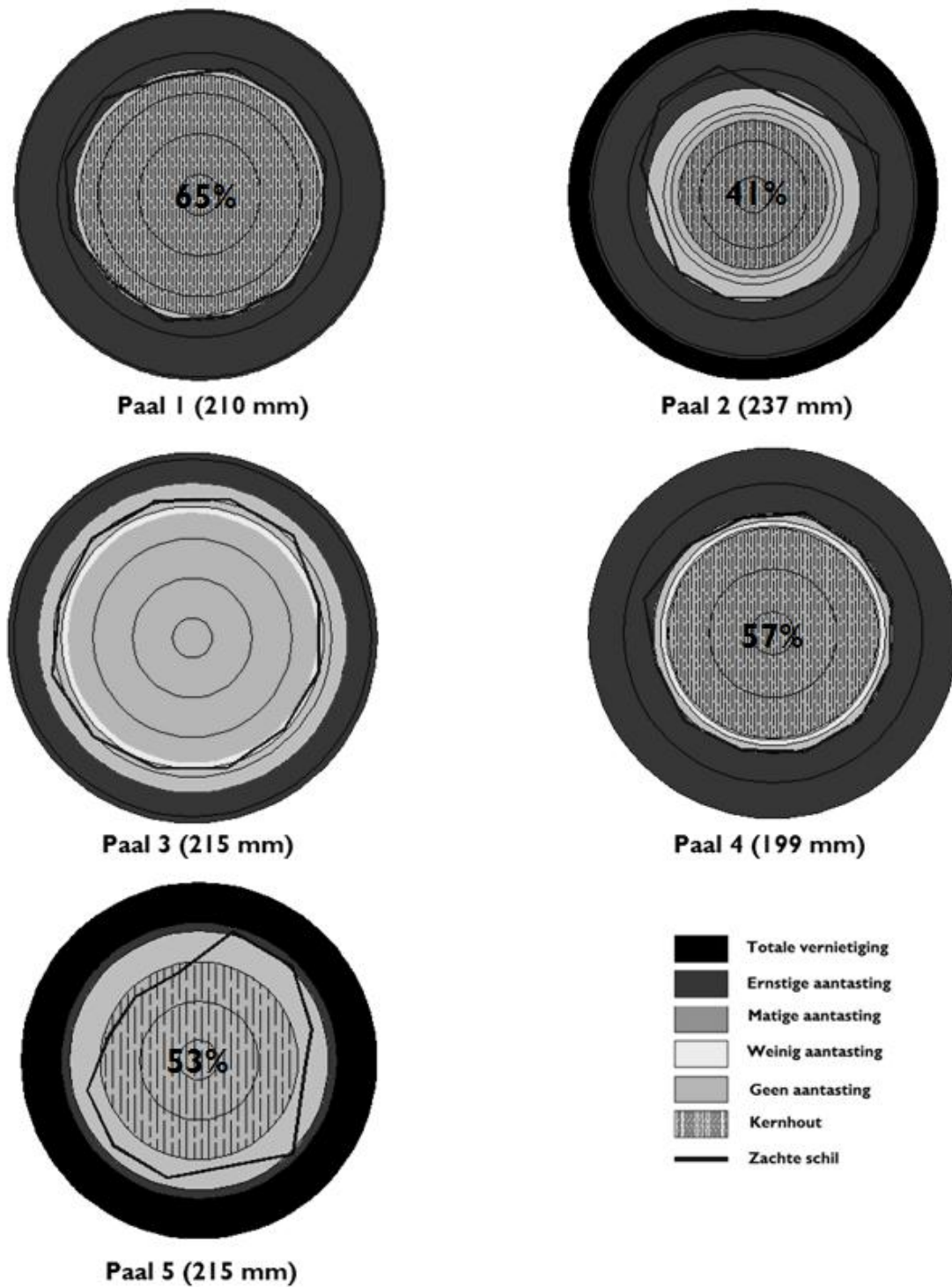
In figuur 13 is te zien dat voor alle vijf de paalkoppen hetzelfde globale aantastingspatroon aanwezig is waarin alleen het spinhout bacterieel is aangetast in combinatie met schimmeldraden. Ondanks het feit dat alle palen van dezelfde locatie afkomstig zijn, zijn er onderling grote verschillen aanwezig met betrekking tot het bacteriële aantastingspatroon. Dit betekent dat het aantastingsverloop voor een groot deel wordt bepaald door de eigenschappen van de paal zelf. Een eerste verdeling is gebaseerd op de houtsoort. Zo zijn de grenen palen sterker aangetast dan vuren palen omdat deze een meer open houtstructuur bezitten en dus gevoeliger zijn voor aantasting (F3O 2011). Een tweede verdeling is gebaseerd op het percentage kernhout in de doorsnede (grenen). Een doorsnede met een groot percentage kernhout (> 55%) bezit een kleinere aantastingsdiepte en daarnaast is er ook sprake van een scherpere overgang tussen het aangetaste en niet-aangetaste hout. Dit wordt ook ondersteund door gegevens uit de literatuur (Klaassen 2008)(UvA 2002)(Bijlage 2.1) waarin aantastingsonderzoek heeft plaatsgevonden op grenen palen op verschillende dieptes. Doorsnedes met een groter percentage kernhout bezitten een kleiner percentage spinhout dan doorsnedes met een kleiner percentage kernhout. Wanneer we uitgaan van het eerder besproken bacteriële aantastingsproces (Figuur 7) zal in een doorsnede met een hoog percentage kernhout de intensiteit sneller toenemen omdat de aantasting over een kleinere lengte aanwezig is. Bij een gelijke aantastingsnelheid zal het bacteriële aantastingsfront eerder sluiten.

In de paalkoppen weergegeven in figuur 13 is te zien dat de paalkoppen met een kleine doorsneden in combinatie met een groot percentage kernhout (paalkop 1&4) een scherpere overgang vertonen tussen aangetast en niet aangetast hout.

⁵ Met houtonderzoek wordt normaliter ook de waarden van het vochtgehalte en de bulkdichtheid bepaald, maar voor dit onderzoek wordt deze gegevens berekend met experiment 1.

⁶ Bij een indringing groter dan 20 mm bedraagt de sterkte < 5 N/mm² over de gehele inslagdiepte.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 13. Verloop bacterieel aangetaste schil, zachte schil, spinthout en het aandeel kernhout per paalschijf.

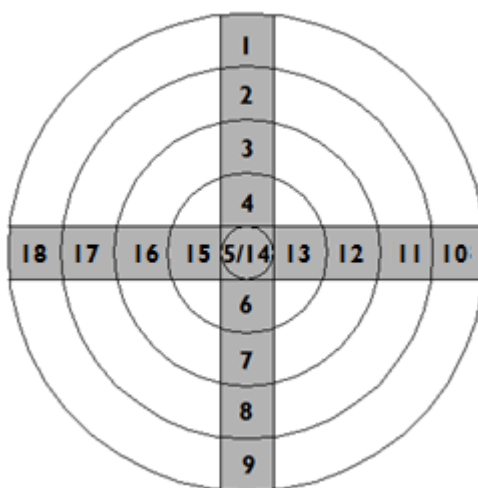
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

4.2 Verloop hout technologische eigenschappen in de doorsnede

Het verloop van de hout technologische eigenschappen (vochtgehalte, elasticiteitsmodulus, bulkdichtheid en bezwijk sterkte) in de doorsnede ten gevolge van biologische aantasting en natuurlijke variatie is bepaald voor de vijf paalkoppen (Bijlage I.1). In elke doorsnede zijn twee loodrecht op elkaar staande radialen onderzocht met behulp van proefstukken ($\approx 21 \times 21 \times 130 \text{ mm}$)⁷(Figuur 14). In bijlage I.1. is voor elke doorsnede, met behulp van de gegevens uit experiment I, een theoretisch model van de doorsnede opgesteld. In dit theoretische model zijn de afmetingen van de proefstukken vertaald naar een schildikte van 23 mm (21 mm + 2mm zaagverlies).

In figuur 15 wordt het verloop van de hout technologische eigenschappen in paalkop I in combinatie met het aantastingsbeeld nader toegelicht. Uit deze figuur wordt duidelijk dat de vier onderzochte hout technologische eigenschappen sterk onderling met elkaar zijn gerelateerd. Zo zorgt een toename van de bulkdichtheid (toename celwand) voor een toename in de elasticiteitsmodulus en bezwijksterkte en voor een afname in het vochtgehalte. Ook is in de figuur duidelijk te zien het vochtgehalte en de bulkdichtheid sterk gerelateerd zijn met de aantastingsintensiteit; in de proefstukken met de hoogste aantasting-intensiteit treedt een hogere waarde van het vochtgehalte op en een lage waarde van de bulkdichtheid.

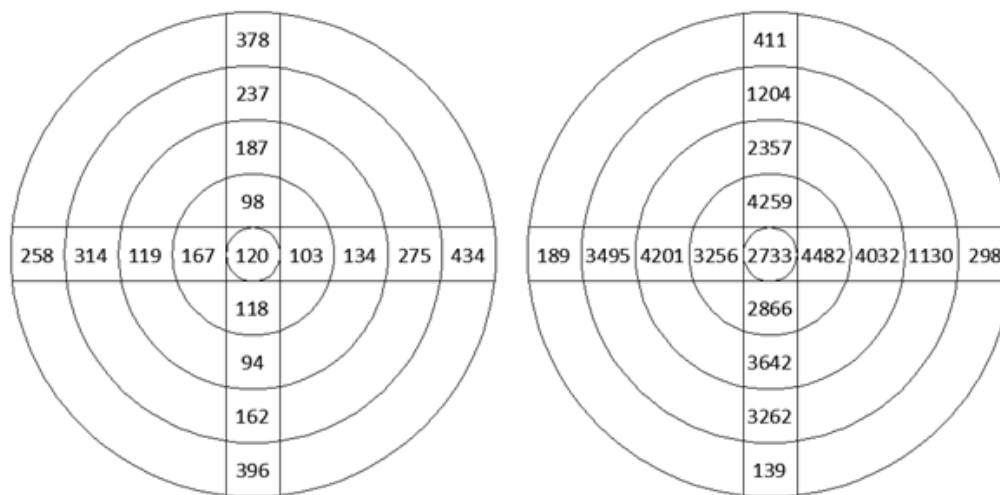
Ook is te zien dat het verloop van de zachte schil als het ware het verloop van de hout technologische eigenschappen volgt. In schil 2 wordt in alle vier de radialen een druksterkte van 5 N/mm² bereikt en te zien is dat de zachte schil over de gehele omtrek is gelegen in schil 3 is gelegen. Dit betekent dat wanneer het verloop van de zachte rondom de omtrek homogeen is dit ook duidt op een homogeen aantastingspatroon met andere woorden geen zeer aangetaste of weinig aangetaste gebieden in verhouding met het overige deel van de funderingspaal. In tegenstelling tot funderingsonderzoek, heeft houtonderzoek maar plaatsgevonden in één radiaal, waarvan de resultaten zijn gebruikt voor het beschrijven van de gehele doorsnede. In deze doorsnede kan worden verondersteld dat het aantastingsbeeld geldt voor de gehele doorsnede omdat het verloop van de zachte rondom de paal redelijk homogeen is.



Figuur 14. Methode voor het bepalen van het verloop van de hout technologische eigenschappen.

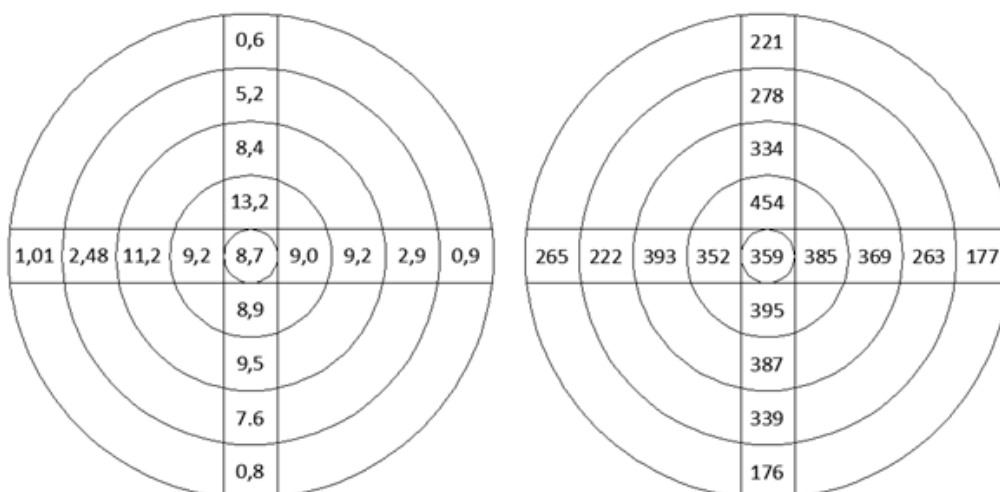
⁷ Deze afmeting is tot stand gekomen door de EN408 voor het bepalen van de elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Vochtgehalte [%]

Elasticiteitsmodulus [N/mm²]



Bezwijksterkte [N/mm²]

Bulkdichtheid [kg/m³]



Aantastingsbeeld

Figuur 15. Verloop van het aantastingsbeeld en de hout technologische eigenschappen in de doorsnede.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

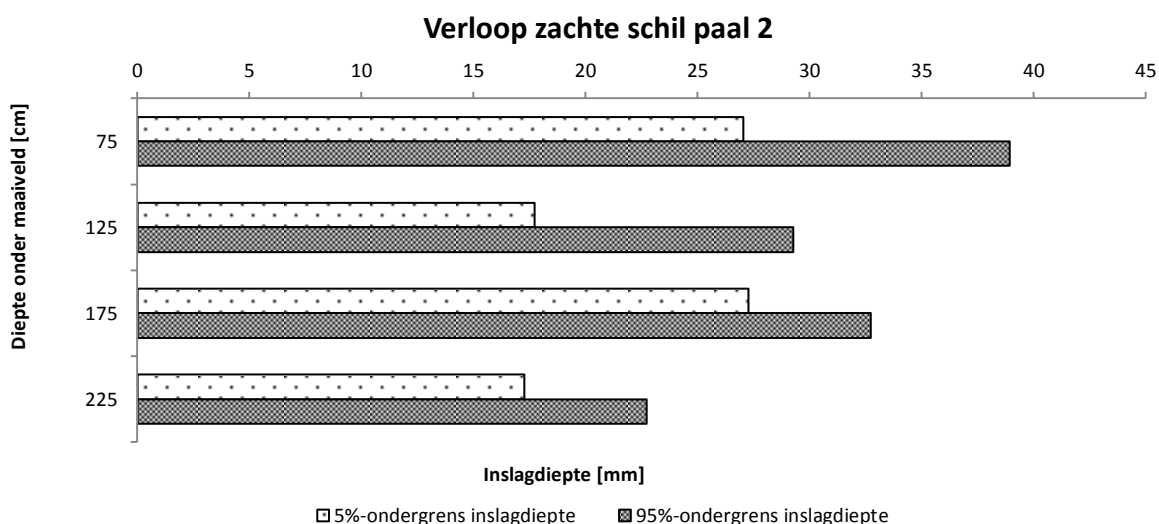
4.3 Verloop aantasting over de lengte van de paal

In de voorgaande paragrafen is het aantastingsbeeld en het verloop van de hout technologische eigenschappen beschouwd in een doorsnede ter plaatse van de paalkop. Voor de constructieve draagkracht is niet deze doorsnede, maar de maatgevende doorsnede van groot belang. Deze maatgevende doorsnede is, voor een niet aangetaste funderingspaal, in de buurt van de paalpunt gelegen dankzij de tapsheid van de funderingspaal en de omliggende grondopbouw (wordt nader toegelicht). Voor een aangetaste funderingspaal kan het verloop van het draagkrachtige oppervlakte over de lengte van de paal niet meer eenvoudig bepaald worden aan de hand van alleen de tapsheid, maar speelt het verloop van de aantasting over de lengte van de paal ook een belangrijke rol.

Het aantastingsbeeld over de lengte van de paal wordt onderzocht met behulp van gegevens van vijf getrokken palen afkomstig uit Haarlem (Klaassen et al 2000). De gegevens van de hout technologische eigenschappen en de inslagdieptes zijn weergegeven in bijlage 2.2. De doorsnedes van de vijf palen (paalnummers 2 t/m 6) zijn net als de vijf paalkoppen ook onderverdeeld in schillen, alleen in deze situatie bedraagt de constante dikte 20 mm. De vijf palen zijn over de totale lengte aangetast door bacteriën en op sommige locaties door softrot/hyfen.

Het verloop van de zachte schil over de lengte van de paal wordt onderzocht door de vier afzonderlijke inslagwaarden uit te zetten tegen het midden van het onderzochte paalstuk. Naast deze afzonderlijke waarden wordt ook het gemiddelde, 5%-ondergrens en de 95%-ondergrens per paalstuk bepaald⁸(Bijlage 2.2.1). In figuur 16 is het verloop van de 5%- en de 95% ondergrens van de inslagwaarden van de zachte schil weergegeven. In deze figuur is te zien dat de dikte van de zachte schil richting de paalpunt afneemt en dit geldt ook voor de overige proefstukken. De inslagdiepte kan niet eenvoudig worden geschat op basis van de aantastingsintensiteit aangezien dit een globale maatstaf betreft. Wel is de inslagdiepte eenvoudig te relateren aan de bulkdichtheid omdat de bulkdichtheid toeneemt wanneer de inslagdiepte afneemt en de afneemt wanneer de inslagdiepte toeneemt (Bijlage 2.2). De relatie tussen de bulkdichtheid en de inslagwaarde wordt besproken in paragraaf 5.6.2.

In bijlage 2.2.1 is de afnamesnelheid van de zachte schil bepaald over de lengte van de paal en deze blijkt ondanks de verschillende aantastingspatronen tussen de 0,05 en 0,1 [mm/cm] te zijn gelegen. Helaas kan aan het verloop van de zachte schil geen conclusies worden gesteld vanwege de beperkte omvang van de hoeveelheid proefstukken en locaties.



Figuur 16. Verloop zachte schil over de lengte van de paal.

⁸ Alle inslagwaarden worden beschouwd ongeacht het aantastingspatroon.

4.4 Relatie biologische aantasting met de hout technologische doorsnede

Uit de voorgaande paragraaf is gebleken dat bacteriële aantasting in combinatie met de aanwezigheid van hyfen zorgt voor een afname van de bulkdichtheid, sterkte en elasticiteitsmodulus.. De mate van deze reductie is afhankelijk van de aantastingsintensiteit; hoe sterker de aantasting hoe meer celwandmateriaal wordt afgebroken en des te meer het hout in staat is om vocht op te nemen. Om deze reden worden de hout technologische eigenschappen uitgezet tegen het vochtgehalte. Het maximale vochtgehalte van vuren –en grenenhout bedraagt ongeveer 200% (Klaassen 2008) en in de grafieken in de volgende paragrafen is de data onderverdeeld in gezond hout ($\omega < 200\%$) en aangetast hout ($\omega > 200\%$). Helaas kunnen door een te kleine hoeveelheid aangetaste proefstukken voor de houtsoort vuren hiervoor geen vergelijkingen worden opgesteld. De relaties in de volgende paragrafen worden opgesteld met behulp van data uit bijlage I.1 t/m I.4.

4.4.1 Relatie bulkdichtheid & het vochtgehalte

In figuur 17 is de grafiek weergegeven waarin de bulkdichtheid is uitgezet tegen het vochtgehalte. De grote puntenwolk, in het gezonde traject ($\omega < 200\%$) is te danken aan het feit dat gezond hout minder vocht bezit dan waterverzadigde (aangetaste hout) omdat de membranen nog intact zijn. De datapunten in het traject ($\omega > 200\%$) vertonen een kleinere variatie en deze wordt benaderd door vergelijking 5. Vergelijking 5 is opgesteld op basis van een regressie-analyse tussen de twee variabelen. Wanneer we deze vergelijking extrapoleren naar het niet-aangetaste traject zien we dat bijna de gehele puntenwolk onder deze vergelijking is gelegen. Vergelijking 6 beschrijft de relatie tussen het vochtgehalte en de bulkdichtheid van waterverzadigd hout (Klaassen 2008).

$$\rho_{bulk} = 14917 \cdot \omega^{-0,724} \quad (R^2 = 0,9002)$$

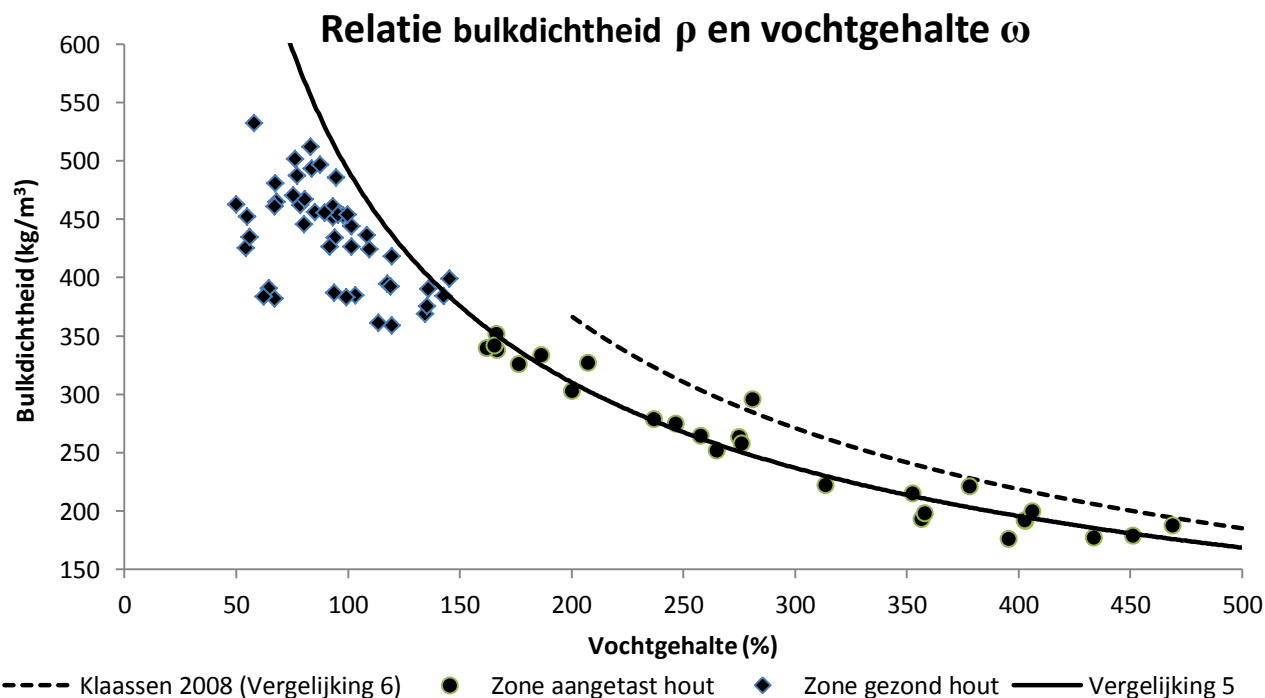
(Vergelijking 5)

$$\rho_{bulk} = 19000 \cdot \omega^{-0,745} \quad (\omega \geq 200\%)$$

(Vergelijking 6)

Waarin:

ρ_{bulk} :	bulkdichtheid	[kg/m ³]
ω	vochtgehalte	[%]



Figuur 17. Relatie bulkdichtheid en vochtgehalte voor waterverzadigd grenenhout [hyfen en bacteriën].

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

4.4.2 Relatie (bezwijk)sterkte en vochtgehalte

In figuur 18 is de grafiek weergegeven waarin het vochtgehalte is uitgezet tegen de (bezwijk)sterkte. De grote natuurlijke variatie in het gezonde hout is zichtbaar door de aanwezigheid van een grote puntenwolk. De rode lijn (Vergelijking 7) weergeeft de relatie tussen het vochtgehalte en de (bezwijk)sterkte van het aangetaste hout. Wanneer we deze vergelijking extrapoleren naar het aangetaste gebied zien we het grootste deel van de data boven deze lijn is gelegen. Vergelijking 7 is opgesteld op basis van een regressie-analyse tussen de twee variabelen. Het effect van allen bacteriële aantasting op de bezwijksterkte is al bekend en wordt beschreven door vergelijking 8 (Klassen 2008). Het verschil in bezwijksterkte tussen de twee vergelijkingen in figuur 18 is te wijten aan schimmelaantasting. Wanneer we vergelijking 8 verminderen met vergelijking 7 wordt de extra afname van de sterkte bepaald ten gevolge van schimmelaantasting (Vergelijking 9) (Figuur 19). In tabel 3 is de bezwijksterkte volgens vergelijking 7 en 8 en met behulp van het quotiënt tussen deze twee waarden kan de extra afname van de bezwijksterkte ten gevolge van schimmelaantasting worden bepaald (Vergelijking 9). In tegenstelling tot de voorgaande paragraaf is er niet sprake van een constante afname en dit is te danken aan de exponentiële vorm van de functie.

In vergelijking 7 is de (bezwijk)sterkte bepaald op proefstukken met een afmeting van 20x20x130 mm en in vergelijking 8 op proefstukken met een afmeting van 20x20x30 mm. Uit de literatuur blijkt dat deze volume effecten alleen van toepassing zijn op bros materiaalgedrag waarbij gebruik gemaakt kan worden van het ketting-effect (Jorissen 2013). Wanneer een schakel van deze ketting zou breken bezwijkt de gehele ketting. Naarmate de ketting langer is, is de kans groter dat deze bezwijkt. In het geval van hout belast op druk treedt na het bereiken van de vloeispanning ductiel materiaalgedrag op waardoor geen volume effecten in rekening hoeven te worden gebracht.

$$\sigma_{bezwijk} = 33,554 \cdot e^{-0,009\omega} \quad (R^2 = 0,9111) \quad \text{(Vergelijking 7)}$$

$$\sigma_{bezwijk} = 38,543 \cdot e^{-0,006965\omega} \quad \text{(Vergelijking 8)}$$

$$\sigma_{bezwijk} = 12,875 \cdot e^{-0,006\omega} \quad (R^2 = 0,9959) \quad \text{(Vergelijking 9)}$$

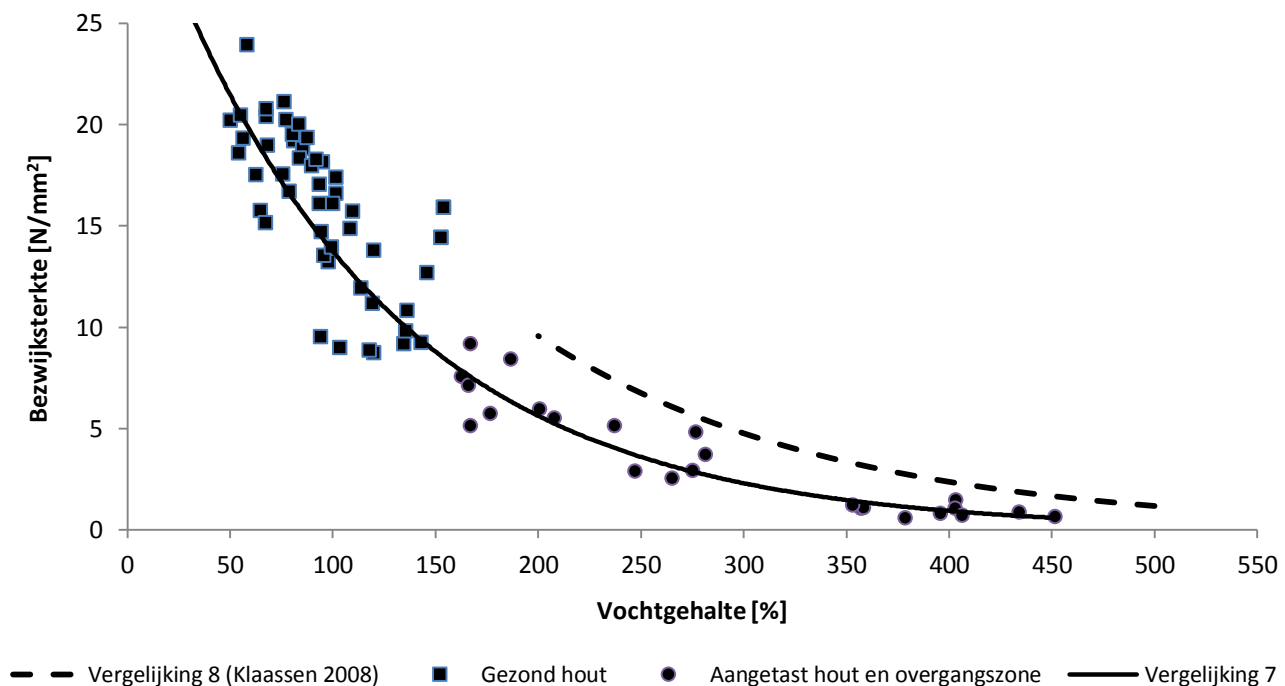
Waarin:

$\sigma_{bezwijk}$: (bezwijk)sterkte evenwijdig aan de vezel [N/mm²]
 ω : vochtgehalte [%]

Tabel 3. Extra afname bulkdichtheid ten gevolge van schimmelaantasting.

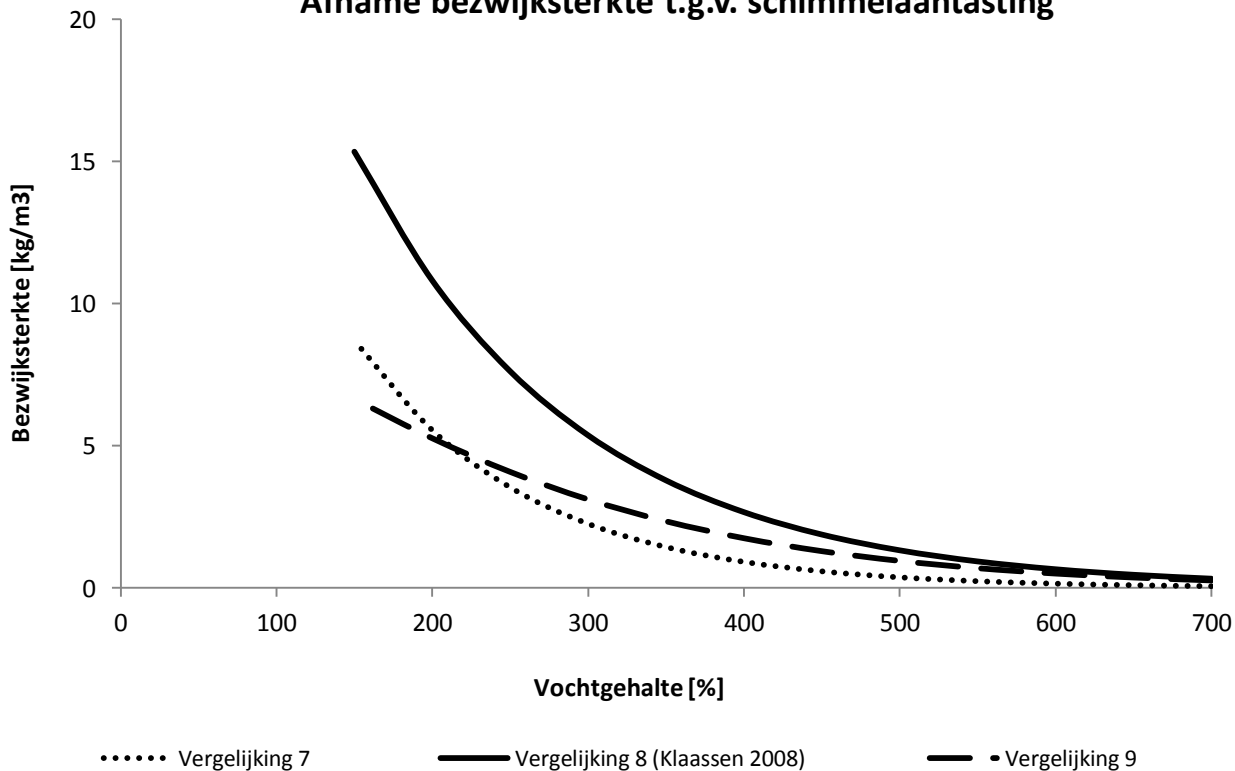
Vochtgehalte ω [%]	Bezwijksterkte σ (Vergelijking 8) [N/mm ²]	Bezwijksterkte σ (Vergelijking 7) [N/mm ²]	Vershil Vergelijking 8-7 [N/mm ²]	(σ vergelijking 7 / σ vergelijking 8)*100 [%]
700	0,29	0,06	0,23	20,95
650	0,42	0,10	0,32	23,19
600	0,59	0,15	0,44	25,68
550	0,84	0,24	0,60	28,43
500	1,18	0,37	0,81	31,47
450	1,68	0,58	1,09	34,84
400	2,38	0,92	1,46	38,57
350	3,37	1,44	1,93	42,70
300	4,77	2,26	2,51	47,28
250	6,76	3,54	3,22	52,34
200	9,57	5,55	4,02	57,95

Relatie tussen bezwijksterkte en vochtgehalte



Figuur 18. Relatie bezwijksterkte en vochtgehalte voor grenenhout [bacteriële aantasting + hyfen].

Afname bezwijksterkte t.g.v. schimmelaantasting



Figuur 19. Bepalen extra afname bezwijksterkte t.g.v. schimmelaantasting.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

4.4.3 Relatie elasticiteitsmodulus & vochtgehalte

In figuur 20 is de elasticiteitsmodulus uitgezet tegen het vochtgehalte en zoals in de voorgaande grafieken is er sprake van een grote puntenwolk ten gevolge van de natuurlijke variatie. Door middel van een regressieanalyse wordt vergelijking 10 verkregen, maar de lage R^2 van de vergelijking duidt op een minder betrouwbare samenhang. Voor het verkrijgen van een meer betrouwbare relatie wordt de elasticiteitsmodulus ook uitgezet tegen de bulkdichtheid (Figuur 21). Uit de regressie analyse tussen deze twee variabelen wordt een hogere R^2 bereikt.

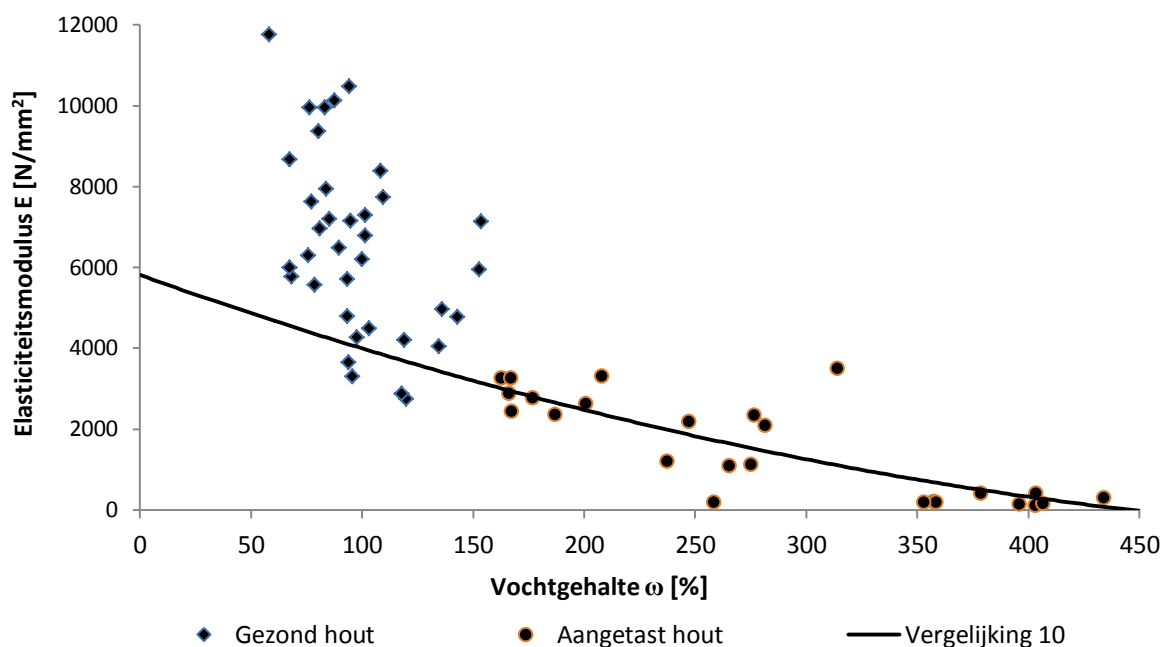
$$E = 0,0148 \cdot \omega^2 - 19,645\omega + 5810,9 \quad (R^2 = 0,698) \quad \text{(Vergelijking 10)}$$

$$E = 0,0457 \cdot \rho^2 - 5,3943\rho - 444,23 \quad (R^2 = 0,9255) \quad \text{(Vergelijking 11)}$$

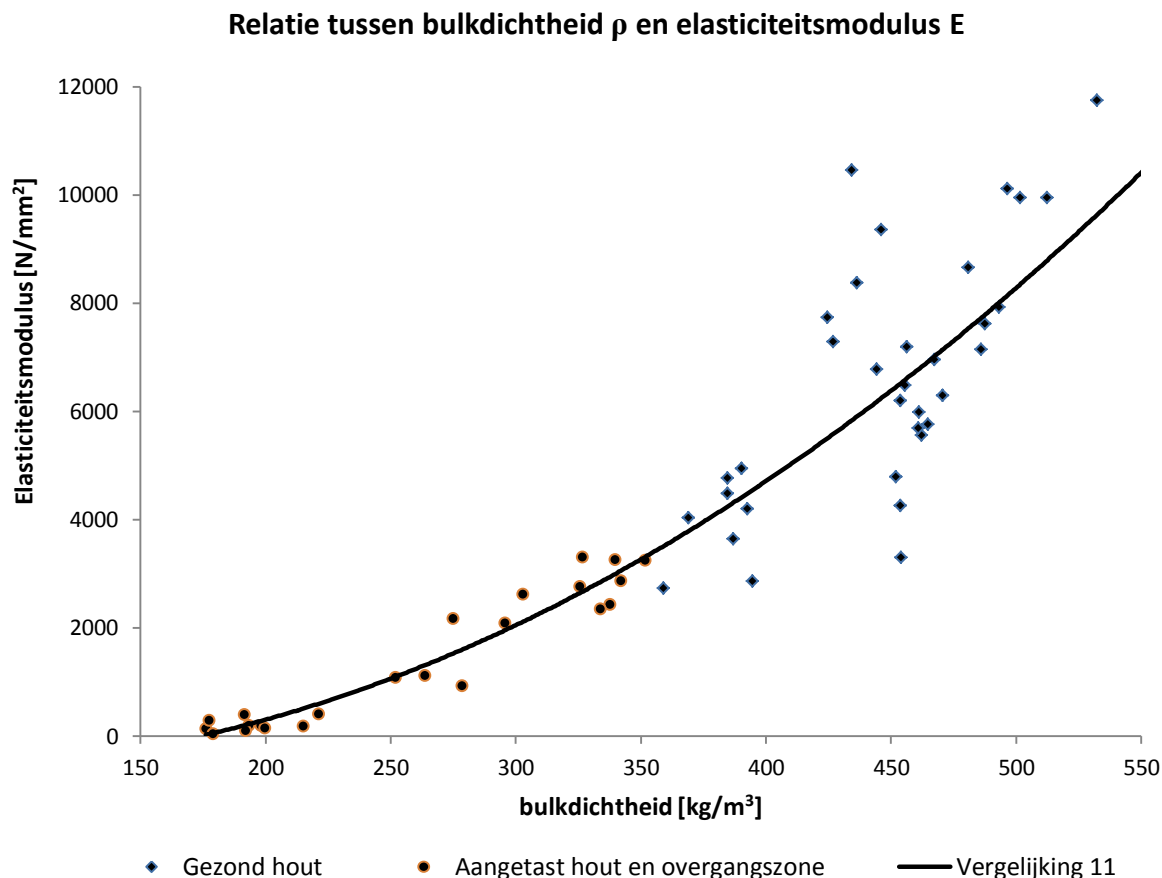
Waarin:

E:	elasticiteitsmodulus op druk evenwijdig aan de vezel	[N/mm ²]
ω :	vochtgehalte	[%]
ρ :	bulkdichtheid	[kg/m ³]

Relatie tussen vochtgehalte ω en elasticiteitsmodulus E



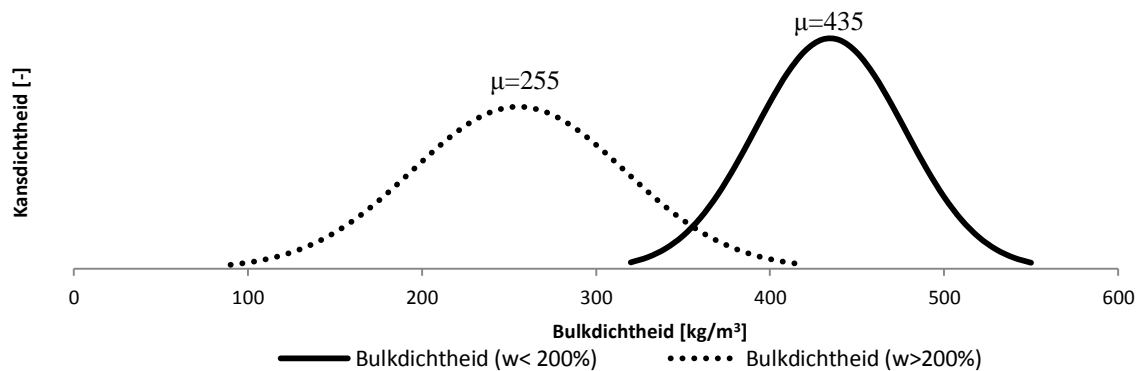
Figuur 20. Relatie elasticiteitsmodulus en vochtgehalte voor de houtsoort grenen.



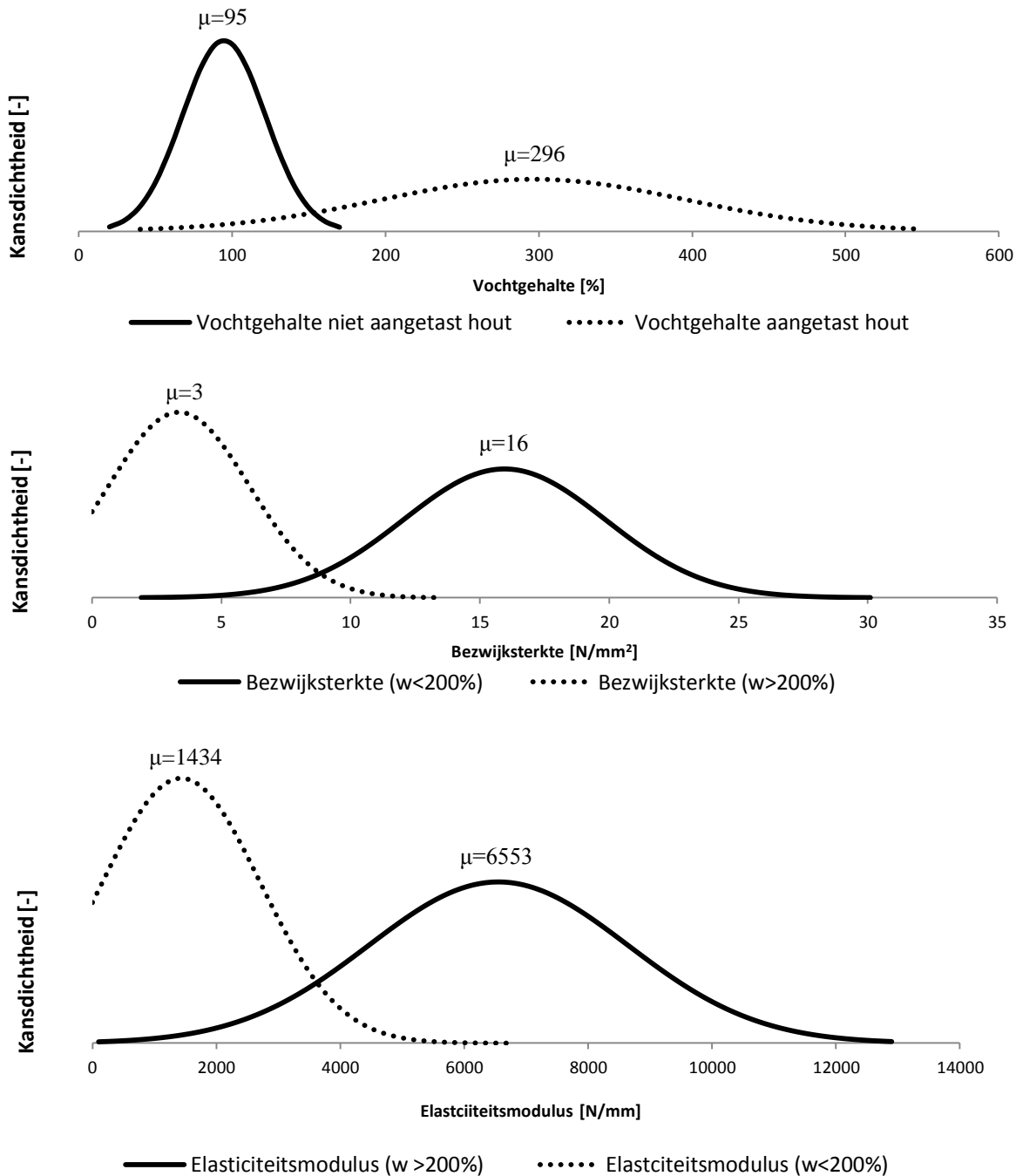
Figuur 21. Relatie elasticiteitsmodulus en bulkdichtheid voor de houtsoort grenen [Bacteriën & schimmels].

4.5 Conclusie

Uit de voorgaande paragrafen is gebleken dat niet aangetast hout een grote variatie bezit ten gevolge van de natuurlijke variatie. Aangetast hout bezit een kleinere variatie en wordt goed benaderd door middel van vergelijkingen. Biologische aantasting heeft een grote invloed op de hout technologische eigenschappen omdat na het bereiken van het maximale vochtgehalte ($\omega=200\%$) een sterke daling optreedt. In figuur 22 zijn de normale verdelingen weergegeven behorend bij de bulkdichtheid, vochtgehalte, bezwijksterkte en elasticiteitsmodulus. Voor elke hout technologische eigenschap is een normale verdeling opgesteld behorend bij het aangetaste hout ($\omega > 200\%$) en het niet-aangetaste hout ($\omega \leq 200\%$). In de figuren is te zien dat het gemiddelde sterk afwijkt en daarnaast blijkt de 5%-ondergrens van het niet-aangetaste hout samen te vallen met de 95%-ondergrens van het aangetaste hout (Tabel 4).



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 22. Normale verdelingen van de eigenschappen van zowel aangetast als niet aangetast hout.

Tabel 4. Vergelijking van de 5%-ondergrens (niet aangetast hout) en 95%-ondergrens (aangetast hout).

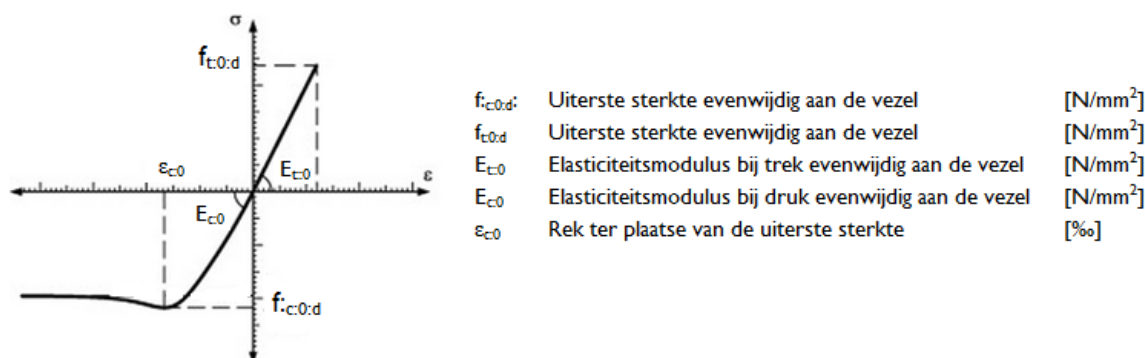
	95%-ondergrens aangetast hout	5%-ondergrens niet-aangetast hout
Bulkdichtheid [kg/m ³]	358	361
Vochtgehalte [%]	141	128
Elasticiteitsmodulus [N/mm ²]	3602	2994
Druksterkte [N/mm ²]	9	8

5 Invloed biologische aantasting op de constructieve draagkracht van de doorsnede

Uit het voorgaande hoofdstuk is gebleken dat in de doorsnede van een aangetaste funderingspaal de hout technologische eigenschappen variëren ten gevolge van biologische aantasting en de natuurlijke variatie⁹. Wanneer in een doorsnede een niet constante waarde van de elasticiteitsmodulus aanwezig is, is er sprake van een inhomogene doorsnede. In een inhomogene doorsnede is de krachtsverdeling afhankelijk van het oppervlak en de stijfheidsverhouding van de 'materialen' onderling. In dit hoofdstuk wordt gestart met het bepalen van de maximale draagkracht (korte-duur) volgens het huidige berekeningsmodel (CURnet/SBR/F3O 2012) en een theoretisch model¹⁰. Beide modellen worden vergeleken met de data uit de drukproeven en zodoende wordt bepaald welk model het meest betrouwbaar is.

5.1 Sterkte evenwijdig aan de vezel

Het materiaalgedrag van hout is o.a. afhankelijk van de belastingrichting en het type belasting. Voor de constructieve draagkracht van de doorsnede is de sterkte evenwijdig aan de vezel van groot belang. De spanning-rek curve behorend bij de sterkte evenwijdig aan de vezel is weergegeven in figuur 23. In deze figuur is te zien dat voor de treksterkte een bros gedrag geldt aangezien bezwijken van de constructie optreedt wanneer de uiterste sterkte wordt bereikt. Voor druk evenwijdig aan de vezel is echter sprake van een ductiel materiaalgedrag omdat na het bereiken van de uiterste sterkte grote vervormingen kunnen optreden alvorens bezwijken (Bodig en Jayne 1982). De tak behoren bij de druksterkte kan worden verdeeld in een elastisch en een plastische tak. Vanaf de oorsprong tot aan het bereiken van de proportionaliteitsgrens, is sprake van lineair elastisch materiaalgedrag met andere woorden een recht evenredig verband tussen de spanning en rek (Wet van Hooke). Na het bereiken van deze grens is er geen sprake meer van een recht evenredig verband tussen de spanning en de rek omdat de rek sneller toeneemt dan de spanning. Het einde van dit traject betreft de uiterste sterkte die het materiaal kan weerstaan en de waarde hiervan is niet constant omdat deze sterk gevoelig is voor temperatuur, vocht en belastingsduur. Na het bereiken van de uiterste sterkte treedt een afname op van de waarde waarna deze constant blijft. (Bodig en Jayne 1982).



Figuur 23. Spanning-rek curve behorend bij druk/trek evenwijdig aan de vezel.

⁹ De natuurlijke variatie wordt in niet aangetast hout verwaarloosd waardoor er sprake is van een homogene doorsnede.

¹⁰ Dit theoretisch model wordt in dit hoofdstuk opgesteld.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

5.2 Huidig berekeningsmodel t.b.v. de constructieve draagkracht

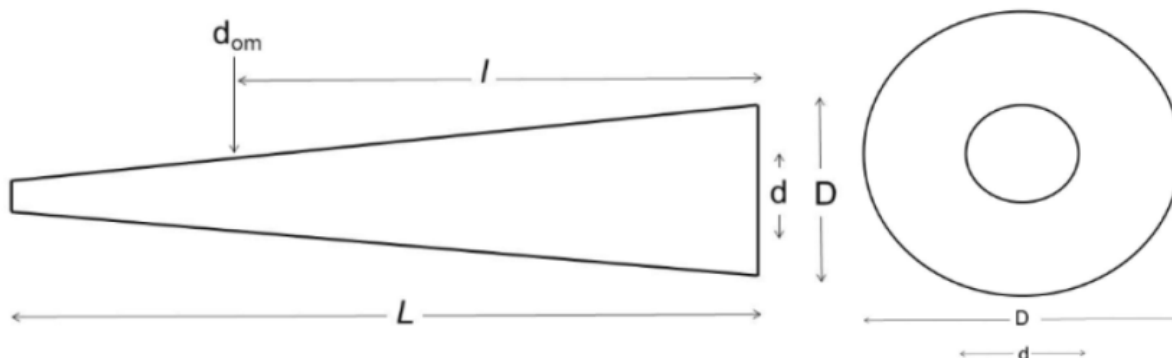
In de huidige berekeningsmethode voor de constructieve draagkracht van een funderingspaal wordt een gereduceerde doorsnede gedefinieerd waarover de sterkte van gezond hout aanwezig is (CURnet/SBR/F3O 2012). Het oppervlak van deze gereduceerde doorsnede wordt bepaald door gebruik van een Pilodyn (houtspecht), die als het ware de dikte van de zachte schil bepaald. De oorspronkelijke doorsnede D wordt verminderd met deze zachte schil waarvan wordt aangenomen dat deze geen draagkracht meer bezit (Vergelijking 12a&b)(Figuur 24). Een Pilodyn betreft een gekalibreerde inslaghamer welke een meetpen bezit die in de funderingspaal wordt geschoten; de diepte van inslag weergeeft de dikte van de aangetaste schil. De kessen en het langshout worden per onderdeel minimaal driemaal gemeten op minimaal 10 cm onderlinge afstand, dan wel verspreid over het zichtbare hout (CURnet/SBR/F3O 2012).

$$d = D - 2 \cdot (i + 5) \quad \text{(Vergelijking 12a)}$$

$$A = 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \quad \text{(Vergelijking 12b)}$$

Waarin:

i:	gemiddelde indringdiepte van de Pilodyn in het hout	[mm]
D:	oorspronkelijke paaldiameter	[mm]
d:	paaldiameter gereduceerde doorsnede	[mm]
A:	oppervlakte gereduceerde doorsnede	[mm ²]



Figuur 24. Schematisatie (aangetaste) funderingspaal t.b.v. de constructieve draagkracht.

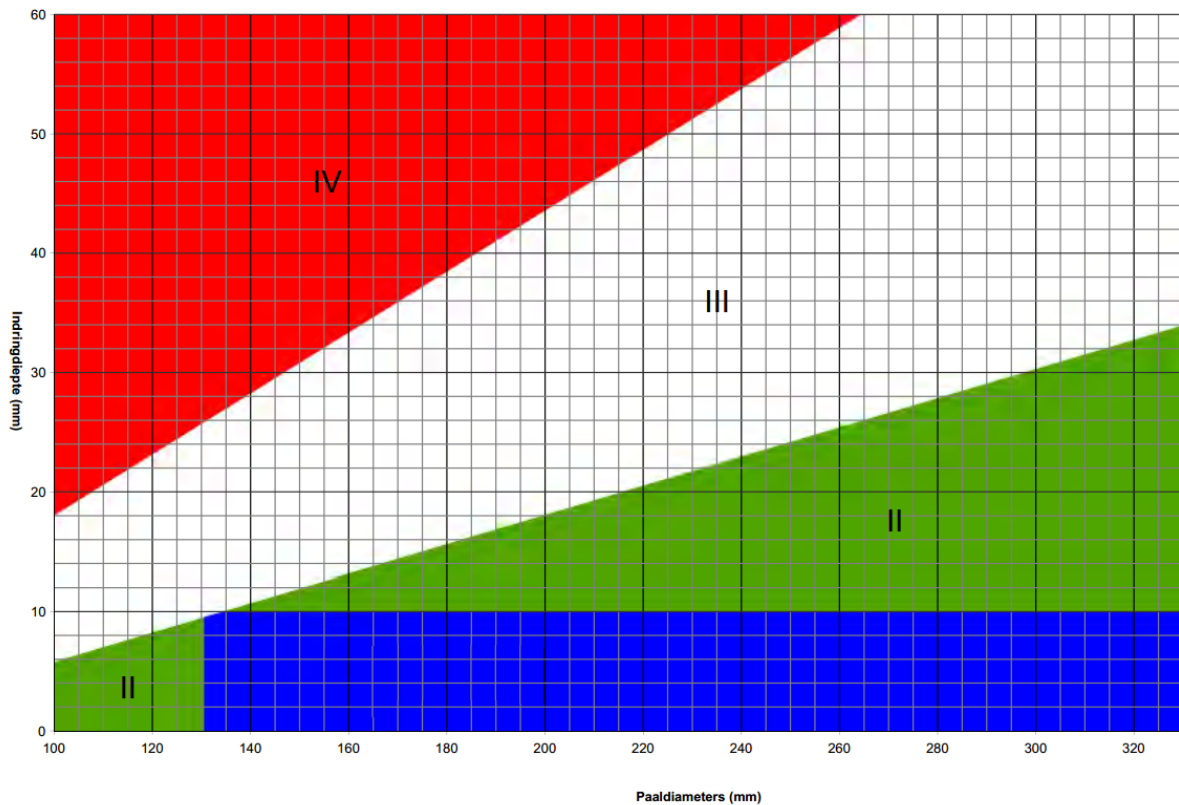
5.2.1 Verfijnde inschatting dikte zachte schil

De verhouding tussen de inslagdiepte en de diameter van de funderingspaal bepaald of hout onderzoek noodzakelijk is (Figuur 25). Wanneer houtonderzoek noodzakelijk is wordt met behulp van een aanwasboor kernen uit de funderingspaal geboord en van elke kern wordt de houtsoort, dikte spintrand, type aantasting, bulkdichtheid, vochtgehalte en de druksterkte bepaald. De gegevens uit houtonderzoek worden gebruikt voor een verfijnde inschatting van de zachte schil (Vergelijking 13&14). Vergelijking 13 mag worden toegepast wanneer uit houtonderzoek blijkt dat de diepte van aantasting met een sterke intensiteit kleiner of gelijk is aan die diepte van de gemiddelde indringing. Vergelijking 14 mag worden toegepast wanneer uit houtonderzoek blijkt ter plaatse van de diepte van gemiddelde indringing de druksterkte groter of gelijk is aan 10 N/mm². Aangezien houtonderzoek alleen verplicht is voor de bepaling van de sterkte in zone drie betekent dit dat in zone 1 en 2, waar houtonderzoek niet noodzakelijk is, dus niet geprofiteerd wordt van deze verfijnde inschatting.

$$d = D - 2 \cdot i \quad \text{(Vergelijking 13)}$$

$$d = D - 2 \cdot (i - 5) \quad \text{(Vergelijking 14)}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Onderzoek



- **Gebied 1:** Bij deze combinatie van indringing en diameter wordt gesteld dat er geen aantasting van constructieve betekenis aanwezig is. Het nemen van houtmonsters is hier niet noodzakelijk.
- **Gebied 2:** Dit betreffen aangetaste palen. De aantasting is beperkt waardoor geen nadelig invloed op de sterkte van de paalschacht wordt verwacht, Het nemen van houtmonsters is alleen noodzakelijk om een uitspraak te kunnen doen over de oorzaak van de aantasting en de ontwikkeling van de aantasting in de tijd.
- **Gebied 3:** Voor onderzoek naar de sterkte van de paalschacht is bij deze combinatie van diameter en indringwaarde houtonderzoek aan monsters noodzakelijk.
- **Gebied 4:** Dit is het gebied van relatief grote aantasting ten opzichte van de diameter, De sterkte van de paalschacht is hier onvoldoende. Het nemen van een houtmonster is alleen noodzakelijk indien de oorzaak van de aantasting moet worden vastgesteld.

Figuur 25. Beslissingsdiagram monsternamen hout.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

5.2.2 Doorsnedetoetsing

Na het opstellen van de gereduceerde doorsnede vindt in de methode een doorsnedetoets plaats die gelijk is aan vergelijking 6.2 van de NEN-EN-1995-1 (Vergelijking 15a&b)¹¹. In deze doorsnedetoets wordt bepaald of de optredende spanning $\sigma_{c:0:d}$ de sterkte $f_{c:0:d}$ niet overschrijdt. Vanwege het feit dat in deze methode alleen de druksterkte (// vezel) wordt beschouwd betekent dit dat de methode altijd uitgaat van een centrische belasting.

$$\sigma_{c:0:d} \leq f_{c:0:d} \quad (9,8 \text{ N/mm}^2) \quad \text{Langeduur sterkte} \quad \text{(Vergelijking 15a)}$$

$$\sigma_{c:0:d} \leq f_{c:0:d} \quad (11,5 \text{ N/mm}^2) \quad \text{Korteduur sterkte} \quad \text{(Vergelijking 15b)}$$

5.2.3 Betrouwbaarheid huidige methode [F30 2011]

Voor het bepalen van de dikte van de zachte schil wordt in het huidige model volstaan met het gemiddelde van drie metingen in een meetring rondom de funderingspaal. Wanneer de waarden onderling sterk afwijken, kan een tweede metring 15 cm lager aan de paal worden uitgevoerd. In bijlage 3.1 is het gemiddelde van de inslagwaarde bepaald op basis van 12 metingen en op basis van 3 metingen (Tabel 5). In tabel 5 is te zien dat er maar een verschil van enkele mm aanwezig is, maar dit betekent niet dat dit maar een beperkt invloed op de draagkracht heeft. Het oppervlak van een cirkel bezit namelijk het grootste aandeel in de buitenste rand. De maximale waarde van de draagkracht wordt bepaald door over de gehele gereduceerde doorsnede de sterkte van gezond hout te rekenen. Voor de vergelijking met de data uit de experimenten wordt de rekenwaarde van de sterkte bij een korte belastingduur (totaal verzadigd) gebruikt en deze bedraagt 11,5 N/mm².

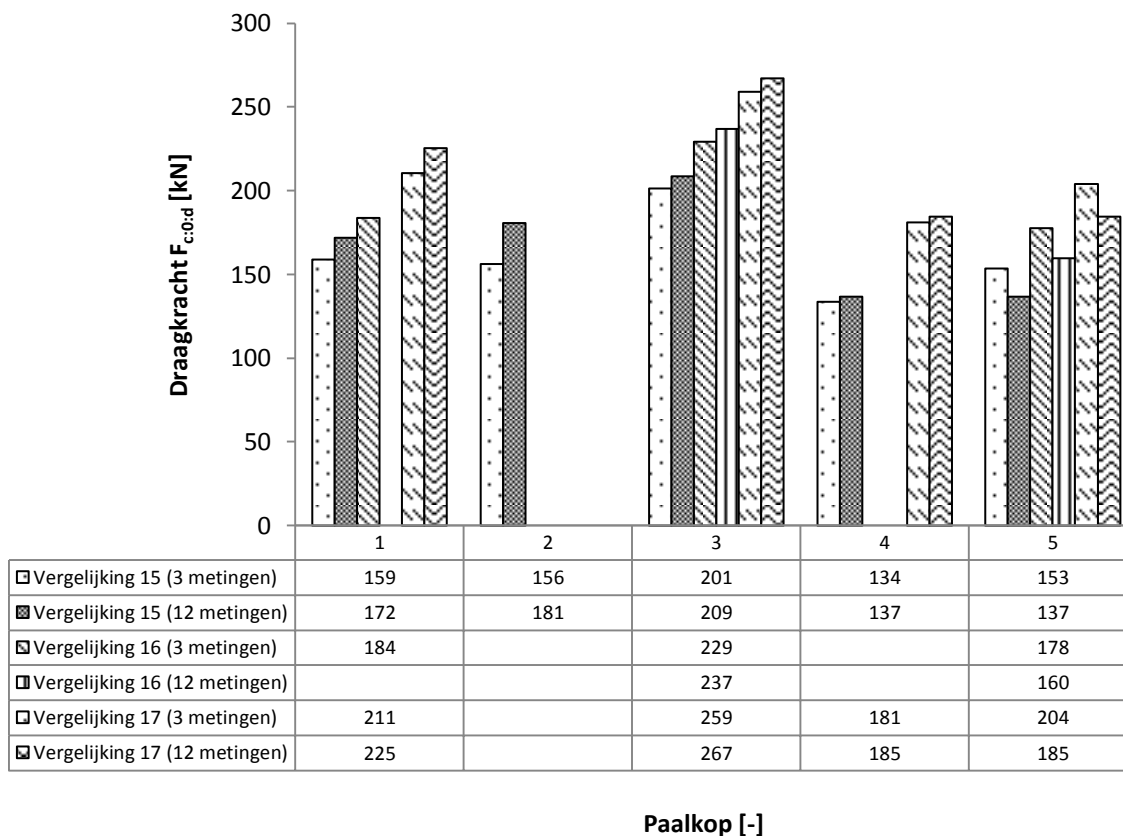
Voor alle vijf de paalkoppen is houtonderzoek benodigd voor het constructieve draagvermogen omdat de combinatie van de diameter (paalkop) en de inslagwaarde in gebied drie is gelegen. Met behulp van gegevens uit houtonderzoek (experiment 1 en 2) wordt bepaald in welke paalkop een verfijnde bepaling van de zachte schil wordt toegepast. In figuur 26 zijn de resultaten van de berekeningen weergegeven voor zowel een zachte op basis van drie metingen als 12 metingen. Voor de vijf paalkoppen worden sterk verschillende waarden voor de draagkracht verkregen en dit is te danken aan het aantastingspatroon (Figuur 13). Ook is te zien dat tussen de bepaling van de zachte schil o.b.v. 3 metingen en o.b.v. 12 metingen een verschil van een enkele millimeter al leidt tot een verschil in draagkracht van ongeveer 10 kN.

Tabel 5. Inslagwaarde paalkoppen o.b.v. 3 en 12 metingen (Bijlage 3.1)

Paalkop	3 metingen	12 metingen
[-]	[mm]	
1 (210 mm)	34	31
2 (237,5 mm)	48	43
3 (214 mm)	27	26
4 (199 mm)	34	33
5 (215 mm)	37	41

¹¹ De achtergrond van deze waarden is weergegeven in bijlage 3.4 (Sterkte rondhout)

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

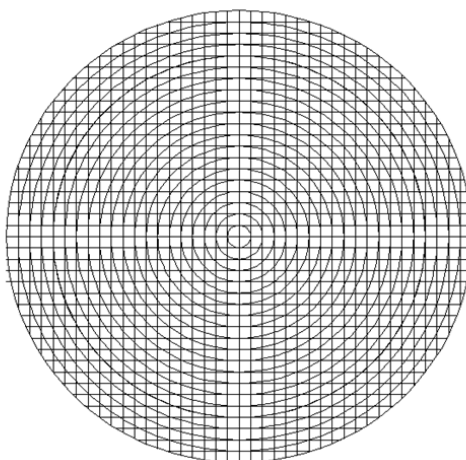


Figuur 26. Resultaten draagkracht berekening paalkoppen met het huidige berekeningsmodel.

5.3 Theoretisch model doorsnede

5.3.1 Schematisatie paalkoppen als inhomogene doorsnede

Uit hoofdstuk 4 is gebleken dat in een aangetaste funderingspaal sprake is van een inhomogene doorsnede omdat de elasticiteitsmodulus over de doorsnede varieert. Wanneer we de doorsnede schematiseren van een (aangetaste) funderingspaal en hierbij zowel de natuurlijke variatie als de variatie ten gevolge van aantasting (en natuurlijke variatie) beschouwen, wordt een doorsnede verkregen bestaande uit oneindig kleine blokjes (Figuur 27).

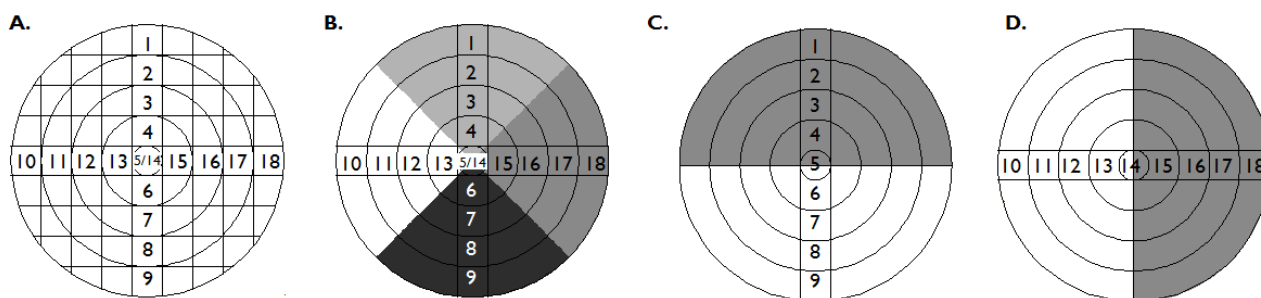


Figuur 27. Schematisatie inhomogene doorsnede met natuurlijke variatie en variatie t.g.v. aantasting.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

Het verloop van de elasticiteitsmodulus $E_{o,u;rep}$ over de doorsnede is bepaald aan de hand van proefstukken ($\approx 21 \times 21 \times 130 \text{ mm}$) in twee loodrecht op elkaar staande doorsneden. Dit betekent dat de schematisatie gebaseerd op oneindig kleine blokjes dient te worden getransformeerd naar een doorsnede bestaande uit blokjes van $23 \times 23 \text{ mm}$ (inclusief 2 mm zaagverlies)(Figuur 28a). In bijlage I.1. is voor elke paalkop de werkelijke doorsnede benaderd door een theoretisch model. Aangezien gegevens uit beide doorsneden zijn toegepast gelden de waarden van de hout technologische eigenschappen over een kwart van de doorsnede (Figuur 28b). Het theoretische model wordt nog verder gereduceerd door gebruik te maken van maar één doorsnede en hierbij gelden de gegevens over elk een helft van de doorsnede (Figuur 28c&d). Op deze manier kan tweemaal een theoretisch model worden opgesteld omdat twee doorsneden zijn onderzocht. Een groot voordeel van de laatstgenoemde is dat er in deze situatie sprake is van één symmetrieas en dit betreft een groot voordeel voor het bepalen van de optredende spanningen (nader toegelicht).

In de literatuur (CURnet/SBR/F3O 2012)(Buijten 1997)(Centrum Hout 1987) wordt voor de berekening van het constructieve draagvermogen van een (niet aangetaste) funderingspaal uitgegaan van een centrisc aangrijpende belasting waardoor alleen maar normaalspanningen optreden in de doorsnede. Dit is niet juist omdat de normaalkracht ook excentrisch kan aangrijpen. In de opgestelde theoretische modellen volgens figuur 28 valt het normaalkrachtcentrum niet samen met het geometrisch zwaartepunt van de doorsnede. Dit betekent dat wanneer uitgegaan wordt van een centrisc belasting deze niet samenvalt met het normaalkrachtcentrum waardoor naast een normaalkracht ook een moment optreedt. Voor de vergelijking tussen de drie modellen wordt alleen de capaciteit onderzocht t.g.v. zuivere druk. De invloed van de buigspanningen worden nader toegelicht.



Figuur 28. Varianten theoretische model.

5.3.2 Normaalkrachtcentrum paalkoppen

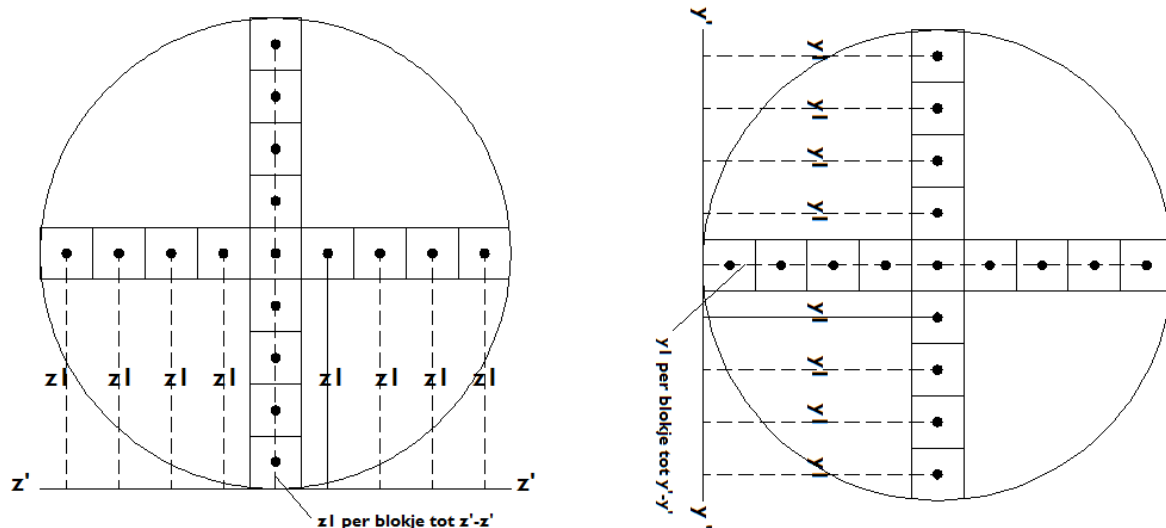
Het N.C van de aangetaste paalkoppen wordt bepaald door de invloed van de verschillende elasticiteitsmoduli te beschouwen (Vergelijking 16). De ligging van het N.C wordt bepaald voor de doorsnede gebaseerd op vier radialen (Figuur 28b) en de doorsnede gebaseerd op twee radialen (Figuur 28c/d)(Bijlage 3.2). De doorsnede bestaande uit vier radialen bezit geen symmetrieas en om deze reden dient vergelijking 16 zowel in de y- en z-richting te worden toegepast (Figuur 29).

$$z_{zw} = \frac{\sum A_i E_i z_i}{\sum A_i E_i} \quad \text{(Vergelijking 16)}$$

Waarin:

z_{zw} :	ligging zwaartepunt op z-as	[mm]
A_i :	oppervlakte schil	[mm ²]
E_i :	elasticiteitsmodulus	[N/mm ²]
z_i :	arm tot zwaartepunt schil	[mm]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 29. Bepaling zwaartepunt doorsneden (doorsnede o.b.v. vier schillen twee zijdes).

5.3.3 Spanningsverdeling in de doorsnede

In tegenstelling tot een homogene doorsnede wordt de belasting niet uniform verdeeld over de doorsnede, maar is deze afhankelijk van de stijfheid van de desbetreffende schil en de onderlinge stijfheidsverhouding. De verdeling van de belasting is afhankelijk van de onderlinge stijfheidsverhouding. De optredende snedekrachten worden bepaald volgens vergelijking 17 (afleiding weergegeven in bijlage 3.3.)

$$N = \sum_{i=1}^{i=n} N_i = \sum_{i=1}^{i=n} A_i \cdot E_i \cdot \varepsilon_N = \varepsilon_N \sum_{i=1}^{i=n} A_i \cdot E_i$$

$$\varepsilon_N = \frac{N}{\sum_{i=1}^{i=n} A_i \cdot E_i}$$

$$\sigma_k = E_k \cdot \frac{N}{\sum_{i=1}^{i=n} A_i \cdot E_i} = E_k \cdot \varepsilon_N$$

$$M = \sum_{i=1}^{i=n} M_i = \sum_{i=1}^{i=n} \sigma_i(z) \cdot z = \sum_{i=1}^{i=n} \sigma_i(z) \cdot z = E_i \cdot \frac{M \cdot z}{\sum_{i=1}^{i=n} E_i \cdot I_i}$$

(Vergelijking 17)

$$\varepsilon_b(z) = \frac{M \cdot z}{\sum_{i=1}^{i=n} E_i \cdot I_i}$$

$$\sigma_k(z) = E_k \cdot \frac{M \cdot z}{\sum_{i=1}^{i=n} E_i \cdot I_i}$$

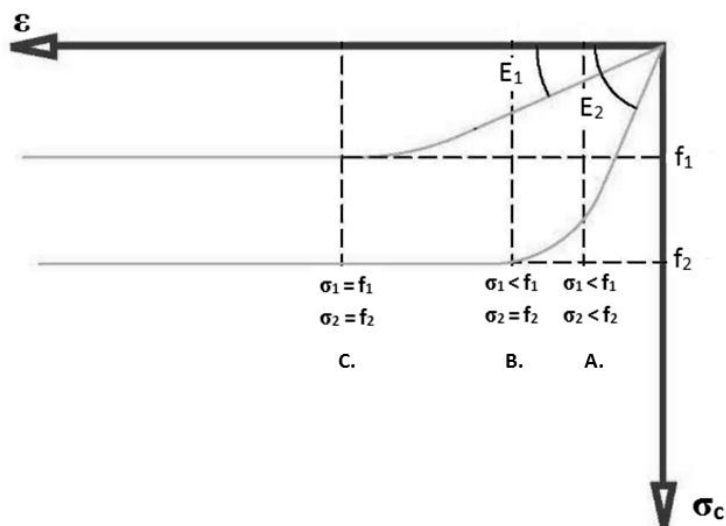
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

5.3.4 Bezwijksterkte schillen [Normaalspanning]¹²

De normaalspanning in de desbetreffende schil wordt verkregen door het product van de elasticiteitsmodulus en een constante rek. De constante rek wordt bepaald door het quotiënt van de belasting N en de rekstijfheid EA van de gehele doorsnede (Vergelijking 17). Door het herschrijven van deze vergelijking, wordt een vergelijking verkregen waarmee de maximale draagkracht van de desbetreffende schil kan worden bepaald (Vergelijking 18). Het maximaal draagvermogen van de gehele doorsnede is gelijk aan de hoogste bezwijkkracht van alle schillen afzonderlijk. In figuur 30 is een voorbeeld weergegeven van een spanning-rek diagram van twee schillen waarin de elasticiteitsmodulus onderling verschilt. Schil 2 bezit een hogere sterkte en elasticiteitsmodulus dan schil 1. De maximale draagkracht van schil 2 is lager dan die van schil 1 en dit is te danken aan het feit dat deze meer belasting naar zich toe trekt ten gevolge van de hogere stijfheid. Deze draagkracht bedraagt niet de bezwijkkracht van de totale doorsnede wanneer ook het plastisch effect wordt beschouwd. Dit plastisch effect wordt toegelicht aan de hand van drie locaties in het gegeven spanning-rek diagram (Figuur 30). Ter plaatse van locatie A is in beide schillen nog niet de uiterste sterkte bereikt waardoor de rek en dus ook de belasting verder kan toenemen. Ter plaatse van locatie B is de maximale sterkte bereikt in schil 2, maar nog niet in schil 1. Dit betekent dat de rek verder kan toenemen tot aan het bereiken van locatie C waar de druksterkte van schil 1 wordt bereikt.

Voor alle vijf de paalkoppen is de maximale draagkracht per schil bepaald volgens vergelijking 21 en de berekeningen zijn weergegeven in bijlage 3.6. De drie cases die onderzocht zijn, zijn weergegeven in figuur 28; Case 1A (Figuur 28b), case 2A (Figuur 28c) en case 2B (Figuur 28d) en de resultaten zijn weergegeven in figuur 31. Voor het bepalen van de totale draagkracht van de doorsnede is de maximale bezwijksterkte aangenomen van het niet aangetaste hout ($\omega \leq 200\%$). Hiervoor is gekozen aangezien in sommige aangetaste schillen extreem hoge waarden worden bereikt doordat de onderlinge verhouding van de elasticiteitsmodulus in de schillen zeer groot is. In figuur 31 is te zien tussen de cases weinig verschil aanwezig is (m.u.v. paalkop 4).

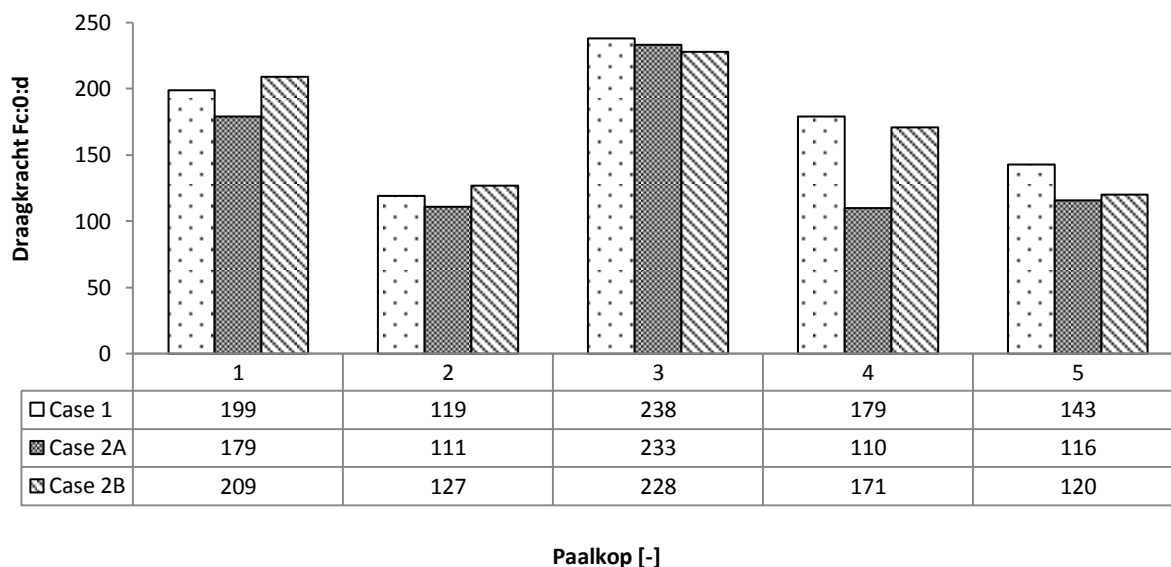
$$\sigma_k = E_k \cdot \varepsilon_N = E_k \cdot \frac{N}{\sum_{i=1}^n A_i \cdot E_i} = f_{c:0:d} \quad N = \frac{f_{c:0:d}}{E_k} \cdot \sum_{i=1}^n A_i \cdot E_i \quad \text{(Vergelijking 18)}$$



Figuur 30. Voorbeeld spanning-rek diagram voor twee schillen in een inhomogene doorsnede.

¹² De rekenwaarde van de sterkte behorend bij een korte belastingduur en totaal verzadigd volume wordt bepaald met behulp van vergelijking 19.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 31. Draagkracht $F_{c:0:d}$ voor de vijf paalkoppen.

5.3.5 Vertaling theoretisch model naar twee schillen

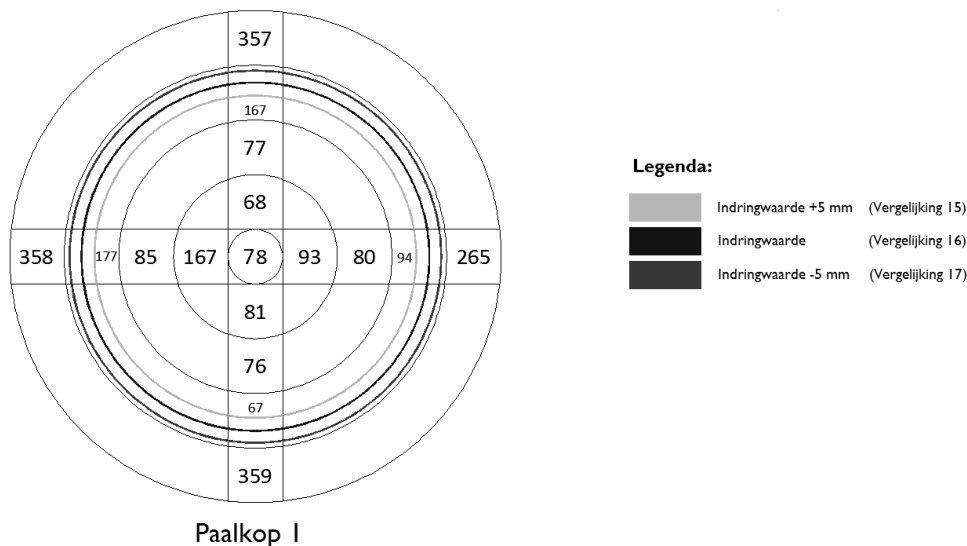
In de voorgaande paragrafen is een theoretisch model opgesteld bestaande uit vijf schillen en in deze paragraaf wordt onderzocht of het theoretisch model vertaald kan worden naar twee schillen (niet-aangetaste en aangetaste). De grens tussen het niet-aangetaste en aangetaste hout wordt gelijkgesteld aan de indringdiepte van de Pilodyn. De zeer beperkte aantasting in de gereduceerde doorsnede wordt hierbij verwaarloosd. De theoretische modellen worden opgesteld door de sommatie van de schillen die in de twee gebieden zijn gelegen. Voor de zachte schil wordt het eerder verwaarloosde gedeelte ook beschouwd¹³. De grens tussen beide zones is voor elke paalkop in een schil gelegen en deze schil kan worden gezien als een tussenlaag (Figuur 32). In figuur 32 zijn de inslagdiepten van de Pilodyn weergegeven (Vergelijking 12 t/m 14) en te zien is dat deze alle in schil 2 zijn gelegen. Schil 2 vormt als het ware de overgang tussen de zachte schil en de gereduceerde doorsnede vanwege het grote verschil in het vochtgehalte aan weerszijden. In de berekeningen wordt aangenomen dat de waarde van de hout technologische eigenschappen van deze tussenlaag gelden over het gehele blokje omdat het werkelijke verloop van de hout technologische eigenschappen over deze 23 mm onbekend is. In bijlage 3.8 zijn de theoretische modellen opgesteld door de gemiddelde bulkdichtheid, vochtgehalte en elasticiteitsmodulus te bepalen over beide zones. De rekenwaarde van de sterkte wordt bepaald met behulp van het vochtgehalte (Vergelijking 19)¹⁴.

$$\sigma_{\text{bezwijk}} = \frac{((33,554 \cdot e^{-0,009\omega}) \cdot 0,6 \cdot 0,9)}{1,2} \quad \text{(Vergelijking 19)}$$

¹³ Voor het opstellen van het theoretisch model op basis van vijf schillen is aan de buitenrand een gedeelte van het hout verwaarloosd. Voor het theoretische model op basis van twee schillen dient dit eerder verwaarloosde hout wel te worden beschouwd.

¹⁴ Afleiding van deze vergelijking is weergegeven in bijlage 3.7.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 32. Verloop van het vochtgehalte met de bijhorende grenswaarden van de zachte schil.

5.3.5.1 Sterkte

In het voorgaande theoretische model is de paalkop benaderd door proefstukken met een afmeting van 23 mm. In het nieuwe theoretische model worden meerdere proefstukken samengevoegd tot een zone. Dit betekent dat deze waarden van toepassing zijn op rondhout hout en niet op gezaagd hout, waardoor lagere waarden voor de sterkte en stijfheid worden verkregen (zie bijlage 3.5). Uit de literatuur (Kuilen 1994) is bekend dat de rekenwaarde van de druksterkte voor niet-aangetast rondhout 11,5 N/mm² bedraagt. De sterkte van niet aangetast gezaagd hout kan eenvoudig worden vertaald naar de sterkte van niet aangetast rondhout door deze te vermenigvuldigen met een factor x. Naast de sterkte dient ook de elasticiteitsmodulus te worden vermenigvuldigd met dezelfde factor x want anders resulteert dit in een afwijkende spanning-rek curve (Figuur 33). De toename in de sterkte en stijfheid heeft geen effect op de krachtsverdeling in de doorsnede omdat de onderlinge stijfheidsverhouding in de schillen gelijk blijft. De toename in sterkte en stijfheid resulteert alleen in een grotere rekstijfheid ΣEA van de doorsnede waardoor de toename in draagkracht gelijk is aan de factor x. De factor x kan eenvoudig worden bepaald door het quotiënt van de rekenwaarde van de sterkte van gezaagd en rondhout (Vergelijking 20).

$$factor\ x = \frac{f_{c:0:d:gezaagdhout}}{f_{c:0:d:rondhout}} \quad \text{(Vergelijking 20)}$$

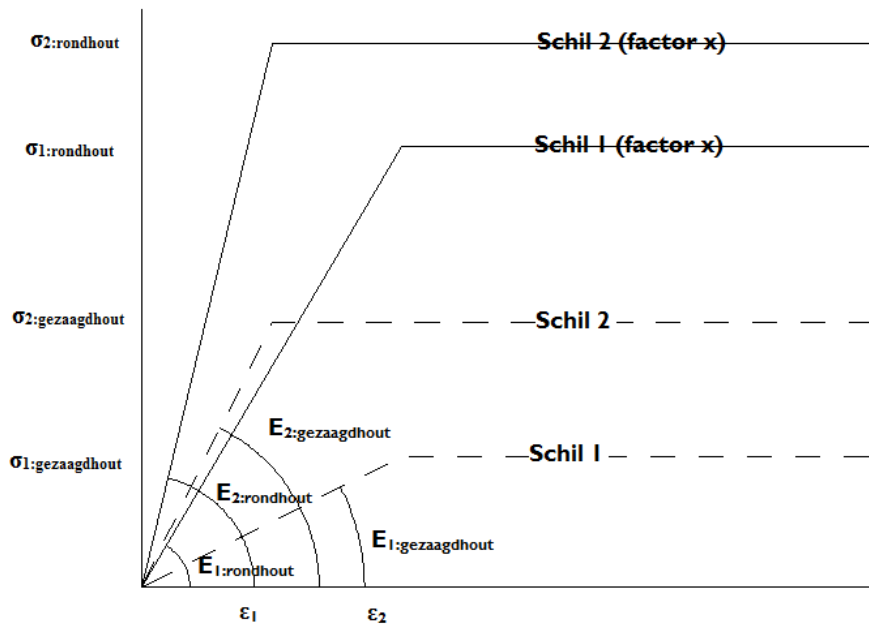
Waarin:

$f_{c:0:d:gezaagdhout}$:	rekenwaarde sterkte (// vezel) gezaagd hout	[N/mm ²]
$f_{c:0:d:rondhout}$:	rekenwaarde sterkte (// vezel) gezaagd hout	[N/mm ²]

5.3.5.2 Draagkracht twee schillen

De draagkracht voor elke schil wordt bepaald met behulp van vergelijking 20. De maximale sterkte van de schil wordt bepaald met vergelijking 19 en is afhankelijk van het vochtgehalte. Voor rondhout is geen vergelijking beschikbaar en is de sterkte constant. Dit zou betekenen dat, met toepassing van vergelijking 20, de doorsneden met de laagste sterkte met de grootste factor x worden vermenigvuldigd. Om dit te voorkomen wordt gebruik gemaakt van een constante factor x van 1,95 en dit betreft de verhouding tussen 5%-ondergrens voor niet-aangetast gezaagd en rondhout. Een samenvatting van de berekeningen uit bijlage 3.6 is weergegeven in tabel 6. De resultaten weergegeven in tabel 6 komen goed overeen met het aantastingspatroon in de doorsnede (Figuur 13).

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 33. Vertaling experimentele waarden (gezaagd hout) naar rondhout.

Tabel 6. Resultaten berekening maximale draagkracht voor doorsnede op basis van twee schillen.

Paalkop	Draagkracht gezaagd hout $F_{c,0;d}$	Factor x	Draagkracht rondhout $F_{c,0;d}$
[-]	[kN]		
Paalkop 1			
Zachte schil	102	1,95	199
Ged. Doorsnede	133		259
Paalkop 2			
Zachte schil	79	1,95	154
Ged. Doorsnede	76		148
Paalkop 3			
Zachte schil	89	1,95	174
Ged. Doorsnede	179		349
Paalkop 4			
Zachte schil	57	1,95	111
Ged. Doorsnede	102		199
Paalkop 5			
Zachte schil	91	1,95	177
Ged. Doorsnede	97		189

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

5.4 Drukproeven paalschijven

5.4.1 Draagkracht gezonde palen

Voor het bepalen van de invloed van biologische aantasting op de vijf paalkoppen dient de constructieve draagkracht van de 'gezonde' paalkoppen bekend te zijn. De 'gezonde' draagkracht wordt bepaald door over de gehele doorsnede de sterkte van gezond hout te rekenen¹⁵. De waarden worden vergeleken met data uit experimenten en hierdoor wordt de sterkte $f_{c;0;d;nat}$ bij een korte belastingduur gebruikt (Tabel 7).

Tabel 7. 'Gezonde' draagkracht van de vijf paalkoppen.

Klasse (belastingduur)	$f_{c;0;d}$	Paalkop 1	Paalkop 2	Paalkop 3	Paalkop 4	Paalkop 5
	[N/mm ²]]	[kN] D=210 mm	[kN] D=237,5 mm	[kN] D=214mm	[kN] D=199 mm	[kN] D=215 mm
1 Lang	9,5	329	421	342	295	345
2 Middellang	10,9	378	482	392	339	396
3 Kort	12,23	424	542	440	380	444

5.4.2 Resultaten drukproeven aangetaste paalschijven

Voor het bepalen van de constructieve draagkracht (druk // vezel) van de paalkoppen, is van elke paalkop een schijf met een hoogte van 65-125 mm belast tot bezwijken. De verkregen kracht-
vervormingsdiagrammen vertonen hetzelfde verloop als het spanning-rek diagram in figuur 23. Het
niet-lineaire materiaalgedrag in het begin van de curve wordt veroorzaakt door de scheefheid van de
proefstukken. De scheefheid is te danken aan de moeilijkheidsgraad van het zagen van verzadigd
rondhout. In tabel 8 zijn de resultaten van de drukproeven weergegeven en duidelijk is te zien dat
tussen de paalkoppen grote verschillen aanwezig zijn. Deze verschillen zijn te danken aan de
variërende afmetingen en aantastingspatroon.

Tabel 8. Resultaten drukproeven paalkoppen.

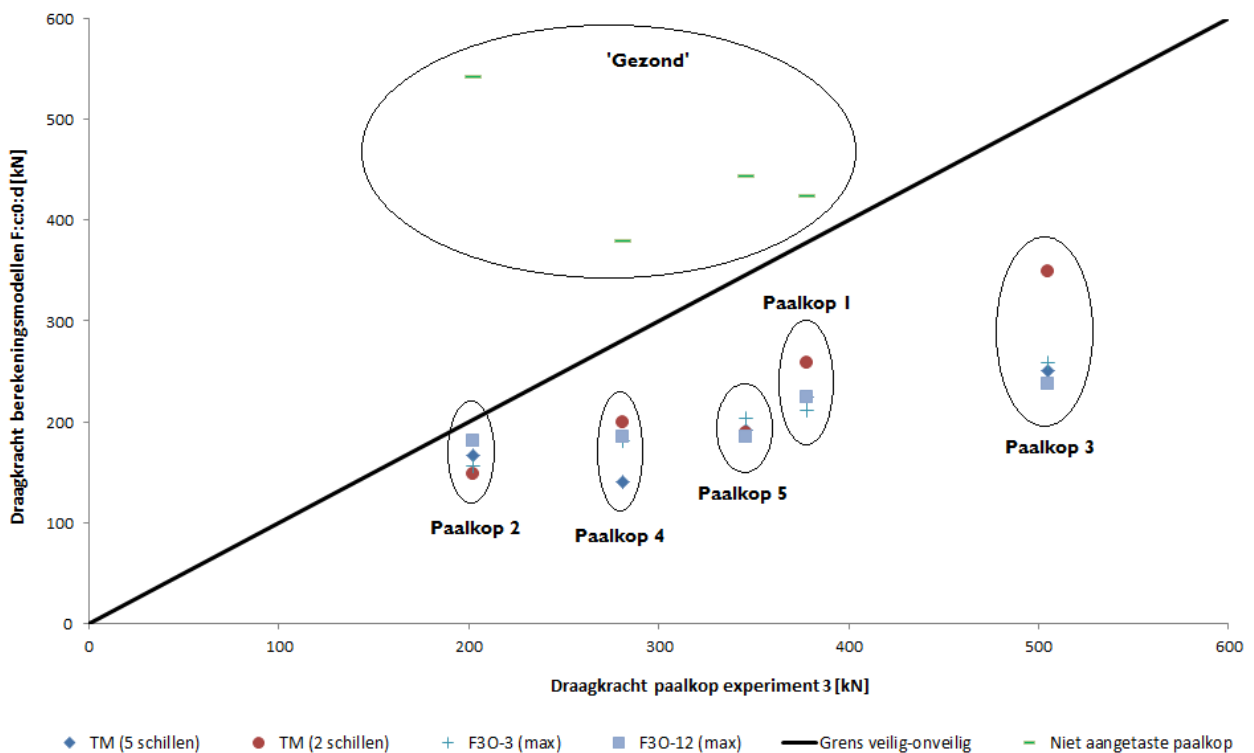
	Paalkop 1	Paalkop 2	Paalkop 3	Paalkop 4	Paalkop 5
Hoogte [mm]	100	110	85	128	65
Diameter [mm]	210	237	214	199	215
Tijd [s]	≈17-202=185	≈33-517= 484	≈4.401= 397	≈60-180=130	≈109-401= 292
F_{max} [kN]	378	202	505	281	346
$F_{prgrens}$ [kN]	250	140	270	253	300
ϵ_{max} [%]	2,44	8,3	6,6	2,1	8,0
$\epsilon_{prgrens}$ [%]	1,52	3,39	4,2	2,0	7,6
σ_{max} [N/mm ²]	10,9	4,6	14	9,0	9,5
$\sigma_{prgrens}$ [N/mm ²]	7,2	3,17	7,5	8,1	8,3
$E_{prgrens}$ [N/mm ²]	474	93,6	178,6	405	108,7
EA[-]	$1,64 \cdot 10^7$	$4,12 \cdot 10^6$	$6,42 \cdot 10^6$	$1,26 \cdot 10^7$	$3,9 \cdot 10^6$

¹⁵ Dit betreffen de werkelijke waarden en niet de waarden volgens het theoretische model.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

5.5 Vergelijking modellen t.b.v. de draagkracht

In figuur 34 is de werkelijke bezwijkkracht van de paalkop(experiment 3) uitgezet tegen de waarden van de modellen en de 'gezonde druksterkte'. In de grafiek wordt de grens tussen de 'onveilige' en veilige waarden weergegeven door een rechte lijn. Uit de grafiek kan worden geconcludeerd dat alle modellen aan de veilige kant zijn. Ook zijn de gezonde waarden weergegeven in de grafiek weergegeven (m.u.v. paalkop 3). Deze gezonde waarden zijn bepaald door over de gehele doorsnede een druksterkte aan te nemen van 11,5 N/mm². De afstand tussen de 'gezonde' draagkracht en de aangetaste draagkracht kan gerelateerd worden aan de aantastingsintensiteit van de verschillende paalkoppen. Zo is deze afstand voor paalkop 2 en 5 groter dan voor paalkop 4 en 1 (Figuur 13). Uit de grafiek kan worden geconcludeerd dat voor deze vijf paalkoppen het theoretische model op basis van twee schillen (met factor x) de draagkracht het beste benaderd. Een nadeel van deze methode is dat hij met behulp van deze vijf paalkoppen is opgesteld en nog moet worden verfijnd met behulp van vervolgonderzoek. Ook is het model opgesteld aan de hand van de gegevens ter plaatse van de onderzochte doorsnede en dit is niet mogelijk ter plaatse van de maatgevende doorsnede. In de volgende paragrafen wordt onderzocht of het mogelijk is om het theoretische model te vertalen naar de maatgevende doorsnede.



TM (5 schillen): Theoretisch model op basis van 5 schillen
 TM (2 schillen): Theoretisch model op basis van 2 schillen
 F3O-3 (max): Maximale waarde m.b.v. F3O methode (3 metingen)
 F3O-12(max): Maximale waarde m.b.v. F3O methode (12 metingen)

Figuur 34. Vergelijking berekeningsmodellen met data uit experiment 3 en 'gezond' hout.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

5.6 Vertaling theoretisch model naar de maatgevende doorsnede

5.6.1 Variatie oppervlakte doorsnede en belasting over de lengte

Naast de normaaldrukkracht (bovenbouw) wordt de funderingspaal, tot het bereiken van het omslagpunt, ook belast door negatief gerichte wrijvingskrachten die op de paal worden uitgeoefend. Het omslagpunt betreft de overgang tussen de negatieve kleeft en de positieve kleeft en is gelegen op de overgang van de zwakke klei –en veenlagen naar de draagkrachtige zandlaag. Na het bereiken van het omslagpunt reduceert de belasting dankzij de positief gerichte wrijvingskrachten. Ook treedt richting de paalpunt een afname op van de doorsnede ten gevolge van de tapsheid van de funderingspaal. Ten behoeve van de uiterste grenstoestand (sterkte) van het materiaal dient een doorsnedetoetsing plaats te vinden waarin wordt onderzocht of de optredende spanningen de sterkte van het hout niet overschrijden. Voor deze doorsnede toetsing is het verloop van de oppervlakte van de doorsnede en de belasting over de lengte van de paal van groot belang.

Het krachtsverloop wordt beschreven met behulp van drie punten met een constante waarde die volgen uit een gewichtsberekening en grondonderzoek (Figuur 35). De lengte van de funderingspaal wordt verdeeld in twee trajecten met de splitsing ter plaatse van het omslagpunt. De grenswaarden van de twee trajecten volgen uit een gewichtsberekening en grondonderzoek en het tussengelegen traject wordt bepaald door interpolatie (Vergelijking 21a/b). In dit model is een lineair verband aangenomen, maar dit is afhankelijk van de grondopbouw. Voor de funderingspaal wordt een tapsheid aangenomen van 7,5 mm/m aan weerszijden en het verloop van het draagkrachtige oppervlak wordt bepaald met vergelijking 22.

De maatgevende doorsnede wordt bepaald door zowel het verloop van de belasting als het verloop van het draagkrachtige oppervlakte tegen elkaar uit te zetten. Met behulp van een numeriek proces, waarbij het quotiënt van beide waarden over de lengte van de funderingspaal wordt berekend, kan de hoogste en dus maatgevende locatie worden gevonden.

Traject 1:

$$A + \left(\frac{B - A}{L_1}\right) \cdot x_1 = \text{Normaalkracht}$$

(Vergelijking 21a)

Traject 2:

$$B - \left(\frac{B - C}{L_2}\right) \cdot x_2 = \text{Normaalkracht}$$

(Vergelijking 21b)

$$D_x = D_{\text{paalkop}} - 2 \cdot [7x/0,001]$$

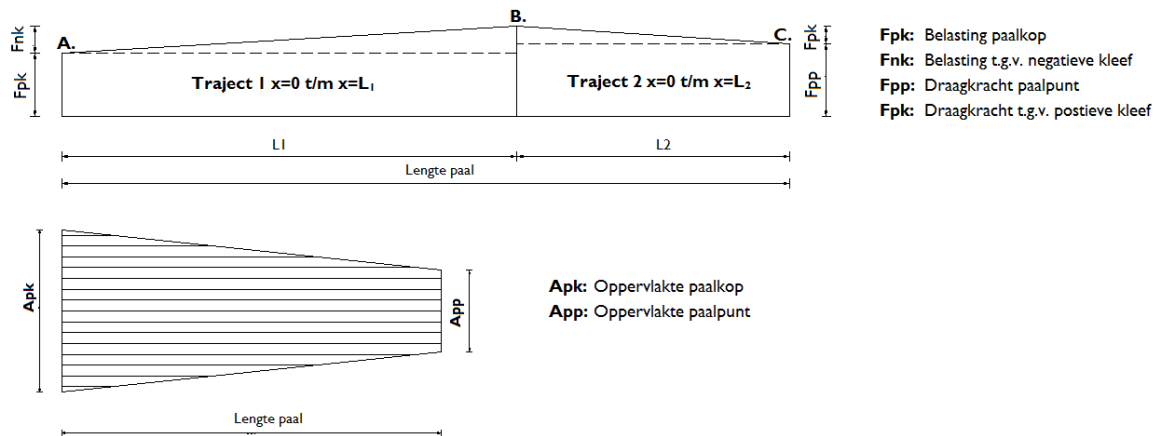
(Vergelijking 22)

$$A_x = \left(\frac{D_x}{2}\right)^2 \cdot \pi$$

Waarin:

punt A:	bovenbelasting t.p.v. paalkop	[kN]
punt B:	bovenbelasting t.p.v. paalkop + negatieve kleeft	[kN]
punt C:	draagkracht paalpunt	[kN]
L ₁₋₂ :	lengte traject 1/2	[m]
x ₁₋₂ :	hoogte beschouwde doorsnede	[m]
D _x :	diameter betreffende doorsnede	[m]
D _{paalkop} :	diameter t.p.v. paalkop	[m]
X:	hoogte beschouwde doorsnede	[m]
A _x :	oppervlakte doorsnede	[m ²]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 35. Verloop van de belasting en het draagkrachtige oppervlakte over de lengte van de paal.

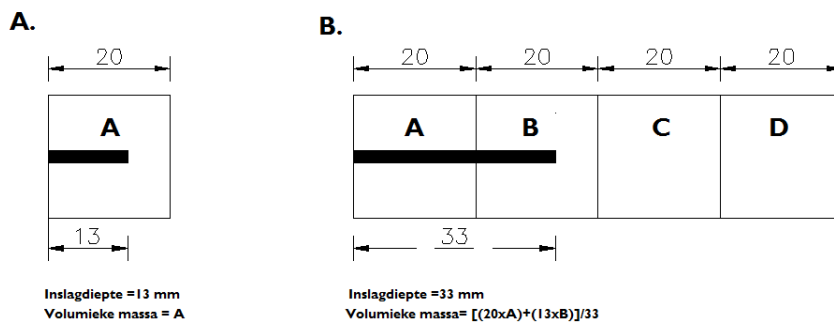
Voor een aangetaste funderingspaal dient naast de twee bovenstaande vergelijkingen ook het verloop van de inslagdiepte van de Pilodyn en het verloop van de hout technologische eigenschappen over de lengte van de funderingspaal bekend te zijn. Uit de literatuur blijkt dat de aantasting in de richting van de paalpunt afneemt (Klaassen et al 2005). Dit komt overeen met de aanname dat de inslagdiepte van de Pilodyn ter plaatse van de paalpunt de helft van de waarde betreft ter plaatse van de paalkop (CURnet/SBR/F3O 2012). Uit de literatuur (Klaassen et al 2000) weergegeven in bijlage 2.2 is gebleken dat de hout technologische eigenschappen in de richting van de paalpunt toenemen. Dit betekend dat de waarden van de hout technologische eigenschappen ter plaatse van de paalkop kunnen worden gebruikt voor het opstellen van de schillen in het theoretische model.

5.6.2 Relatie Pilodyn inslag en bulkdichtheid

In onderzoek (Klaassen et al 2000) is van vele paalschijven de inslagwaarden van de Pilodyn bepaald. Hierna zijn de schillen opgedeeld in blokjes van 20 mm in twee loodrecht op elkaar staande doorsnede (vergelijkbaar met experiment 2) waarvoor de hout technologische eigenschappen zijn bepaald. Voor het opstellen van de relatie tussen de Pilodyn inslagdiepte en de volumieke massa zijn de inslagmetingen verdeeld op basis van een inslagdiepte kleiner dan 20 mm en een inslagdiepte groter dan 20 mm. De inslagdiepte van de eerste set blokjes kan eenvoudig aan de volumieke massa van de schil worden gekoppeld omdat voor deze inslagdiepte de eigenschappen van maar één blokje van belang zijn (Figuur 36a). In de tweede dataset (inslag > 20 mm) doorkruist deze meerdere schillen. In dit onderzoek is aangenomen dat de snelheid van de Pilodyn niet afneemt naarmate deze dieper in het hout dringt. Dit betekend dat inslagdiepte die door meerdere schillen gaat eenvoudig gecorreleerd kan worden aan de sommatie van het aandeel van deze schillen (Figuur 36b). Op deze manier ontstaat er een relatie tussen de gemiddelde volumieke massa over de inslagdiepte en de inslagdiepte i (Vergelijking 23)(Figuur 37).

$$\text{Volumieke massa } 0\% = 595,03 \cdot i^{-0,237}$$

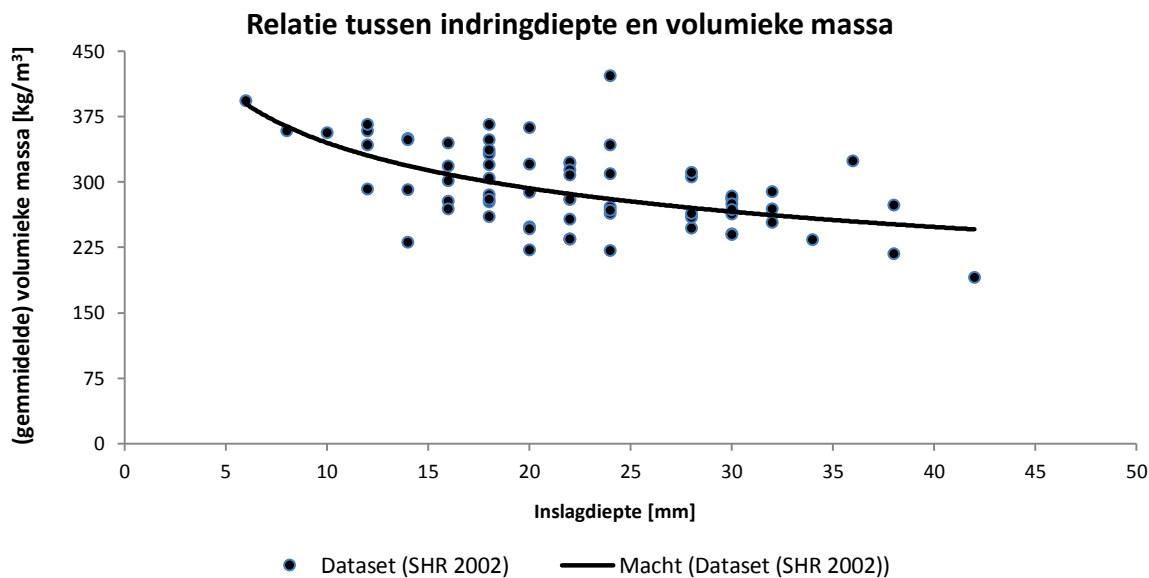
(Vergelijking 23)



Figuur 36. Relatie tussen gemiddelde volumieke massa over de inslagdiepte en de inslagdiepte.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

De toepasbaarheid van vergelijking 23 voor de bulkdichtheid wordt onderzocht door de gemiddelde bulkdichtheid van de zachte schil te koppelen aan de inslagwaarde¹⁶. In tabel 9 is de berekende bulkdichtheid (vergelijking 23) en de gemiddelde bulkdichtheid op basis van houtonderzoek weergegeven. Uit deze tabel blijkt dat de bulkdichtheid maar maximaal 10% wordt overschat. Paalkop 2 en 4 worden hierbij niet beschouwd aangezien een gehele schil is geschat waardoor dit een ondergrens betreft. Vergelijking 23 dient te worden verfijnd met behulp van vervolgonderzoek.



Figuur 37. Relatie Pilodyn en inslagdiepte m.b.v. gegevens (Klaassen 2008).

Tabel 9. Betrouwbaarheid vergelijking 23.

Paalkop	Bulkdichtheid werkelijk	Bulkdichtheid vergelijking A	% overschatting
[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[%]
1	255	273	7
2	208	253	21,6
3	258	284	10
4	229	271	18
5	233	256	10

5.6.3 Relatie bulkdichtheid en elasticiteitsmodulus

In tegenstelling tot het vochtgehalte, de druksterkte en de bulkdichtheid kan de elasticiteitsmodulus niet in de praktijk worden bepaald en dient dus gerelateerd te worden aan een hout technologische eigenschap. In paragraaf 4.4.3. is alreeds een relatie opgesteld (Vergelijking 11)¹⁷ tussen de elasticiteitsmodulus en de bulkdichtheid die zowel geldt voor aangetast (bacteriën + hyfen) als niet-aangetast hout. De toepasbaarheid van de vergelijking wordt onderzocht door de draagkracht op basis van de werkelijke elasticiteitsmodulus te vergelijken met de elasticiteitsmodulus op basis van vergelijking 11. De waarden van de draagkracht zijn bepaald zonder de invloed van de factor x omdat de verhoging van de sterkte niet van belang is, maar juist de betrouwbaarheid van vergelijking 11. Een samenvatting van de berekeningen in bijlage 5.8 is weergegeven in tabel 10/11.

¹⁶ Gemiddelde inslagwaarde op basis van 12 metingen.

¹⁷ Vergelijking 12 is opgesteld met behulp van een regressieanalyse en beschrijft dus de gemiddelde relatie tussen de elasticiteitsmodulus en de bulkdichtheid.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

Tabel 10. Betrouwbaarheid vergelijking I I.

Paalkop	Elasticiteitsmodulus werkelijk	Elasticiteitsmodulus vergelijking I I	% afwijking
[-]	[kg/m³]	[kg/m³]	[%]
1			
Zachte schil	1468	1336	-9,8
Gereduceerde doorsnede	6408	6418	+1
2			
Zachte schil	438	410	-6,8
Gereduceerde doorsnede	3147	3186	+12,3
3			
Zachte schil	2341	1206	-94
Gereduceerde doorsnede	6369	4898	-30
4			
Zachte schil	1551	717	-216
Gereduceerde doorsnede	4935	4994	+1,2
5			
Zachte schil	968	780	-24
Gereduceerde doorsnede	6362	6418	+1

Tabel 11. Betrouwbaarheid vergelijking I I.

Paalkop	Bezwijkkracht werkelijk	Bezwijkkracht vergelijking I I	% afwijking
[-]	[kg/m³]	[kg/m³]	[%]
1			
Zachte schil	102	110	+7,8
Gereduceerde doorsnede	133	132	-1
2			
Zachte schil	79	85	+7,6
Gereduceerde doorsnede	76	76	-
3			
Zachte schil	89	124	+39
Gereduceerde doorsnede	169	169	-
4			
Zachte schil	57	95	+66
Gereduceerde doorsnede	89	79	-13
5			
Zachte schil	91	110	+21
Gereduceerde doorsnede	97	93	-4,3

In tabel 10 is te zien dat vergelijking I I de elasticiteitsmodulus van de gereduceerde doorsnede beter benaderd dan de zachte schil, maar beide grote verschillen kennen. Wanneer we beide tabellen combineren blijkt dat ondanks de verschillende bepaalde waarden van de elasticiteitsmodulus de bezwijkkracht van de gereduceerde doorsnede redelijk gelijk blijft of afneemt. De draagkracht verschillen zijn te danken aan een veranderde onderlinge stijfheidsverhouding. Dit wordt nader toegelicht met behulp van vergelijking 24 (uitgeschreven vorm van vergelijking 18).

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Onderzoek

$$\left(\frac{f_{c:0:d:i}}{E_i}\right) \cdot [(E_{gd} \cdot A_{gd})(E_{zs} \cdot A_{zs})] = \left(\frac{f_{c:0:d}}{E_i}\right) \cdot \sum E_i A_i \quad \text{(Vergelijking 24)}$$

Waarin:

$f_{c:0:d:i}$	sterkte desbetreffende schil	[N/mm ²]
E_i	elasticiteitsmodulus betreffende schil	[N/mm ²]
A_{gd}	oppervlakte gereduceerde doorsnede	[mm ²]
A_{zs}	oppervlakte zachte schil	[mm ²]
E_{gd}	elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede	[N/mm ²]
E_{zs}	elasticiteitsmodulus zachte schil	[N/mm ²]

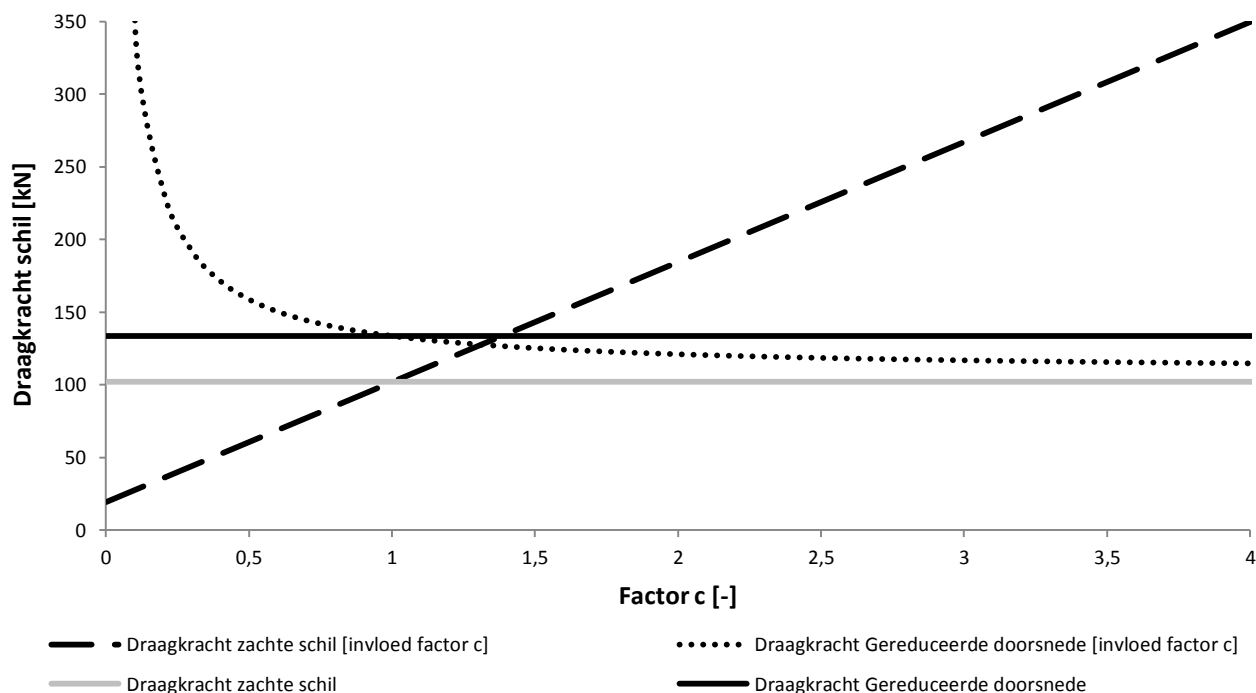
Met behulp van vergelijking 24 is te zien dat een laag geschatte elasticiteitsmodulus resulteert in een hoge waarde van het eerste component en een lage waarde van het tweede component. Een hoog geschatte elasticiteitsmodulus resulteert in een lage waarde van het eerste component en een hoge waarde van het tweede component. Dit betekent dat het niet uitmaakt of beide elasticiteitsmoduli zijn over of onderschat als ze maar in dezelfde verhouding zijn over of onderschat. Dit wordt nader toegelicht met behulp van paalkop I waarvoor de volgende gegevens gelden:

• A_{zs} :	17433 mm ²	$f_{c:0:d:zs}$:	1,1 N/mm ²	E_{zs} :	1468 N/mm ²	F_{max} :	102 kN
• A_{gd} :	17203 mm ²	$f_{c:0:d:gd}$:	6,3 N/mm ²	E_{gd} :	6408 N/mm ²	F_{max} :	133 kN

De elasticiteitsmodulus van beide schillen wordt vermenigvuldigd met een factor c. Bedraagt de factor c een waarde tussen de 0 en 1 dan is er sprake van een onderschatting van de werkelijke elasticiteitsmodulus. Is de waarde van factor c groter dan 1 dan is er sprake van een overschatting. Met deze elasticiteitsmoduli wordt de draagkracht van de twee schillen bepaald volgens vergelijking 24 en uitgezet tegen de factor c (Figuur 38). In figuur 38 (horizontale lijnen) is te zien dat wanneer beide elasticiteitsmoduli worden vermenigvuldigd met dezelfde factor c dit geen invloed heeft op de bezwijkkracht van de schillen.

In tabel 10 is te zien dat de elasticiteitsmoduli in de twee schillen niet met dezelfde factor wordt over- of onderschat. Welk effect dit heeft op de bezwijkkracht van de schillen wordt bepaald door een van de twee elasticiteitsmoduli te vermenigvuldigen met een factor c. In figuur 38 is het verloop van de draagkracht van beide schillen weergegeven waarbij alleen de elasticiteitsmodulus van de gereduceerde doorsnede is vermenigvuldigd met een factor c. Op het snijpunt van beide lijnen met de 'werkelijke' draagkracht (c=1) is te zien dat de grafieken omklappen. Wanneer de elasticiteitsmodulus van de gereduceerde doorsnede met een factor c tussen de 0 en 1 wordt vermenigvuldigd bereikt de gereduceerde doorsnede een hogere waarde van de draagkracht in combinatie met een lagere draagkracht voor de zachte schil. Het omgekeerde effect is aanwezig wanneer de elasticiteitsmodulus wordt vermenigvuldigd met een factor c groter dan 1. In deze situatie bereikt de gereduceerde doorsnede een lagere bezwijkkracht en de zachte schil een hogere draagkracht. Dit effect is te zien in tabel 10 en 11 voor paalkop 5. De waarden van de elasticiteitsmodulus van de zachte schil wordt onderschat terwijl de elasticiteitsmodulus van de paalkop constant blijft. Dit betekent dat de elasticiteitsmodulus van de zachte schil wordt vermenigvuldigd met een factor c < 1. Volgens figuur 38 betekent dit dat de zachte schil een hogere draagkracht bereikt en de draagkracht van de gereduceerde doorsnede afneemt. Deze bevindingen komen overeen met de gegevens in tabel 11.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 38. Invloed op draagkracht wanneer E_{gd} wordt vermenigvuldigd met een factor c.

5.6.4 Relatie Pilodyn inslag en elasticiteitsmodulus

Uit de voorgaande twee paragrafen is gebleken dat de relatie tussen de inslagdiepte en de bulkdichtheid en de relatie tussen bulkdichtheid en elasticiteitsmodulus de draagkracht goed benaderen. Om deze reden wordt onderzocht of het ook mogelijk is om aan de hand van de inslagdiepte van de Pilodyn de gemiddelde elasticiteitsmodulus over de inslagdiepte te bepalen. In bijlage 3.8 is voor alle vijf de paalkoppen de gemiddelde bulkdichtheid voor de zachte schil bepaald volgens vergelijking 23 en de elasticiteitsmodulus volgens vergelijking 11. In tabel 12 is te zien dat de elasticiteitsmoduli van de gereduceerde doorsnede goed wordt benaderd en dit zorgt ook voor een goede schatting van de draagkracht (Tabel 13).

Tabel 12. Betrouwbaarheid vergelijking 11 i.c.m. vergelijking 23.

Paalkop	Elasticiteitsmodulus werkelijk	Elasticiteitsmodulus vergelijking 11	% afwijking
[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[%]
1			
Zachte schil	1468	1489	+1,4
Gereduceerde doorsnede	6408	6418	+0,15
2			
Zachte schil	438	1116	+254
Gereduceerde doorsnede	3147	3186	+1,2
3			
Zachte schil	2341	1708	-37
Gereduceerde doorsnede	6369	4898	-30
4			
Zachte schil	1551	1450	-6,96
Gereduceerde doorsnede	5263	4994	+1,19
5			
Zachte schil	968	1169	+20,76
Gereduceerde doorsnede	6362	6418	+0,9

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

Tabel 13. Betrouwbaarheid vergelijking I I i.c.m. vergelijking 23..

Paalkop	Bezwijkkracht werkelijk	Bezwijkkracht vergelijking I I	% afwijking
[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[%]
1			
Zachte schil	102	114	+11
Gereduceerde doorsnede	133	134	+1
2			
Zachte schil	79	74	-6,7
Gereduceerde doorsnede	76	96	+26
3			
Zachte schil	89	107	+20,22
Gereduceerde doorsnede	179	183	+2,2
4			
Zachte schil	57	79	-38
Gereduceerde doorsnede	89	90	+1
5			
Zachte schil	91	98	+7,6
Gereduceerde doorsnede	97	100	+3

5.7 Vertaling theoretisch model na verloop van tijd

Beide methoden (theoretisch model en CURnet/SBR/F3O methode) zijn gebaseerd op de hout technologische eigenschappen op het moment van onderzoek. Wanneer het biologische aantastingsproces nog actief is zal deze na verloop van tijd toenemen en dit resulteert in veranderde waarden van de hout technologische eigenschappen en inslagwaarden. De maximale en gemiddelde aantastingsnelheid van bacteriële aantasting voor de houtsoort vuren en grenen is bekend (Klaassen 2008)(Tabel 14). De toename van de aangetaste schil wordt niet eenvoudig bepaald door een lineaire interpolatie van de aantastingsnelheid. Het is namelijk van belang dat allereerst wordt onderzocht of het aantastingsproces nog actief is en of er geen blokkades aanwezig zijn zoals de kernhout-spinthout(grenen) grens. De activiteit van bacteriële aantasting wordt herkend aan het verschil in aantastingsdiepte van een ernstige en lage intensiteit. De snelheid van ernstige aantasting is 75% lager dan die van een lage intensiteit en wanneer deze aantastingsdiepten bijna gelijk zijn betekend dit dat het aantastingsproces niet meer actief is (Klaassen en Creemers 2012). Uit bijlage 1.2 blijkt dat in paalkop 1 en 4 sprake is van geen actieve aantasting en in paal 2,3 en 5 van actieve aantasting. Ook is te zien dat in alle paalkoppen de grens tussen het kernhout en het spinhout gezien kan worden als de grens tussen aangetast en niet aangetast hout. Dit betekend dat na verloop van tijd het volledige spinhout van paalkop 1 en 4 onderhevig is aan ernstige bacteriële aantasting en voor paalkop 2 en 5 betekend dit dat het gehele spinhout onderhevig zal zijn aan totale aantasting.

Het aantastingsbeeld na verloop van tijd bestaat dus uit twee zones namelijk de niet-aangetaste en de aangetaste zone (constante aantasting). De draagkracht van de doorsnede kan in deze situatie worden bepaald door voor beide zones vaste waarden van de hout technologische eigenschappen aan te nemen. Deze waarden dienen te worden bepaald met behulp van vervolgonderzoek waarin meerdere locaties worden beschouwd.

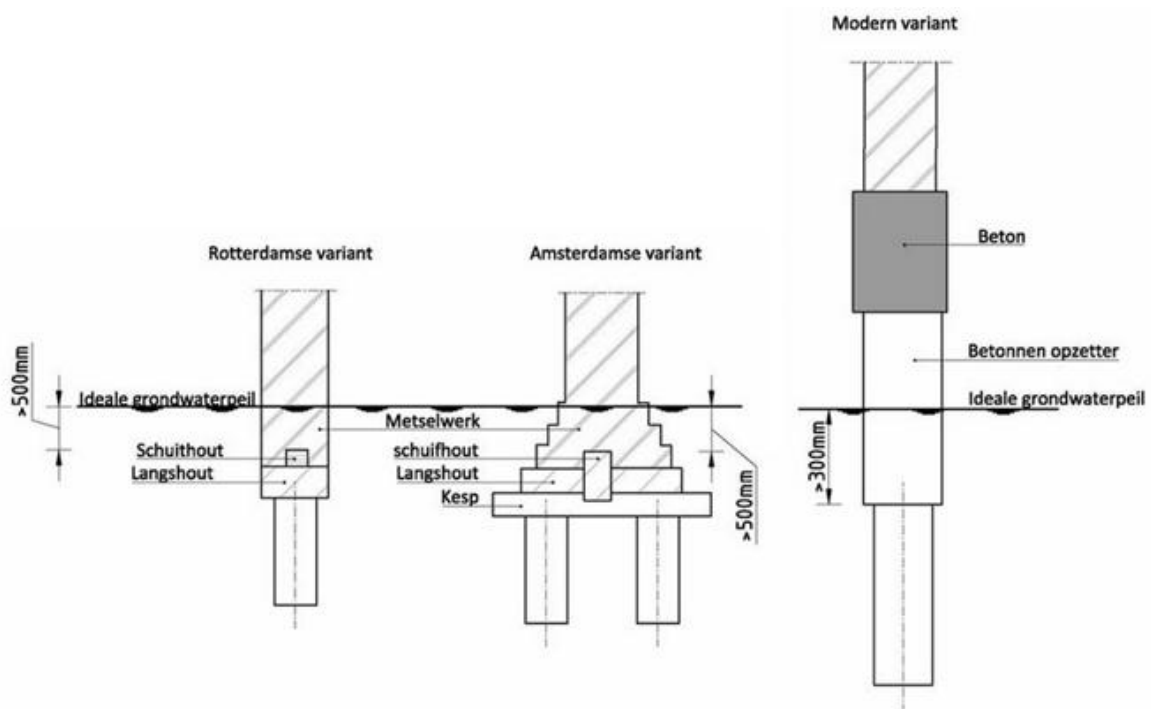
Tabel 14. Aantastingsnelheid voor een ernstige en lage intensiteit voor de houtsoort vuren en grenen (Klaassen en Creemers 2012).

	Ernstige aantasting	Zwakke aantasting
Vuren	0,6mm/jaar	0,8mm/jaar
Grenen	0,8mm/jaar	1,1mm/jaar

6 Invloed biologische aantasting op de constructieve draagkracht van de verbinding

6.1 Varianten verbinding

De verbinding tussen de funderingspaal en het overige deel van de constructie betreft een belangrijke schakel en dient om deze reden grondig te worden onderzocht. In tegenstelling tot de funderingspaal, dient er in het geval van de verbinding onderscheid te worden gemaakt in het type verbinding. De twee historische varianten (Amsterdamse en Rotterdamse methode) bezitten een verbinding die compleet vervaardigd is uit hout en ter voorkoming van schimmelaantasting dient deze op een afstand van 500 mm onder de grondwaterspiegel te zijn gelegen (Figuur 39). De moderne variant bezit een verbinding die compleet vervaardigd is uit beton en zodoende wordt een extra lengte gecreëerd waarover zuurstof aanwezig kan zijn (preventie schimmelaantasting). De verbinding tussen de betonopzetter betreft een pengatoplanger of een busoplanger en de keuze is afhankelijk van de lengte van de houten funderingspaal. In dit onderzoek beperken we ons op de variant met de busverbinding aangezien de pengatoplanger alleen wordt toegepast voor zeer smalle funderingspalen (Buiten 1997).

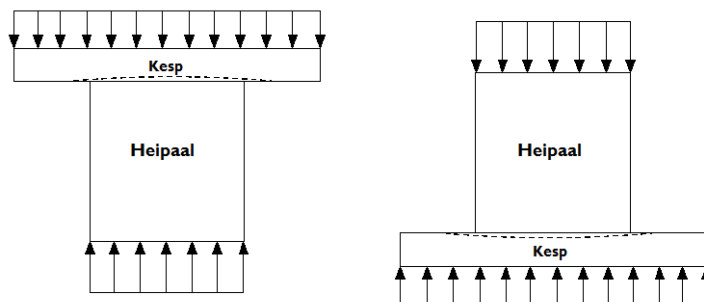


Figuur 39. Drie varianten voor de verbinding.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

6.2 Verbinding historische variant [horizontaal funderingshout]

Een kesp/langshout is een houten verbinding die loodrecht op de vezel wordt belast (Figuur 40). Wordt deze situatie 180° gedraaid dan is er sprake van een continue ondersteuning waarbij de belastingslengte gelijk is aan de diameter van de paalkop. Voor een verbinding belast op druk (\perp vezel) wordt het bezwijken van de constructie niet gerelateerd aan het overschrijden van een sterkte. Dit is te danken aan het verloop van de spanning-rek curve die na het bereiken van de vloeispanning blijft toenemen. Om deze reden wordt het bezwijken van het systeem niet gekoppeld aan de uiterste grenstoestand, maar aan de bruikbaarheidsgrenstoestand waarin bezwijken van de doorsnede is gerelateerd aan het optreden van grote vervormingen in de doorsnede.



Figuur 40. Krachtsverwerking verbinding paalkop en horizontaal funderingshout.

6.2.1 Bepaling druksterkte loodrecht op de vezelrichting

De druksterkte loodrecht op de vezelrichting is afhankelijk van de mate van vervorming, de onbelaste lengte en het materiaalgedrag (Van der Put & Leijten 2008)(Van der Put 2006)(Persson 2011). De spanningen in de doorsnede worden niet alleen gedragen door de vezels direct gelegen onder de belasting, maar ook door de naburige vezels. De voorgenoemde factoren zorgen ervoor dat de druksterkte loodrecht op de vezelrichting kan worden verhoogd door een $k_{c,90}$ factor die het effect van belastingspreiding in rekening brengt. De wijze waarop belastingspreiding in rekening wordt verschild per model en dit onderzoek beperken we ons tot het model volgens de richtlijnen (NEN-EN-1995-1) en het Van der Put model (theoretisch model). Beide modellen gaan uit van dezelfde doorsnedetoets (Vergelijking 25a). Met behulp van gegevens uit de literatuur (Nodal 2014)(Sas 2011) wordt onderzocht welk model het meest geschikt is voor de bepaling van de druksterkte (\perp vezel) van een kesp.

In de huidige richtlijnen (CURnet/SBR/F3O 2012) wordt aangenomen dat gerekend mag worden met een druksterkte van $f_{c,90,d}$ 4,5 N/mm² en het effectief dragend oppervlakte wordt bepaald met vergelijking 25b. Vergelijking 25b mag alleen worden toegepast bij een onaangetaste houtdikte van > 40 mm en een houtbreedte die tenminste de gehele paalkop bedekt.

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d} \cdot f_{c,90,d} \quad \text{(Vergelijking 25a)}$$

$$\frac{F_{c,90,d}}{\frac{\pi \cdot D_{\text{langshout}}^2}{4}} \leq f_{c,90,d} \quad \text{(Vergelijking 25b)}$$

$$D_{\text{langshout}} = D - 2 \cdot (i - 10)$$

Waarin:

$\sigma_{c,90,d}$:	optredende spanning loodrecht op de vezel	[N/mm ²]
$f_{c,90,d}$:	optredende druksterkte loodrecht op de vezel	[N/mm ²]
$k_{c,90,d}$:	factor die het effect van belastingspreiding in rekening brengt	[-]
$F_{c,90,d}$:	rekenwaarde draagkracht loodrecht op de vezelrichting	[kN]
$D_{\text{langshout}}$:	effectief dragende diameter niet aangetast funderingshout	[mm]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

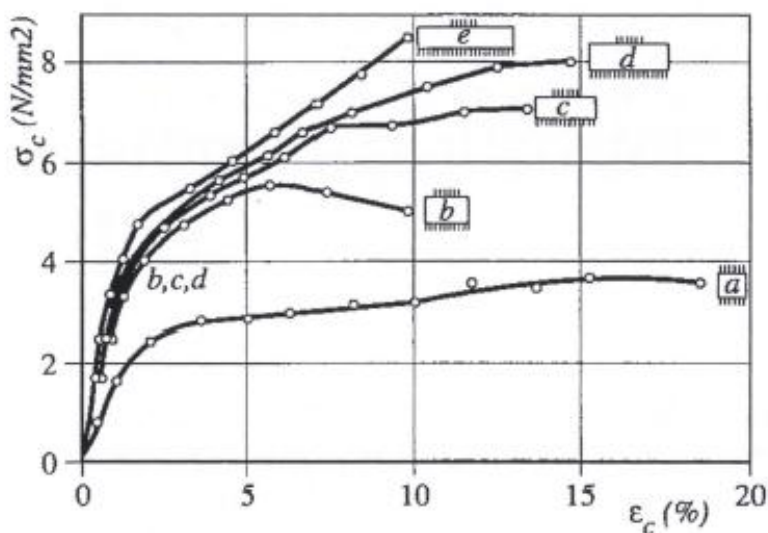
6.2.1.1 Effect van de onbelaste lengte

Het effect van de onbelaste lengte wordt verduidelijkt met behulp van de resultaten uit onderzoek door Suenson in Kollman 1984. In dit onderzoek zijn vijf cases (continu ondersteund) opgesteld waarin de onbelaste lengte toeneemt startend vanaf een uniform belast proefstuk (Tabel 15). De verkregen spanning-rek curves zijn weergegeven in figuur 41 en hierbij kan het volgende worden opgemerkt (Persson 2000):

- Element a bezit een lengte die gelijk is aan de belastingslengte en zodoende is er sprake van een uniforme drukspanning. Na het bereiken van de vloeispanning treedt een grote vervorming op in combinatie met een kleine toename in de drukspanning.
- In element b is de lengte van het proefstuk toegenomen waardoor er nu naast het belastingsoppervlakte sprake is van onbelast hout. In dit proefstuk zal de stijfheid hoger zijn aangezien de belasting spreid naar de naburige onbelaste vezels.
- In element c, d en e neemt de onbelaste lengte nog meer toe wat resulteert in een hogere capaciteit. Dit is te zien aan het feit dat na het bereiken van de vloeispanning de druksterkte meer toeneemt dan de vervorming. Dit is te danken aan het feit dat de naburige vezels de belasting kunnen spreiden.

Tabel 15. Draagkracht $f_{c,s}$ loodrecht op de vezelrichting voor verschillende verhoudingen van $\sqrt{L/S}$.

Proef	Lengte L	Hoogte H	Breedte B	Belasting lengte s	$\sqrt{L/s}$	Rek ϵ	$f_{c,90}$ (Experiment)
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[%]	
a	150	150	150	150	$\sqrt{1}$	15	
b	300	150	150	150	$\sqrt{2}$	5,5	5,5
c	450	150	150	150	$\sqrt{3}$	13	6,95
d	600	150	150	150	$\sqrt{4}$	15	8,0
e	750	150	150	150	$\sqrt{5}$	10	8,3



Figuur 41. Spanning-rek behorend bij de onderzochte cases (Suenson in Kollman 1984).

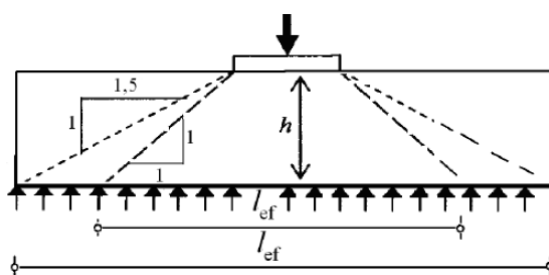
De resultaten in de tabel tonen aan dat voor proefstukken d en e ongeveer dezelfde druksterkte wordt verkregen en dit betekent dat case d de maximale spreiding weergeeft. De lengte van het proefstuk in deze situatie bedraagt 600mm (4H) en met vermindering van de belastingslengte s (1H) bedraagt de maximale spreiding aan weerszijden dus $3H/2=1,5H$ (Van der Put 2006a). De bijhorende lengte-hoogte ratio van de balk (L/S) bedraagt in deze situatie 4 en de spannings spreiding dient dus te worden gelimiteerd aan deze factor (Basta 2004).

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

6.2.1.2 Modellen voor de spanningsverspreiding

• **Van der Put model**

Het van der put model is een exact model omdat het spanningsveld voldoet aan alle randvoorwaarden en de spanning overschrijdt ook niet het plastisch faalcriterium (Leijten et al 2012). Het model is gebaseerd op evenwicht waarbij lineair-plastisch materiaalgedrag wordt aangenomen. De mate van spanning spreiding is afhankelijk van de mate van vervorming (Figuur 42). Voor kleine rekken, ongeveer ter plaatse van de vloeispanning (3 a 4% rek), zal er een spreiding optreden onder een hoek van 45 graden (1:1). Voor grotere rekken (10%), zal de spreidingshoek verkleind worden tot 34 graden (1,5:1) (Leijten et al 2012). De $k_{c,90}$ factor die het effect van de spanning spreiding in rekening brengt bepaalt in feite de verhouding tussen de belastinglengte s en de spreidingslengte l_{ef} (Vergelijking 26). Voor het bepalen van de spreidingslengte is het van belang om te onderzoeken of er volledige spanningsspreiding op kan treden zodat geldt ($L > L_{ef}$) of dat er geen volledige spanningsspreiding kan optreden vanwege de afmetingen van het materiaal ($L_{ef} > L$). Wanneer er geen volledige spanningsspreiding kan optreden wordt de spreidingslengte gelimiteerd aan de lengte van het proefstuk (Figuur 43).



Figuur 42. Spanningsverspreiding van een op druk belaste continu ondersteunde balk.

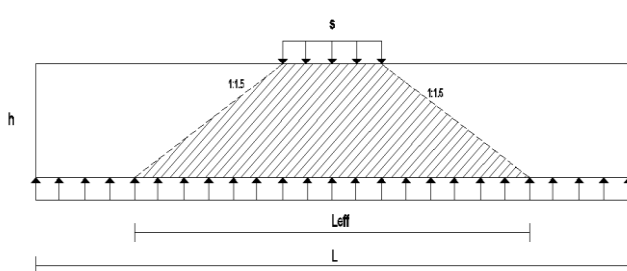
$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{s}} \leq 2$$

(Vergelijking 26)

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{belasting}} \leq \sigma_{c,90,d} k_{c,90}$$

Waarin:

l_{ef} :	effectieve lengte krachtsspreiding	[mm]
s :	lengte optredende kracht/vezels	[mm]
$F_{c,90,d}$:	rekenwaarde belasting (\perp vezel)	[kN]
A :	belastingoppervlakte	[mm ²]



- Situatie 1A (3-4% vervorming)

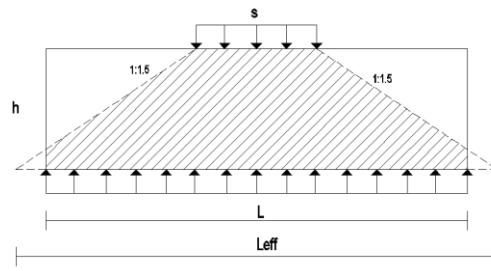
$$L > L_{eff}$$

$$l_{ef} = s + 2 \cdot h$$

- Situatie 1B (10% vervorming)

$$L > L_{eff}$$

$$l_{ef} = s + 2 \cdot 1,5h$$



- Situatie 2A (3-4% vervorming)

$$l_{ef} = s + 2 \cdot h > L$$

$$l_{ef} = L$$

- Situatie 2B (10% vervorming)

$$l_{ef} = s + 2 \cdot 1,5h > L$$

$$l_{ef} = L$$

Figuur 43. Bepaling effectieve lengte spanning spreiding.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

- **Model volgens de NEN-EN-1995-1**

Het model volgens de EN-NEN-1995-1 neemt het onderzoek van Madsen, weergegeven in het artikel van Blass en Görlacher (Blass en Görlacher 2004) als uitgangspunt. Uit dit onderzoek blijkt dat vezels tot 30 mm van het lastvlak gelegen mee vervormen en dus bijdragen aan de weerstand van de draagkracht. De $k_{c,90}$ factor bedraagt 1,0 tenzij geldt dat $l_1 \geq 2h$ (Figuur 44). De mate van spannings spreiding die optreedt wordt in rekening gebracht door het vergroten van het draagkrachtige oppervlak (Vergelijking 27). Het contactoppervlak mag vergroot worden met een lengte a , l met een maximum van 30 mm, waarbij a de afstand is van de rand van het element tot aan de oplegging van de belasting en l is de lengte.

$$k_{c,90} = 1,0 \text{ of } 1,25 \quad (l_1 \geq 2h)$$

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq \sigma_{c,90,d} k_{c,90}$$

(Vergelijking 27)

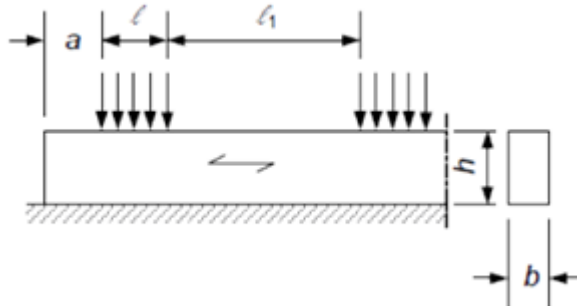
Waarin:

$F_{c,90,d}$: rekenwaarde belasting (\perp vezel)

[kN]

A_{ef} : effectief contactoppervlakte

[mm²]



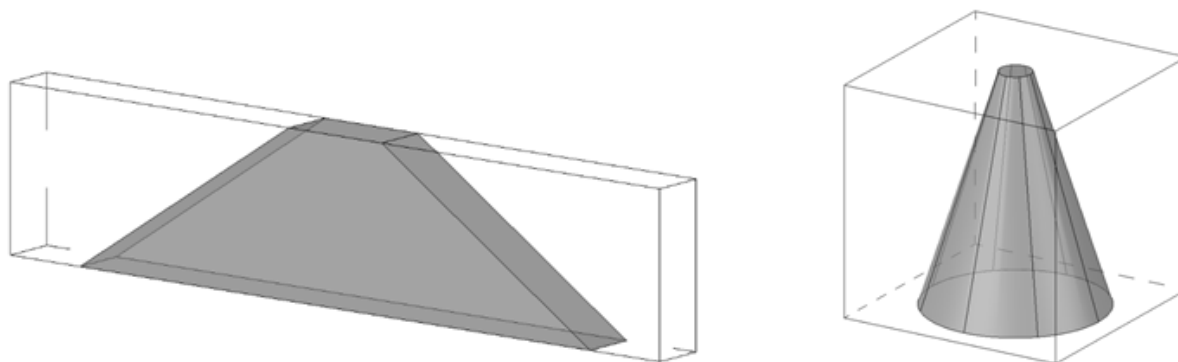
Figuur 44. Gegevens t.b.v. een continu ondersteund proefstuk.

6.2.2 Uitbreiding modellen

De theorie besproken in de voorgaande paragraaf is geldig voor rechthoekige elementen waar geldt dat de lengte groter is dan de breedte. In deze rechthoekige elementen is spannings spreiding maar in één richting mogelijk doordat de breedte van de belasting gelijk is aan de breedte van het element (Figuur 45a). In het geval van een op druk belaste kesp is het belastingoppervlak, in de breedterichting, niet gelimiteerd aan de afmetingen van de kesp waardoor spannings spreiding in beide richtingen mogelijk is (Figuur 45b)¹⁸. In het Van der Put model wordt het driedimensionale spanningsveld in rekening gebracht door het toepassen van rotatiesymmetrie en hierdoor verandert de belastinglengte in een belastingoppervlakte en de lengte van spreiding in een spreidingsoppervlakte (Van der Put 2006)(Vergelijking 28). Voor het model volgens de NEN-EN-1995-1 zijn er geen regels beschikbaar voor driedimensionale situaties. In dit onderzoek wordt de driedimensionale spannings spreiding in rekening gebracht door het vergroten van de effectieve contactoppervlakte in beide richtingen (Vergelijking 29). De uitgangspunten van de modellen zoals beschreven in de voorgaande paragrafen blijven gelijk en dienen te worden toegepast in beide richtingen.

¹⁸ Dit betreft een zeer schematische weergave.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 45. Belasting spreiding (a) 2D waarbij geldt $s=b < L$ (b) 3D spreiding waarbij geldt $s < b < L$.

$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{A_{ef}}{A_s}} = \sqrt{\frac{\left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}} \leq 2$$

(Vergelijking 28)

$$A_{ef} = D_s + (2 \cdot x)$$

(Vergelijking 29)

Waarin:

A_{ef} :	effectief oppervlakte belasting spreiding	[mm ²]
A_s :	effectief oppervlakte belasting	[mm ²]
d:	diameter	[mm]
D_s :	diameter belasting oppervlakte	[mm]
X:	toename a,l (max 30 mm)	[mm]

6.2.3 Vertaling modellen naar op druk belast horizontaal funderingshout]¹⁹

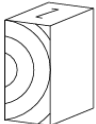
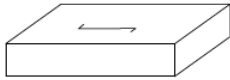
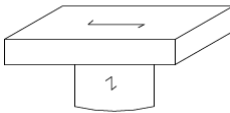
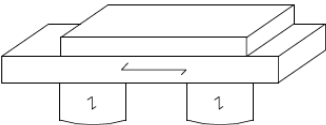
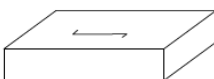
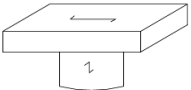
6.2.3.1 Gegevens uit de literatuur

Voor het bepalen van de druksterkte loodrecht op de vezelrichting voor het horizontale direct op de paal liggende funderingshout wordt gebruikt gemaakt van gegevens uit de literatuur (Nodal 2014, Sas 2011). In onderzoek 1 (Nodal 2014) (Tabel 16&17) is de druksterkte (\perp vezel) experimenteel bepaald van zowel verzadigde ($\omega=45\%$) als onverzadigde proefstukken ($\omega=12\%$) waarin spannings spreiding niet kan optreden. Het effect van spannings spreiding is bepaald door het combineren van een onverzadigde/verzadigde kesp (170x150x70mm) met één of twee palen met een diameter van 120 of 150 mm. In onderzoek 2 (Sas 2011) (Tabel 17&18) is de druksterkte (\perp vezel) bepaald van proefstukken waarin geen spannings spreiding optreedt. Het effect van spannings spreiding is onderzocht door een kesp (300x200x46 mm) te belasten in combinatie met verschillende paaldiameters (120-190 mm). Alle resultaten van onderzoek 2 zijn omgerekend naar een lange belastingduur behorend bij klimaatklasse 3.

¹⁹ In deze paragraaf wordt de Amsterdamse methode beschouwd, maar de resultaten zijn ook bruikbaar voor de Rotterdamse methode.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

Tabel 16. Proefoverzicht onderzoek I & 2.

Case	Houtsoort kesp	Conditie	Afmetingen kesp	Diameter Paal	Situatie
	[-]	[-]	[mm]	[mm]	
Onderzoek I					
IA	Vuren	onverzadigd	70x45x90	-	
IB	Vuren	verzadigd	70x45x90	-	
2	Vuren	verzadigd	170x150x70	-	
3A	Vuren	onverzadigd	170x230x68	120	
3B	Vuren	verzadigd	170x230x68	120	
3C	Vuren	verzadigd	170x230x68	150	
4	Vuren	verzadigd	170x500x70	120 (2x)	
Onderzoek 2					
5	Vuren	verzadigd	300x200x46		
6A	Vuren	verzadigd	300x200x46	190	
6B	Vuren	verzadigd	300x200x46	150	
6C	Vuren	verzadigd	300x200x46	120	

Tabel 17. Resultaten proeven onderzoek I (korte belastingduur).

Proef	Vervorming	$f_{c90,mean}$	$f_{c90,k}$	standaarddeviatie	n	Vochtgehalte ω
[-]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[%]
Proef 1A	I	3,41	1,34	1,22	14	12,9
Proef 1B	I	1,5	I	0,29	14	45,3
Proef 2	I	1,81	1,08	0,43	11	50
Proef 3A	I	5,87	4,55	0,77	9	12
Proef 3B	I	2,83	2,17	0,39	11	45,4
Proef 3C	I	2,80	2,03	0,45	10	47,6
	30	5,06	3,69	0,8	10	
	50	7,13	2,98 (4,96)	2,44	10	
Proef 4	I	3,33	2,19	0,67	8	40,9

Tabel 18. Resultaten proeven onderzoek 2 (lange belastingduur).

Case	Vervorming	$f_{c90;d,max}$	$f_{c90;d,mean}$	$f_{c90;d,min}$	$f_{c90;d;5\%}$	Standaard deviatie	n	klimaatklasse
[-]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[%]
5A	I	≈1,3	I	≈I	≈0,6	0,29	8	3 ≈ $\omega > 20\%$
5B	40	5	3,5	2,4	2	0,88	8	3 ≈ $\omega > 20\%$
6A	40	7	5	3,4	3,4	0,94	-	3 ≈ $\omega > 20\%$
6B	40	7,9	5,4	3,9	3	1,41	-	3 ≈ $\omega > 20\%$
6C	40	8,6	6,8	5,3	5	1,06	-	3 ≈ $\omega > 20\%$

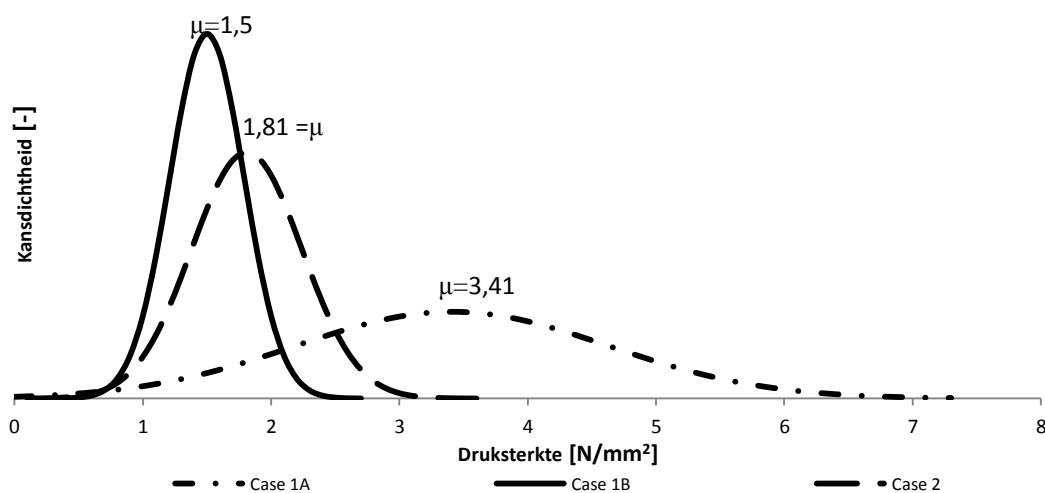
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Onderzoek

6.2.3.2 Druksterkte loodrecht op de vezelrichting

De karakteristieke druksterkte (\perp vezel) $f_{c,90,k}$, die wordt toegepast in de twee modellen, wordt verkregen uit de richtlijnen (EN338). De druksterkte in deze richtlijn is bepaald op proefstukken met een afmeting van 70x45x90mm bij een vochtgehalte van 12% en een vervorming van 1% (EN408). Naarmate de rek toeneemt in het proefstuk wordt geen verhoogde sterkte in de modellen toegepast ondanks het 'gunstige' verloop van de spanning-rek curve. Dit is te danken aan het feit dat de modellen zijn ontworpen voor houtconstructies die in het zicht aanwezig zijn waar geen excessieve vervormingen mogen optreden. Voor een kesp zijn de sterktewaarden volgens de EN338 niet van toepassing omdat deze zijn bepaald bij een vervorming van 1%. In een funderingsconstructie mogen grotere vervormingen optreden omdat deze constructie niet in het zicht is. Deze grotere vervormingen kunnen eenvoudig door het hout worden opgenomen omdat het spanning-rek verloop (druk \perp vezel), na het bereiken van de vloeispanning, een lang plastisch traject bezit in combinatie met een toenemende spanning. Om deze reden wordt er in de komende berekeningen gebruik gemaakt van een grotere druksterkte (\perp vezel) wanneer er sprake is van grote vervorming ($> 10\%$). Deze grens is gekozen op basis van het model(v/d Put) waarin mag worden uitgegaan van een spanningsspreiding van 1:1,5 die geldt voor vervorming van 10%.

In case 1A en 1B is de karakteristieke druksterkte $f_{c,90,k}$ bepaald met behulp van zowel onverzadigde (1A- $\omega=12\%$) als verzadigde (1B- $\omega=45\%$) uniform belaste proefstukken met afmetingen volgens de EN408. In case 2 is ook de druksterkte $f_{c,90,k}$ bepaald, maar hierbij zijn de afmetingen niet gelijk aan de richtlijnen en hierdoor wordt een hogere sterkte verkregen. In figuur 46 zijn de normale verdelingen weergegeven behorend bij case 1A/1B en 2 en duidelijk is te zien dat verzadigd hout ten opzicht van onverzadigd hout een lagere sterkte bezit (Jorissen 2013). Ook is te zien dat de resultaten van case 1A een grotere spreiding bezit ten opzicht van case 1B/2.

De 5%-ondergrens $f_{c,90,k}$ van case 1A (1,34 N/mm²) wordt vergeleken met de sterkteklassen van gezaagd hout (EN338) en hieruit blijkt dat het gebruikte hout een sterkteklasse lager dan sterkteklasse C24 bezit. De natte druksterkte $f_{c,90,k}$ van case 2A wordt omgezet naar de droge druksterkte volgens vergelijking 30a. De factor 0,77 wordt verkregen door de verhouding van de k_{mod} factoren ($\approx 0,77$) behorende bij klimaatklasse 1&2 en 3. Uit deze vergelijking wordt een sterkte verkregen van 1,3 N/mm² en dit komt overeen met de $f_{c,90,k}$ van case 1A. Passen we dit principe ook toe op het gemiddelde dan blijkt deze lager te zijn dan de gemiddelde experimentele waarde (Vergelijking 30b). Dit betekent dat case 1A ten gevolge van een grote spreiding een lage 5%-ondergrens wordt verkregen..



Figuur 46. Normale verdelingen behorend bij case 1A, 1B en 2.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Onderzoek

$$f_{c:90:k:\omega=12\%} = \frac{f_{c:90:k:\omega=45\%}}{0,77} = \frac{1,0}{0,77} = 1,30 \text{ N/mm}^2 \quad \text{(Vergelijking 30a)}$$

$$f_{c:90:mean:\omega=12\%} = \frac{f_{c:0:mean:\omega=45\%}}{0,77} = \frac{15}{0,77} = 1,95 \text{ N/mm}^2 \quad \text{(Vergelijking 30b)}$$

De karakteristieke druksterktes behorend bij case IA/B en 2 worden omgezet naar rekenwaardes bij een langdurige belasting (Vergelijking 31A t/m C). Hierbij dient te worden opgemerkt dat voor case IA een k_{mod} factor wordt gebruikt die zowel het effect van het vochtgehalte als de belastingduur in rekening brengt en voor case IB dient de k_{mod} factor alleen het effect van de belastingduur in rekening te brengen (Bijlage 3.4/3.5). Met behulp van vergelijking 31a t/m c en case 5A uit tabel 18 kan worden geconcludeerd dat de rekenwaarde van de druksterkte 0,6 N/mm² bedraagt bij een vervorming van 1%.

$$f_{c:90:d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c:90:k}}{\gamma_m} = \frac{(0,55 \cdot 1,34)}{1,2} = 0,61 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Case IA} \quad \text{(Vergelijking 31a)}$$

$$f_{c:90:d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c:90:k}}{\gamma_m} = \frac{(0,7 \cdot 1)}{1,2} = 0,58 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Case IB} \quad \text{(Vergelijking 31b)}$$

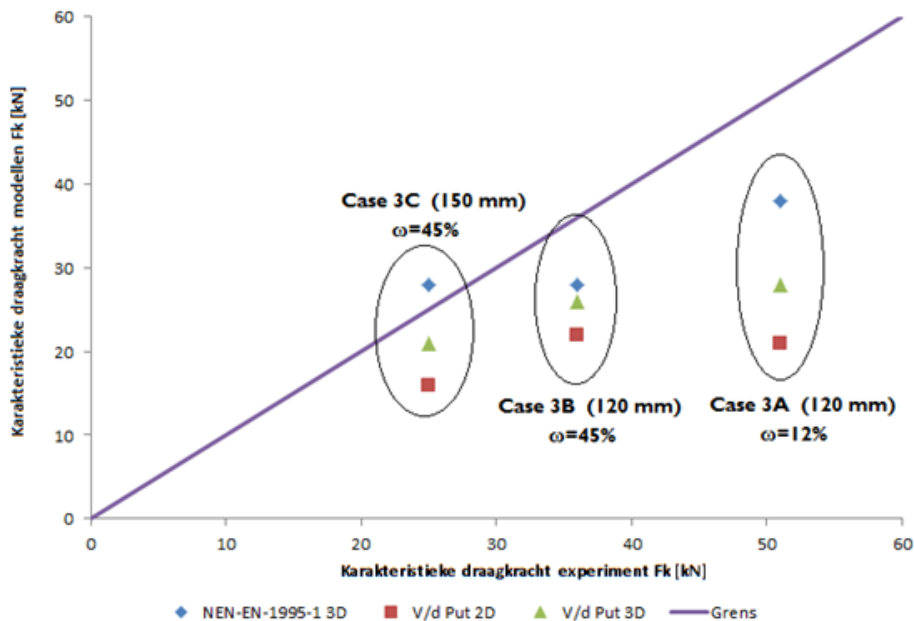
$$f_{c:90:d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c:90:k}}{\gamma_m} = \frac{(0,7 \cdot 1,08)}{1,2} = 0,63 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Case 2} \quad \text{(Vergelijking 31c)}$$

6.2.3.3 Betrouwbaarheid modellen 1%-vervorming (onderzoek 1)

De betrouwbaarheid van de modellen wordt onderzocht door de berekende waarden volgens de modellen te vergelijken met de data uit de literatuur (Tabel 16 en 17). Het model volgens de EN-NEN-1995-1 brengt het effect van spanningsspreiding in rekening door een effectief contactoppervlakte A_{ef} en om deze reden wordt voor elke case de karakteristieke draagkracht $F_{c:90:k}$ bepaald. Voor het van der Put model wordt zowel een 2D als een 3D spanningsspreiding model onderzocht.

In figuur 47 zijn de berekende waarden volgens de modellen uitgezet tegen de waarden volgens het experiment. De rechte lijn in deze figuur wordt beschouwd als de grens tussen de veilige en 'onveilige' waarden. Het model volgens de EN-NEN-1995-1 zorgt voor een overschatting. In figuur 49 is ook de grote invloed van het houtvochtgehalte op de draagkracht zichtbaar. Het verschil in draagkracht tussen case 3A en 3B is volledig te danken aan het vochtgehalte van het hout. De reden waarom de berekende draagkracht voor case 3A volgens de modellen meer afwijkt van de experimentele waarden is te danken aan de grote spreiding in case IA. De sterkte waarde $f_{c:90:k}$ volgens case IA is gebruikt voor de berekening van de draagkracht van case 3A. In de figuur is ook te zien dat het Van der put model gebaseerd op drie dimensionale spanningsspreiding de draagkracht beter benaderd dan het model gebaseerd op een twee dimensionale spanningsspreiding.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Onderzoek



Figuur 47. Resultaten $F_{c;90;k}$ volgens het experiment en de modellen bij een kesp (170x230x68mm).

6.2.4 Betrouwbaarheid modellen bij een vervorming van 40%

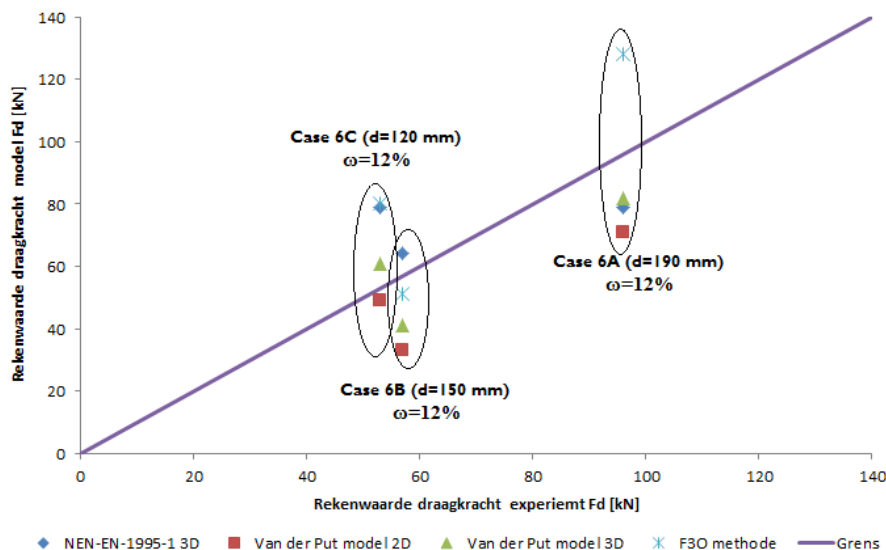
De karakteristieke druksterkte (\parallel vezel) voor een funderingspaal bedraagt 16,3 N/mm² en wanneer we deze vergelijken met de waarden verkregen in de voorgaande paragraaf betreft dit een groot verschil. Uit de praktijk blijkt dat funderingsconstructies voldoen terwijl ze onderhevig zijn aan een grote belasting en om deze reden dient ook te worden onderzocht of de modellen (Van der Put en NEN-EN-1995-1) toepasbaar zijn bij grote vervorming ($\epsilon > 10\%$). Om dit te onderzoeken wordt gebruik gemaakt van gegevens uit onderzoek 2 (Sas 2011) waar de sterkte is bepaald bij een vervorming van 40%. Dit percentage is tot stand gekomen door als uitgangspunt een vervorming van 50% te beschouwen minus 5 mm voor kruip bij een kespdikte van 46mm.

Voor de berekeningsmodellen wordt niet de sterkte gebruikt bij een vervorming van 1%, maar bij een vervorming van 40%. In case 5A wordt een rekenwaarde $f_{c;90;d}$ van 2,0 N/mm² bereikt voor de druksterkte (\perp vezel). Een nadeel van deze waarde is dat deze niet verkregen op basis van een proefstuk met een afmeting van 70x45x90mm waardoor er sprake is van een hogere sterkte (EN408). In bijlage 4.2 wordt op een gelijke manier als voor de modellen op basis van 1% vervorming de draagkracht berekend.

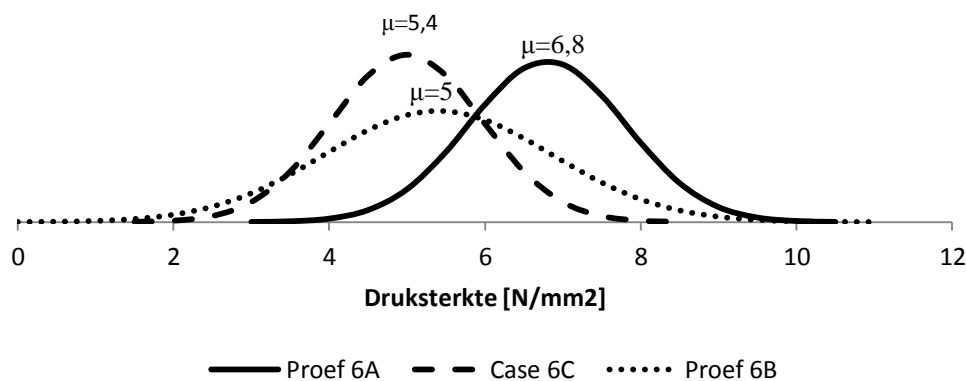
In figuur 48 zijn de berekende waarden volgens de modellen en de huidige richtlijn (CURnet/SBR/F3O 2012)²⁰ uitgezet tegen de waarden volgens het experiment. De rechte lijn in deze figuur wordt beschouwd als de grens tussen de veilige en 'onveilige' waarden. In de grafiek is duidelijk te zien dat de NEN-EN-1995-1/ CURnet/SBR/F3O methode de draagkracht in twee cases overschat. Ook het Van der Put model overschat de waarde in case 5B. In figuur 49 zijn de normale verdelingen weergegeven behorend bij de drie cases en duidelijk is te zien dat case 6B een zeer grote spreiding bezit waardoor er sprake is van een lage 5%-ondergrens. Door deze lage 5%-ondergrens wordt een lage sterkte verkregen en zodoende ook een lage draagkracht (Bijlage 4.2). Ook in deze figuur is te zien dat het Van der put model gebaseerd op drie dimensionale spanningsspreiding de draagkracht beter benaderd dan het model gebaseerd op een twee dimensionale spanningsspreiding.

²⁰ Bij grote vervormingen is de methode volgens de richtlijnen bruikbaar.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Onderzoek



Figuur 48. Resultaten $F_{c:90:d}$ volgens het experiment en de modellen bij een kesp (300x200x46mm).



Figuur 49. Normale verdelingen behorend bij case 6A,6B en 6C.

6.2.5 Conclusie

Met behulp van figuur 48 en 49 kan worden geconcludeerd dat het Van der Put model bij zowel een vervorming van 1% als een vervorming van 40% zorgt voor de beste benadering. Voor het toepassen van dit model in de praktijk dient de rekenwaarde $f_{c:90:d}$ van 2,0 N/mm² te worden omgezet naar een rekenwaarde die geldt voor volledig verzadigd hout (Vergelijking 32). De karakteristieke rekenwaarde $f_{c:90:k}$ wordt bepaald door terugrekenen en de gebruikte k_{mod} hoort bij een lange belastingduurklasse bij klimaatklasse 3 (Tabel 3 Eurocode 5). De verkregen karakteristieke waarde wordt vermenigvuldigd met een k_{mod} factor die het belastingduur in rekening brengt (k_{mod} klimaatklasse 1) en een ' k_{mod} factor' die het effect van volledig verzadigd hout in rekening brengt 0,6-Jorissen 2008). De rekenwaarde voor volledig verzadigd hout bij een lange belastingduur bedraagt 1,5 N/mm².

$$f_{c:90:d} = 2,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (klimaatklasse 3 – belastingduurklasse lang)}$$

$$f_{c:90:k} = \frac{f_{c:90:d} \cdot \gamma_m}{k_{mod}} = \frac{2 \cdot 1,2}{0,55} = 4,36 \text{ N/mm}^2$$

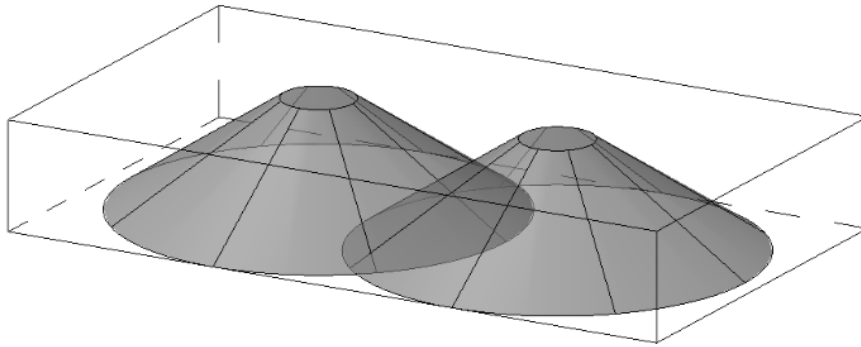
(Vergelijking 32)

$$f_{c:90:d} = \frac{f_{c:90:k} \cdot k_{mod:belastingduur} \cdot k_{mod:vochtgehalte}}{\gamma_m} = \frac{4,36 \cdot 0,7 \cdot 0,6}{1,2} = 1,5 \text{ N/mm}^2$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

6.2.6 Vertaling naar situatie met 2 palen

In de voorgaande paragrafen zijn alleen de varianten beschouwd waarin de kesp (horizontaal funderingshout) is gecombineerd met één paal en deze situatie komt overeen met de Rotterdamse methode. In het geval van de Amsterdamse methode is horizontaal funderingshout aanwezig in combinatie met twee palen. In deze situatie is, naast de afmetingen van de kesp en de locatie/afmetingen van de paal, ook de wijze waarop de palen t.o.v. elkaar geplaatst zijn van groot belang. Wanneer de palen te dicht ten opzichte van elkaar zijn geplaatst resulteert dit in een overlap van de spanningen tussen de palen (Figuur 50).



Figuur 50. Overlapping van het spreidingsoppervlakte (V/d Put model).

Case 4 bestaat uit een kesp (500x170x70mm) in combinatie met twee palen met een diameter van 120 mm. Aangezien niet bekend is hoe de palen ten opzichte van elkaar zijn geplaatst, worden meerdere situaties onderzocht. Gestart wordt met de situatie dat de palen tegen elkaar aan zijn gelegen (h.o.h. afstand 120 mm). Vanaf deze situatie neemt de hart op hart afstand van de palen toe tot de situatie waarbij de zijkant van de paal samenvalt met de rand van de kesp. In de breedte richting wordt aangenomen dat het hart van de palen samenvalt met het midden van de kesp. In vergelijking 33 is het maximale spannings spreiding oppervlakte bepaald van een paal met een diameter van 120 mm in combinatie met een kesp hoogte van 70 mm bij een vervorming van 1%. Het gedeelte wat in rekening mag worden gebracht is afhankelijk van de locatie van de palen in de lengte richting en ten opzicht van elkaar (Figuur 51). De $k_{c,90}$ factor is bepaald door het totale spannings spreiding oppervlakte ten gevolge van beide palen te delen door het gesommeerde belastingoppervlak van de twee palen (Vergelijking 34). De maximale draagkracht wordt bepaald door de sterkte te vermenigvuldigen met het oppervlak (Vergelijking 35).

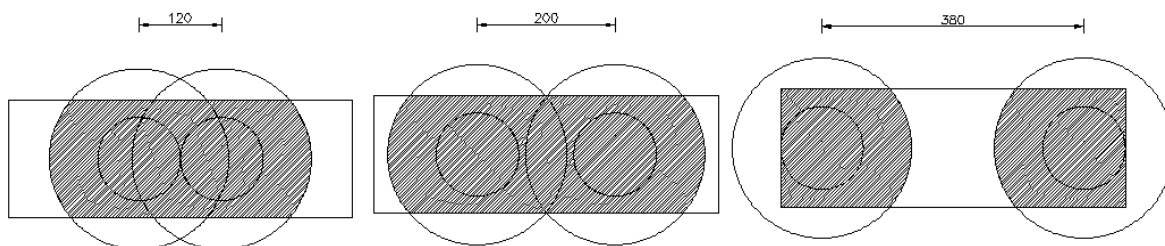
$$L_{eff} = 120 + (2 \cdot 70) = 260 < L (500 \text{ mm}) \quad \text{(Vergelijking 33)}$$

$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{A_{ef-totaal}}{A_{paal-totaal}}} \quad \text{(Vergelijking 34)}$$

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{belasting}} \leq \sigma_{c,90,d} k_{c,90} \quad \text{(Vergelijking 35)}$$

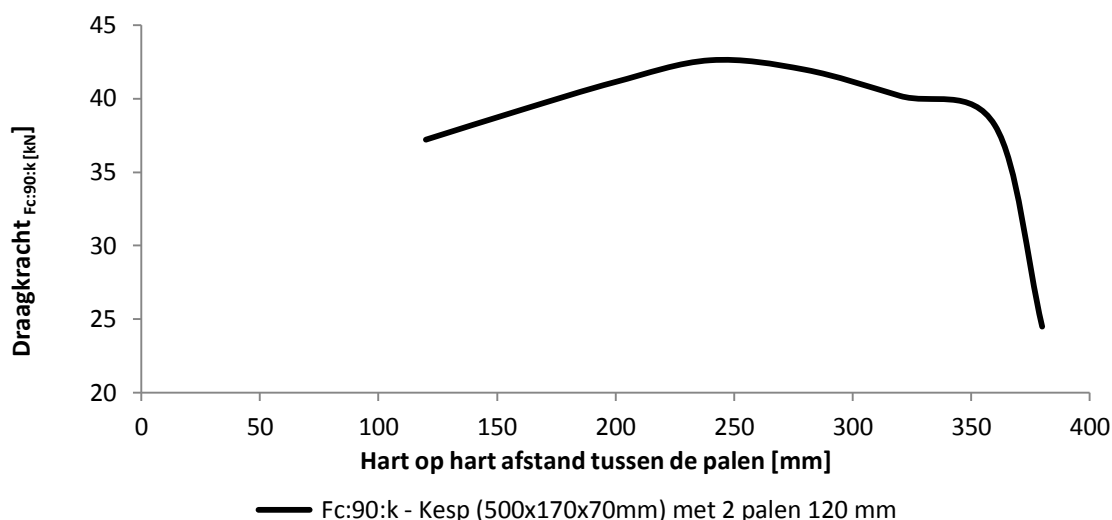
$$F_{c,90,d} = A_{belastingsoverlappende} \cdot \sigma_{c,90,d} k_{c,90}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Onderzoek



Figuur 51. Schematische weergave toename h.o.h. afstand palen en het bijhorende spreidingsoppervlakte A_{ef} (gearceerd).

In figuur 52 is de draagkracht uitgezet tegen de h.o.h. tussen de twee palen. In de grafiek is te zien dat op een afstand van ongeveer 230 mm de maximale draagkracht wordt bereikt en hierna afneemt. Wanneer we figuur 51 nader beschouwen, blijkt dat veel van het spanningsspreiding oppervlakte wordt gelimiteerd door de breedte van de kesp. Dit betekent dus dat het vergroten van het kespoppervlak en voornamelijk in de breedterichting, dit resulteert in hogere waarden van de $k_{c,90}$ factor aangezien nu volledige spanningsspreiding kan plaatsvinden. De spanningsspreiding die in een kesp optreedt, is dus zeer variabel omdat deze afhankelijk is van meerdere factoren. Voor funderingsherstel dienen de afmetingen en de locaties van de palen t.o.v. het horizontale funderingshout goed in kaart te worden gebracht. Wanneer dit niet nauwkeurig gebeurt kan dit leiden tot onderschatting of zelfs tot overschatting van de resterende capaciteit.

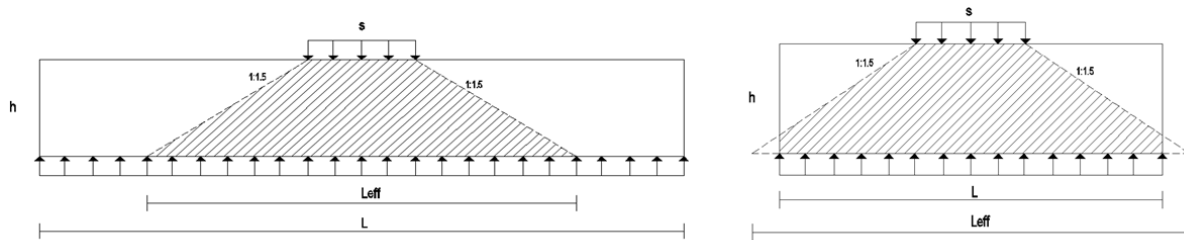


Figuur 52. Variërende draagkracht bij variërende h.o.h. tussen de palen.

6.2.7 Vertaling model naar aangetaste kesp

Biologische aantasting van hout resulteert in een afbraak van het celwand cellulose, waarbij voornamelijk de celluloserijke S_2 -laag wordt aangetast. Voor de sterkte van hout evenwijdig aan de vezel is al gebleken dat deze sterk reduceert naarmate de intensiteit van de aantasting toeneemt; van ongeveer $9,5 \text{ N/mm}^2$ naar 1 N/mm^2 (hoofdstuk 4). Wanneer een dergelijke verhouding optreedt voor de druksterkte loodrecht op de vezel is deze bijna nihil. Ook zijn er geen drukproeven loodrecht op de vezel bekend die zijn uitgevoerd op aangetast hout. Om deze twee redenen wordt er aangenomen dat het aangetaste hout niet meewerkt aan de spanningsspreiding. De van der Put methode kan eenvoudig naar een aangetaste kesp worden vertaald door de afmetingen van de kesp te verminderen met de dikte van het aangetaste hout (Figuur 53). Ten gevolge van deze reductie van de kespafmetingen kan de situatie optreden dat door aantasting niet meer volledige spanningsspreiding kan optreden ($A_{ef} > A_{kEsp:reductie}$). De mate van de reductie kan eenvoudig worden bepaald met behulp van de inslagdiepte van de Pilodyn.

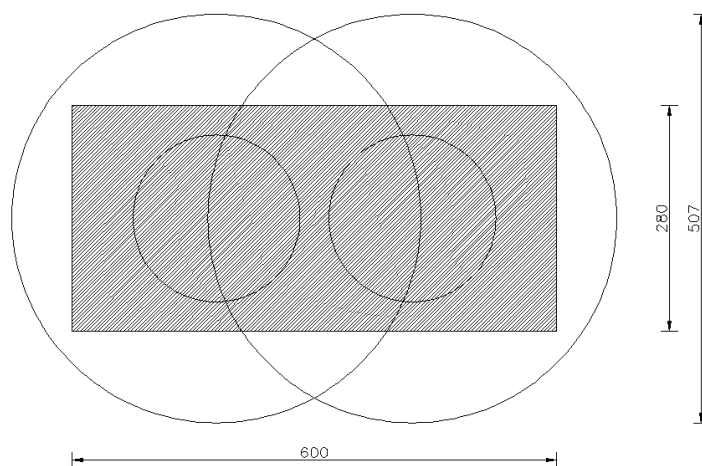
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 53. Reductie kespafmetingen met het aangetaste hout.

6.2.8 Reductie draagkracht ten gevolge van de verbinding [vijf paalkoppen]

De druksterkte (\parallel vezel) betreft een vele male grotere waarde dan de druksterkte (\perp vezel). Deze druksterkte kan nog worden verhoogd door een $k_{c,90}$ factor zoals bepaald in de voorgaande paragrafen. De vijf paalkoppen die in dit onderzoek zijn beproefd waren in de ondergrond aanwezig in combinatie een kesp van 600x280x100 mm (Figuur 54). De bijhorende mate van spanningsspreiding wordt berekend volgens het Van der Put model en de berekening is weergegeven in (Vergelijking 36). Het spanningsspreiding oppervlakte is groter dan de afmetingen van de kesp waardoor deze wordt gelimiteerd door de afmetingen van de kesp. De maximale draagkracht van de niet- aangetaste kesp in combinatie met twee funderingspalen ($d=207$ mm) bedraagt 160 kN (Vergelijking 37).



Figuur 54. Schematisatie kesp met 2 palen.

$$2 \cdot A = \pi \cdot 103,5^2 = (2 \cdot 33653) = 67308 \text{ mm}^2$$

$$L_{eff} = 207 + (3 \cdot 100) = 507 \text{ (1 paal)}$$

$$k_{c,90-3D} = \sqrt{\frac{A_{kesp}}{A_{paal}}} = \sqrt{\frac{(600 \cdot 280) *}{(67308)}} = \sqrt{\frac{168 \cdot 10^3}{67,03 \cdot 10^3}} = 1,58$$

(Vergelijking 36)

$$F_{c:90:d} = f_{c:90:d} \cdot k_{c,90} \cdot A = 1,5 \cdot 1,58 \cdot 67308 = 159519 \text{ N} = 160 \text{ kN}$$

(Vergelijking 37)

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

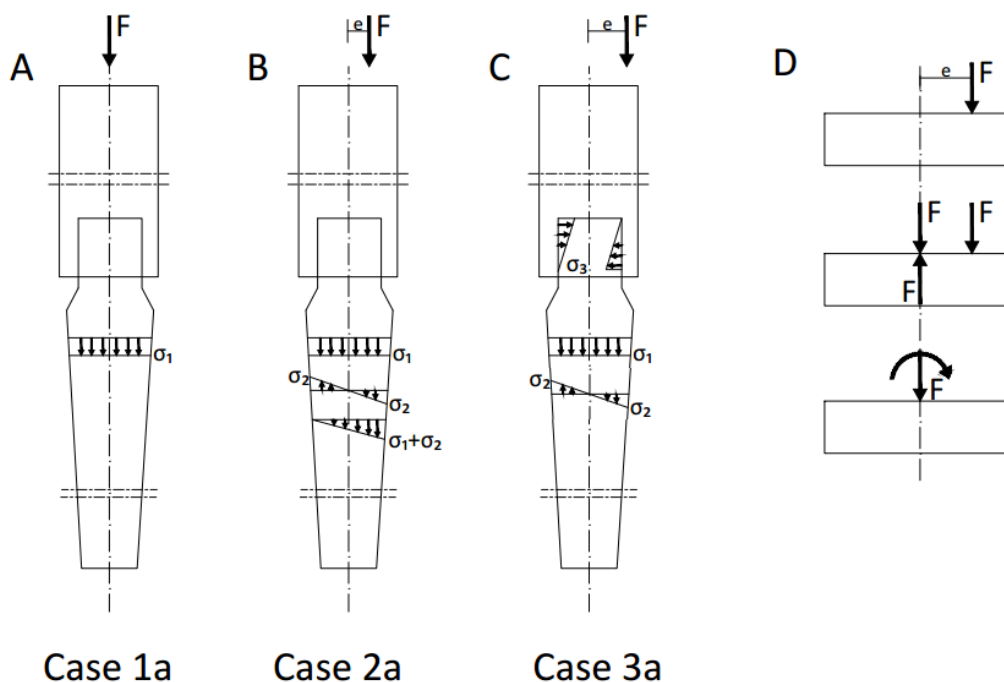
6.3 Verbinding moderne variant [betonoplanger]

6.3.1 Cases

De bus-oplanger bestaat uit een ingestorte bus (stalen strip van 8x20mm) die om de paalkop heen geplaatst wordt. Voor de verbinding tussen de betonoplanger en de funderingspaal zijn de volgende drie cases opgesteld die de mogelijke krachtswerkingen weergeven:

- centrische normaaldrukkracht (case 1a-Figuur 55a)
- excentrische normaaldrukkracht (binnen kern) (case 2a- Figuur 57b)
- excentrische normaaldrukkracht (buiten kern) (case 3a- Figuur 57c)

In case 1 wordt de verbinding belast door een centrische normaalkracht (praktijk onmogelijk) en hierdoor is de gehele doorsnede onderhevig aan drukspanningen. Wanneer er sprake is van heifwijkingen resulteert dit in een excentriciteit van de normaalkracht en deze kracht wordt ontbonden in een centrische normaalkracht en moment (Figuur 55d). De busverbinding tussen de betonoplanger en de funderingspaal wordt beschouwd als een scharnierende verbinding en is zodoende alleen in staat is om drukkrachten over te brengen (Rensman 1997). Om deze reden dient de maximale excentriciteit te worden bepaald waardoor net geen trekspanningen optreden in de doorsnede. Deze grens wordt ook wel de kernstraal genoemd en wordt bepaald door de buigspanningen gelijk te stellen aan de normaalspanningen (Vergelijking 38). In case 3 is de excentriciteit voorbij de kernstraal gelegen en hierdoor ontstaan trekspanningen in de doorsnede. Ten gevolge van deze spanningen wil de betonoplanger als het ware roteren. Case 3 betreft een speciale situatie omdat deze alleen kan optreden wanneer de funderingspaal en betonoplanger worden belast door een horizontale gronddruk ten gevolge van een eenzijdige bovenbelasting (Zie uitwerking bijlage 4.3). Ten gevolge van deze gronddruk bezit de betonoplanger de mogelijkheid om te roteren en drukt als het ware in de paalkop. De waarde van de druksterkte (\perp vezel) is gelijk aan het maximale moment wat overgedragen kan worden ten gevolge van de scheefstand. Opgemerkt dient te worden dat deze situatie niet kan optreden ten gevolge van heifafwijkingen omdat de paalkop in deze situatie niet kan roteren omdat deze wordt tegengehouden door de zijdelingse grond.



Figuur 55. De cases t.b.v. de verschillende krachtswerkingen.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Onderzoek

$$\sigma_{\text{buigspanning}} = \sigma_{\text{normaalspanning}}$$

$$\sigma_{\text{normaalspanning}} = \frac{N}{A} = \frac{N}{\frac{1}{4}\pi \cdot d^2} \quad \sigma_{\text{buigspanning}} = \frac{M}{W} = \frac{N \cdot e}{\frac{1}{32}\pi \cdot d^3} \quad \text{(Vergelijking 38)}$$

$$\frac{N}{\frac{1}{4}\pi \cdot d^2} = \frac{N \cdot e}{\frac{1}{32}\pi \cdot d^3} \quad \text{maximale excentriciteit (kernstraal)} = \frac{d}{8}$$

Waarin:

N:	normaalkracht	[N]
A:	oppervlakte funderingspaal	[mm ²]
M:	moment	[Nmm]
W:	weerstandsmoment	[mm ³]

6.3.2 Moment-Normaalkracht interactiediagram (M-N diagram)

De combinaties van normaalkracht en buiging die kunnen optreden in de doorsnede worden grafisch gepresenteerd door een moment-normaalkracht interactie-diagram (M-N diagram)(Figuur 58). Wanneer uitgegaan wordt van lineair elastisch materiaalgedrag wordt de interactielijn bepaald met behulp van vergelijking 39a. Deze vergelijking representeert de doorsnedetoets in de UGT (vergelijking 6,17/6,18 van de NEN-EN-1995-1). Het resultaat van deze vergelijking betreft een lineaire interactielijn. Wordt uitgegaan van plastisch materiaal gedrag in de drukzone dan treden niet lineaire vervormingen op (zie paragraaf 6.3.2). In de richtlijnen wordt dit niet lineaire gedrag beschreven door het kwadrateren van het drukcomponent in de interactievergelijking (Vergelijking 39b)(vergelijking 6,19/6.20 van de NEN-EN-1995-1). Het resultaat van deze vergelijking betreft een gekromde interactielijn.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0 \quad \text{(Vergelijking 39a)}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0 \quad \text{(Vergelijking 39b)}$$

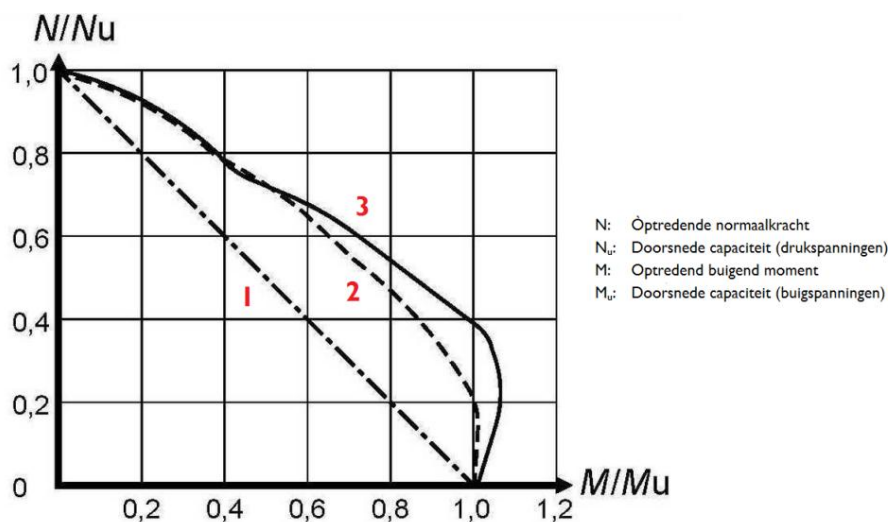
Waarin:

$\sigma_{c,0,d}$:	drukspanning evenwijdig aan de vezelrichting	[N/mm ²]
$f_{c,0,d}$:	druksterkte evenwijdig aan de vezelrichting	[N/mm ²]
$\sigma_{m,d}$:	buigspanning	[N/mm ²]
$f_{m,d}$:	buigsterkte	
k_m :	factor die rekening houdt met de herverdeling van de spanningen en de heterogeniteit van het materiaal in een dwarsdoorsnede (1,0)	[-]

6.3.2.1 Buigspanningen

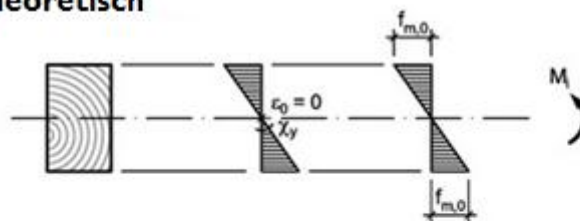
Voor hout belast op buiging wordt een lineair elastisch materiaalmodel aangenomen terwijl het buigingsgedrag in feite meer complex is en afhankelijk van het gedrag van druk en trek evenwijdig aan de vezel (Figuur 57). De aanname van het lineair elastisch materiaalgedrag is alleen geldig voor spanningen die zijn gelegen onder de proportionaliteitsgrens. Voorbij dit punt treden in de drukzone niet lineaire vervormingen op waardoor de neutrale as verschuift richting de trekzone. Vanwege het feit dat bij buiging wordt aangenomen dat de doorsneden vlak blijven kan voor de spanning in zowel het druk als trekcomponent van de buigspanning de spanning-rek relatie behorend bij respectievelijk druk als trek evenwijdig aan de vezel worden toegepast (Theiler et al 2013)(Figuur 23). In figuur 56 is te zien dat dit niet-lineaire gedrag (interactielijn3) goed benaderd wordt door interactielijn 2 en om deze reden wordt vergelijking 39b gebruikt waarin het plastisch effect wordt meegenomen door het kwadrateren van het drukcomponent.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

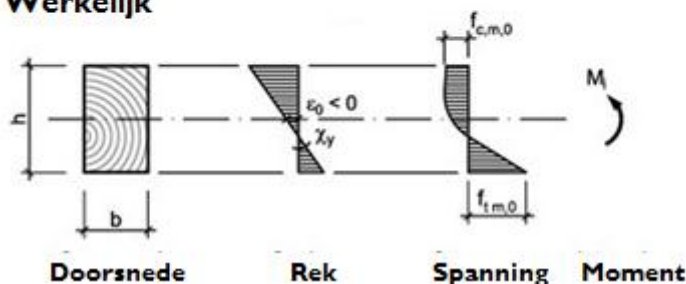


Figuur 56. Moment-normaalkracht interactiediagram gezaagd hout.

Theoretisch



Werkelijk



Figuur 57. (a) Het model volgens de richtlijnen (b) de werkelijke spanning en rekverdeling.

6.3.3 Opstellen M-N diagram voor de cases [gezond hout]

Voor een gezonde funderingspaal in combinatie met een betonplanger wordt een moment-normaalkrachtsdiagram (M-N diagram) opgesteld met behulp van de drie cases (Figuur 58). De M-N diagram kent twee belangrijke punten namelijk het snijpunt met de X-as die de situatie weergeeft waarin de gehele doorsnede onderhevig is aan druk (zuivere druk) en het snijpunt met de Y-as die overeenkomt met zuivere buiging. In het geval van een funderingspaal kan zuivere buiging niet optreden omdat altijd een normaalkracht aanwezig is ten gevolge van de bovenbelasting en daarnaast wordt het moment gecreëerd door een excentrische normaalkracht. Case 1 weergeeft het snijpunt met de x-as (vergelijking 40) en wordt gebruikt voor het opstellen van zowel de elastische als plastische interactie-lijn. Case 2 weergeeft de situatie waarbij net geen trekspanningen ontstaan en dit punt kan worden bepaald door het gelijkstellen van de normaalspanning aan de buigspanning. Voor de elastische interactielijn geldt vergelijking 41a en voor de plastische interactielijn geldt vergelijking 41b. Case 3 betreft een speciale situatie en de trekspanningen die optreden zijn gelimiteerd aan de sterkte loodrecht op de vezel van rondhout. Voor de elastische interactielijn geldt vergelijking 42a en voor de plastische interactielijn geldt vergelijking 42b.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.

Onderzoek

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right) \leq 1,0 \quad \text{(Vergelijking 40)}$$

$$\sigma_{m,d} = \sigma_{c,0,d} \quad \text{(Vergelijking 41a)}$$

$$\sigma_{m,d} = (\sigma_{c,0,d})^2 \quad \text{(Vergelijking 41b)}$$

$$\sigma_{c,0,d} - \sigma_{m,d} = f_{c:90:d} \quad \text{(Vergelijking 42a)}$$

$$\sigma_{c,0,d} - \sigma_{m,d} = f_{c:90:d} \quad \text{(Vergelijking 42b)}$$

Waarin:

$\sigma_{c,0,d}$:	drukspanning evenwijdig aan de vezelrichting	[N/mm ²]
$f_{c,0,d}$:	druksterkte evenwijdig aan de vezelrichting	[N/mm ²]
$\sigma_{m,d}$:	buigspanning	[N/mm ²]
$f_{m,d}$:	buigsterkte	[N/mm ²]
$f_{c9,0,d}$:	druksterkte loodrecht op de vezelrichting	[N/mm ²]

Met behulp van bovenstaande vergelijkingen wordt voor elke paalkop een moment-normaalkracht interactiediagram opgesteld. Hierbij wordt aangenomen dat in de paalkop geen aantasting aanwezig is waardoor er sprake is van een homogene doorsnede. In figuur 58 is voor verschillende diameters van de betonoplanger de combinaties weergegeven die mogelijk zijn en kunnen optreden in de doorsnede. We zien dat in het geval van een gezonde funderingspaal de draagkracht niet wordt beperkt door de capaciteit van de oplanger. In figuur 58 is ook het snijpunt met de Y-as weergegeven terwijl deze niet kan optreden. Hiervoor is gekozen aangezien deze afhankelijk is van de waarde van de normaalkracht. Waarbij moet worden opgemerkt dat het traject voorbij de knik case 3 weergeeft en alleen kan worden bereikt wanneer er sprake is van een eenzijdige horizontale belasting.

Het M-N diagram weergegeven in figuur 58 toont aan dat het van groot belang is dat de buigspanningen ten gevolge van een excentrische belasting worden beschouwd. De toegepaste sterktewaarden bedragen:

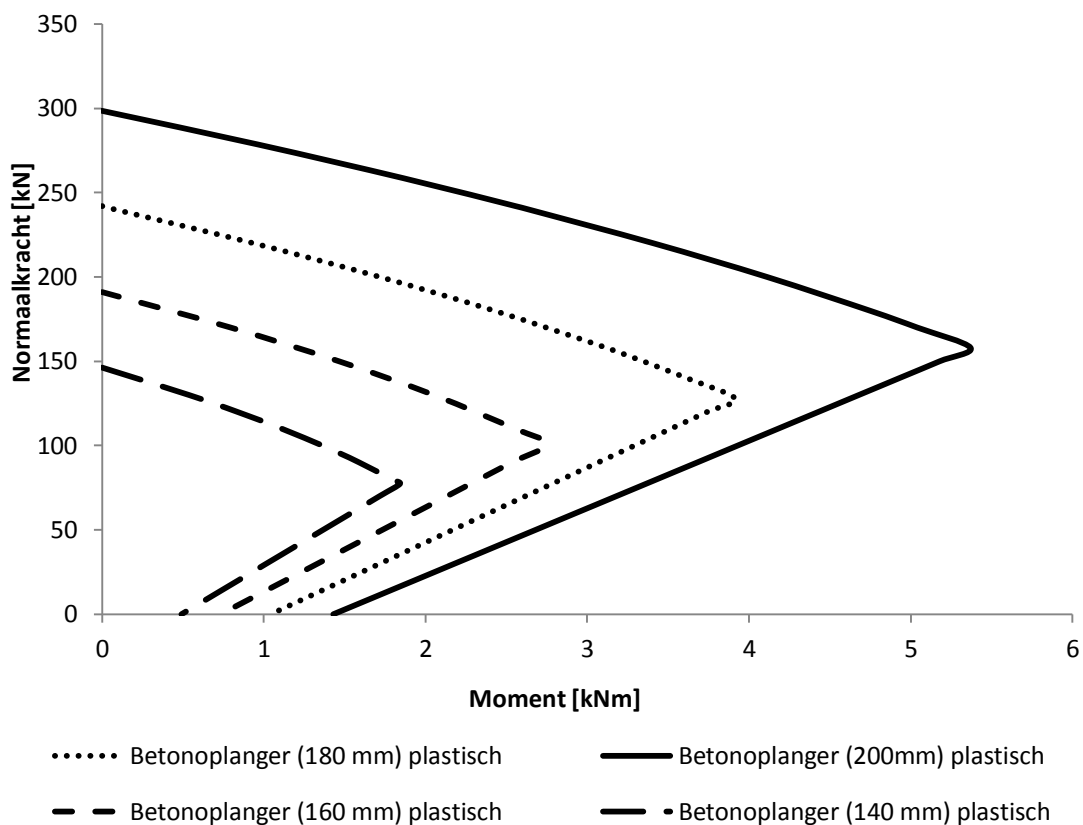
- druksterkte // vezel (belastingklasse 3 en $\omega=150-200\%$): **11,5 N/mm²**
- druksterkte \perp vezel (belastingklasse 3 en $\omega=150-200\%$): **1,82 N/mm² (Rensman 1994)**
- buigsterkte // vezel (belastingklasse 3 en $\omega=150-200\%$)²¹: **11,5 N/mm²**

6.3.4 Vertaling cases naar een aangetaste funderingspaal

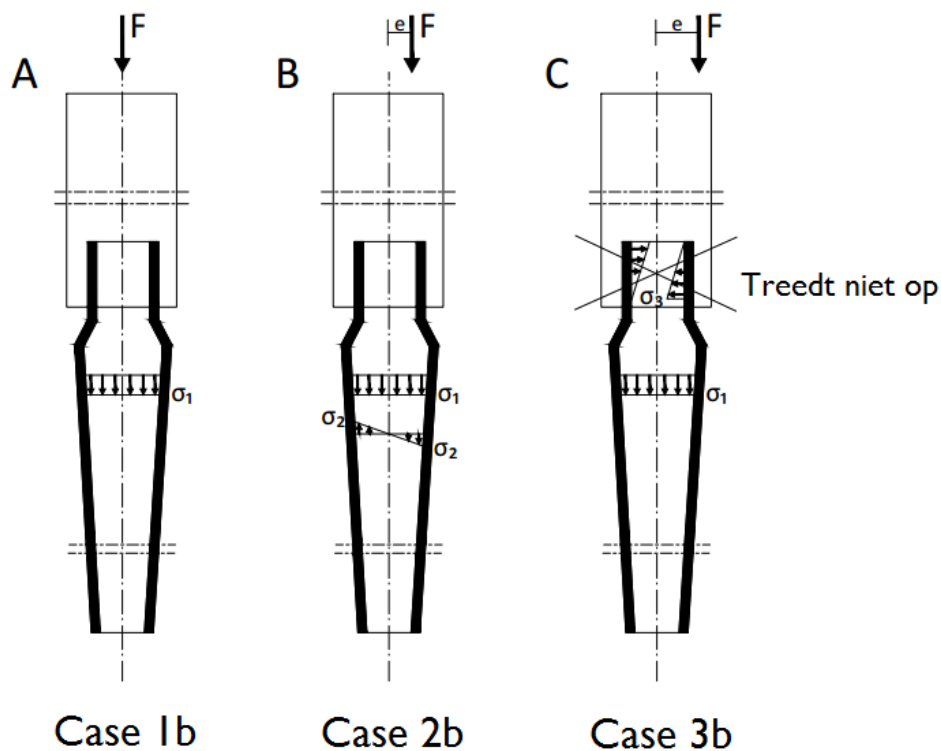
De drie cases (Figuur 55) zijn vertaald naar een aangetaste funderingspaal (Figuur 59) waarin is aangenomen dat over de gehele lengte van de funderingspaal bacteriële aantasting aanwezig is. Schimmelaantasting wordt hier niet beschouwd omdat de betonoplanger een extra lengte creëert waarover zuurstof aanwezig kan zijn. Case 3 kan niet optreden in het geval van een aangetaste funderingspaal omdat zowel de drukspanning (\perp vezel) en de trekspanning (// vezel) zeer klein zijn in aangetast hout. Bacteriële aantasting leidt tot een afbraak van het celwandcomponent cellulose en dit leidt tot een afname van de treksterkte in aangetaste hout. Voor het opstellen van een M-N diagram is dus het snijpunt met de X-as (maximale draagkracht) en het punt waar de excentriciteit van de belasting gelijk is aan de kernstraal van de doorsnede van toepassing. Voor een gezonde funderingspaal wordt de kernstraal bepaald door het gelijkstellen van de buigspanningen aan de normaalspanningen. Voor een inhomogene doorsnede is dit niet van toepassing aangezien in elke schil de waarde van de elasticiteitsmodulus varieert waardoor ook het verloop van de normaal- en buigspanningen varieert (Figuur 60).

²¹ Deze waarde is aangenomen aangezien de werkelijke waarden niet bekend is. Volgens de EN 408 is de buigsterkte evenwijdig aan de vezel in de buurt van de druksterkte gelegen.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek



Figuur 58. Moment-Normalkracht interactiediagram voor betonoplinger met gezonde paal.



Figuur 59. De modellen t.b.v. de verschillende krachswerkingen (aangetast hout).

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

Zoals beschreven in hoofdstuk 5 resulteert een normaalkracht in een constante rek en het moment in een lineair verlopende rek (Figuur 60). Beide rekken zijn onafhankelijk van elkaar en hebben een 'constant' verloop. De kernstraal van de doorsnede wordt dus bepaald door in plaats van de spanningen de rekken aan elkaar gelijk te stellen (Vergelijking 43).

$$\sigma_{\text{normaalspanning in schil } k} = \sigma_{\text{buigspanning in schil } k}$$

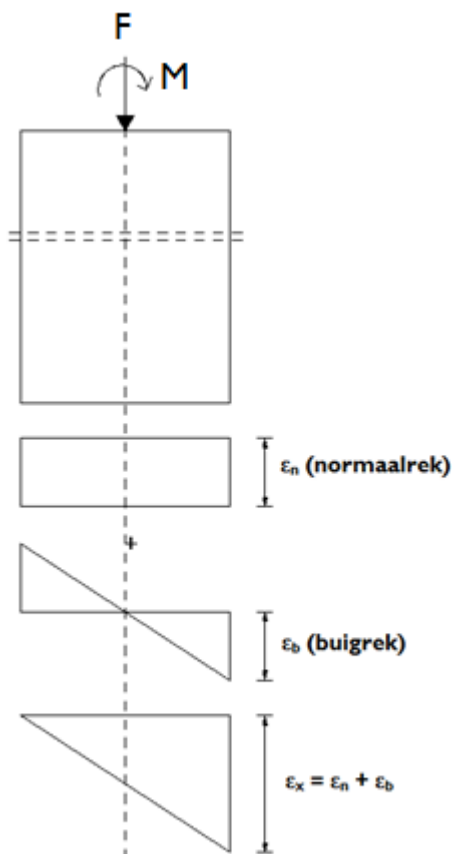
$$\varepsilon_n = \varepsilon_b$$

(Vergelijking 43)

$$\frac{N}{\sum E_i A_i} = \frac{M \cdot z}{\sum E_i I_i}$$

Waarin:

ε_n :	normaalrek in doorsnede	[‰]
ε_b :	buigrek in doorsnede	[‰]
A_i :	oppervlakte schil i	[mm ²]
E_i :	elasticiteitsmodulus schil i	[N/mm ²]
z :	afstand vezel tot zwaartelij	



Figuur 60. Verloop normaal -en buigrek voor een inhomogene doorsnede belast.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

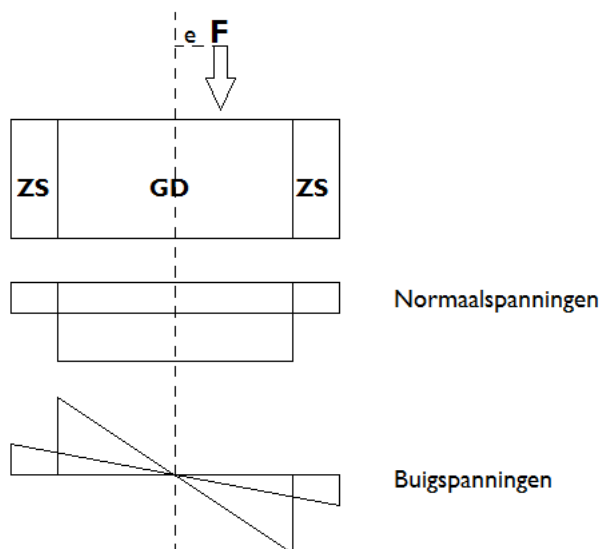
6.3.4.1 Opstellen M-N interactiediagram aangetast hout

Het verloop van de normaal- en buigspanningen in een inhomogene doorsnede is niet constant/lineair lineair en dit wordt toegelicht met behulp van het theoretische model gebaseerd op twee schillen (Figuur 61). In deze situatie valt het geometrisch zwaartepunt samen met het normaalkrachten-centrum van de doorsnede. Wordt deze doorsnede belast door een excentrische normaalkracht dan kan dit worden vertaald in een centrische normaalkracht en een moment (Figuur 55d). De verdeling van de normaal –en buigspanningen over de doorsnede is afhankelijk van de onderlinge verhouding van de stijfheid van de schillen.

In het theoretische model worden in de twee schillen verschillende waarden bereikt voor de draagkracht. Deze draagkracht is voor beide schillen de elastische draagkracht omdat deze bepaald is met behulp van de wet van Hooke. Voor de gehele doorsnede bedraagt de laagste waarde de elastische draagkracht van de doorsnede en de hoogste waarde de plastische draagkracht van de doorsnede. In dit onderzoek is het van belang om te onderzoeken welke combinaties van een normaalkracht en een moment kunnen optreden per schil (Figuur 62). De elastische interactielijnen behorend bij de twee schillen in het M-N interactiediagram worden opgesteld door het bepalen van het snijpunt met de x-as (zuivere druk) en het snijpunt met de y-as (zuivere buiging). Hierbij moet worden opgemerkt dat zuivere buiging niet kan optreden, maar alleen wordt bepaald voor het opstellen van het M-N diagram. De maximale bezwijkkracht voor de twee schillen is alreeds bepaald in hoofdstuk 5. In bijlage 4.4. is voor alle paalkoppen het maximale moment bepaald welke optreedt in de schil.

De waarde van de maximale draagkracht en moment per schil zijn weergegeven in tabel 19.

De interactielijnen gelden tot punt 2 (excentriciteit gelijk aan kernstraal doorsnede) en dit punt wordt bepaald door het quotiënt van het moment en de normaalkracht. Met behulp van een numeriek proces wordt onderzocht wanneer de excentriciteit gelijk is aan de kernstraal van de doorsnede. In het M-N diagram wordt de lineaire interactielijn afgekapt bij deze excentriciteit en de bijhorende waarden van het moment en de normaalkracht t.p.v. deze excentriciteit zijn weergegeven in tabel 19.

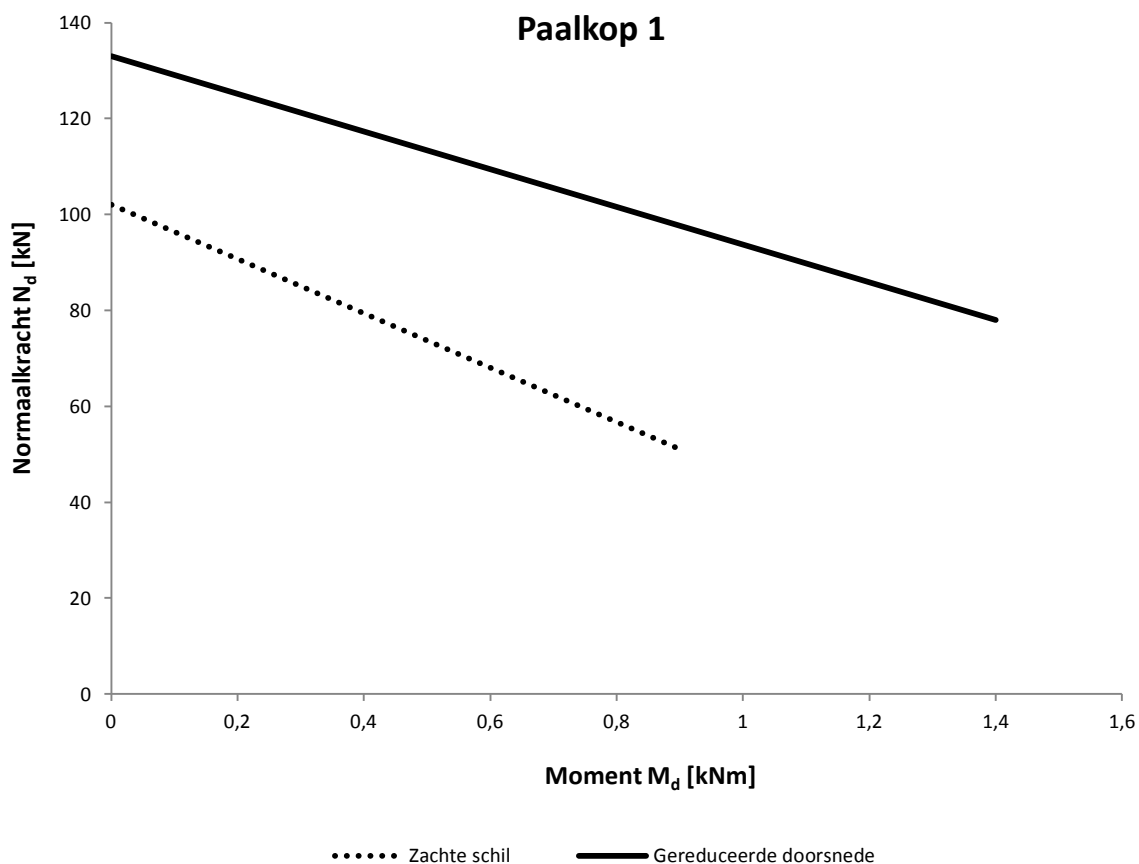


Figuur 61. Optredende spanningen in een inhomogene doorsnede.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

Tabel 19. Resultaten zuivere druk en zuivere buiging voor de vijf paalkoppen.²²

	Snijpunt y-as	Snijpunt x-as	e = kernstraal doorsnede	
	N_{max}	M_{max}	$N_{interactie}$	$M_{interactie}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
Paalkop 1				
Zachts schil	102	1,8	51	0,9
Gereduceerde doorsnede	133	3,4	78	1,4
Paalkop 2				
Zachts schil	79	4,2	71	0,4
Gereduceerde doorsnede	76	6,4	56	1,65
Paalkop 3				
Zachts schil	89	2,6	44	1,3
Gereduceerde doorsnede	179	7,6	10,6	3,1
Paalkop 4				
Zachts schil	57	1,9	28,2	0,96
Gereduceerde doorsnede	89	4,5	53	1,83
Paalkop 5				
Zachts schil	91	4,5	45	2,25
Gereduceerde doorsnede	97	7,7	65	2,95



Figuur 62. M-N diagram voor paalkop 1 ($d=210$ mm) [theoretisch model 2 schillen].

²² Voor het opstellen van de moment-normaalcracht interactiediagrammen zijn de sterktegegevens gebruikt bijhorend bij gezaagd hout. Ook zijn de buigspanningen (// vezel) gelijk aan de drukspanningen (// vezel)

7 Invloed biologische aantasting op de geotechnische draagkracht

In het Westen van Nederland bestaat de bodem voor een groot gedeelte uit een dik pakket van holocene klei- en veenlagen tot een diepte van ongeveer 12 á 17 meter onder N.A.P waarin de conusweerstand zeer lage waarden bereikt. Op een diepte vanaf ongeveer 12 á 17 meter onder N.A.P wordt een pleistocene zandlaag aangetroffen waarin hoge en zeer hoge conusweerstand kunnen optreden en hierdoor fungeert deze laag ideaal als funderingslaag. De hierboven situatie resulteert in een toepassing van een paalfundering aangezien de draagkrachtige laag op een te grote diepte is gelegen voor de toepassing van een strokenfundering. Een andere situatie waarin de toepassing van een paalfundering logisch is, is wanneer hoge geconcentreerde belastingen naar de funderingen moeten worden gebracht.

Een funderingspaal kan worden onderverdeeld in drie zones waarop de volgende krachten werken:

- paalkop: hierop grijpen de belastingen aan uit de bovenbouw
- paalschacht: op de paalschacht worden wrijvingskrachten door de grond uitgeoefend
- paalpunt: de paalpunt verkrijgt draagkracht in draagkrachtige zandlaag

De berekening van de geotechnische draagkracht van een paalfundering is zeer complex en is op het moment gebaseerd op theoretische concepten in combinatie met empirische factoren uit veldonderzoek. Deze complexiteit is te danken aan de installatiemethode die ervoor zorgt dat de omliggende grond in contact met de paalschacht, waarvan schachtwrijving wordt verkregen, compleet wordt verstoord. Ook de grond onder de paalkop wordt samengedrukt (of losser) in een orde die zo groot is dat het de puntdraagkracht beïnvloed. Ook na verloop van tijd treden veranderingen op die voornamelijk effect hebben op de schachtwrijving (Tomlinson & Woodward 2012). De draagkracht van een paalfundering wordt bepaald door de som van het component schachtwrijving Q_s en het component puntdraagkracht Q_p (Vergelijking 44). Het aandeel van deze componenten is afhankelijk van de grondopbouw.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad \text{(Vergelijking 44)}$$

7.1 Principe van positieve kleef

Positieve kleef treedt op wanneer de funderingspaal meer zakt dan de omliggende grond en mag over het algemeen alleen ontleend worden aan zandlagen, waaronder zich geen samendrukbare kleilagen mogen bevinden²³. De maximale schachtwrijvingskracht $F_{r:\max:\text{schacht}}$ die zich ontwikkelt rondom de funderingspaal kan worden bepaald met vergelijking 45 en is afhankelijk van de schuifsterkte van de zandlaag en dan met name de schuifsterkte in het contactvlak $p_{r:\max:\text{schacht}}$ (Tol 2008).

²³ Met uitzondering van een samendrukbare laag onder de draagkrachtige zandlaag.

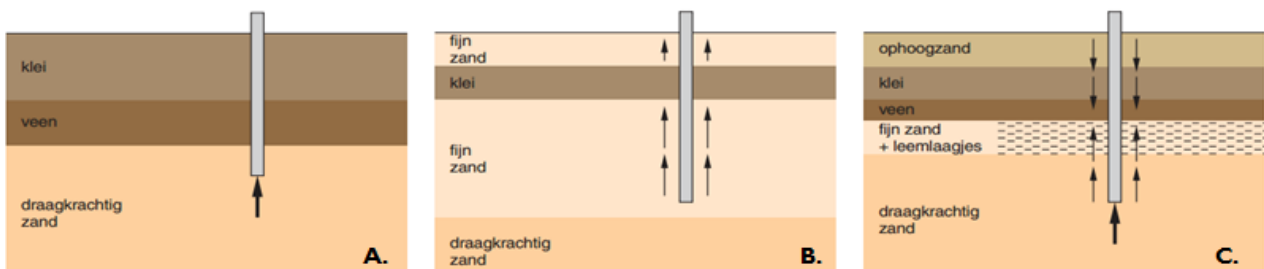
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

$$F_{r,max;schacht} = O_p \cdot \Delta_L \cdot p_{r,max;schacht} \quad \text{(Vergelijking 45)}$$

Waarin:

$F_{r,max;schacht}$:	maximaal optredende schachtwrijvingskracht.	[kN]
O_p :	omtrek paal	[m]
Δ_L :	lengte paal waarover positieve schachtwrijving aanwezig is	[m]
$p_{r,max;schacht}$:	optredende schachtwrijving/schuifspanning	[kN/m ²]

Ook de grondopbouw is afhankelijk van de mate waarin schachtwrijving optreedt. Zo treedt er geen positieve schachtwrijving op wanneer de funderingspaal over een te ondiepe lengte in de draagkrachtige zandlaag is geplaatst (Figuur 65a&b). De funderingspaal in figuur 65b wordt ook wel een kleefpaal genoemd omdat de draagkracht alleen wordt bepaald door het component schachtwrijving. In figuur 65c is naast positieve kleef ook sprake van negatieve kleef omdat door de belasting van het ophoogzand de ondergelegen kleilagen gaan consolideren en dus aan een zakking onderhevig zijn. Deze zakking resulteert in een neerwaarts gerichte wrijvingskracht en wordt beschouwd als een toename in de belasting.



Figuur 63. Grote schachtwrijvingskracht afhankelijk van grondopbouw.

7.1.1 Schuifsterkte in het contactvlak

De optredende schuifsterkte in het contactvlak wordt bepaald door de horizontale contactspanning (horizontale effectieve spanning) en de wrijvingshoek tussen de paalschacht en de omliggende grond (Vergelijking 46)(Figuur 64). De horizontale effectieve spanning wordt verkregen door het vermenigvuldigen van de verticale effectieve spanning met een horizontale gronddrukcoëfficiënt K_s . In de waarde van deze horizontale gronddrukcoëfficiënt zijn de effecten van zowel het oorspronkelijke spanningsniveau als de effecten van de paalinstallatie verwerkt. De waarde van de wandwrijvingshoek wordt voornamelijk bepaald door de ruwheid van het schachtmateriaal, met als bovengrens de waarde van de inwendige wrijvingshoek (Tol 2008).

$$p_{r,max;schacht} = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad \text{(Vergelijking 46)}$$

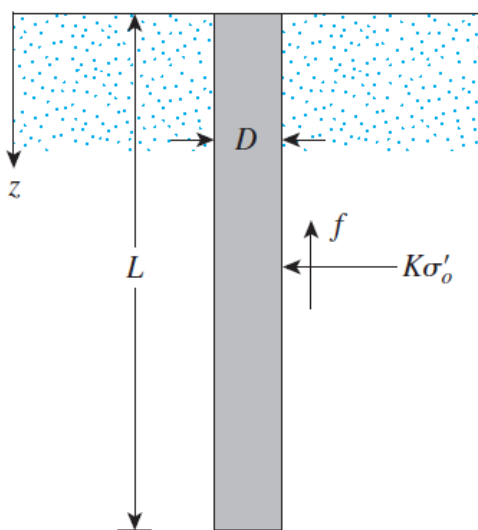
Waarin:

K_s :	horizontale gronddrukcoëfficiënt na het installeren van de paal	[-]
σ'_v :	gemiddelde effectieve verticale spanning over de laag waarover schachtwrijving wordt berekend	[kN/m ²]
σ'_h :	optredende horizontale spanning	[kN/m ²]
δ :	wrijvingshoek tussen schacht en grond (Tabel 21)	[°]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

Tabel 20. Waarden wandwrijvingshoek δ en horizontale gronddrukcoëfficiënt K_s (Tol 2008)

Paaltype	Wrijvingshoek δ	Gronddrukcoëfficiënt K_s	
		Relatieve dichtheid R_d	
		$R_d < 0,6$	$R_d > 0,6$
Grondverdringende palen			
- Prefab beton	$\frac{3}{4} \varphi$	1,0	2,0
- Houten paal	$\frac{2}{3} \varphi$	1,4	4,0
- In de grond gevormd	φ	1,0	2,0
- Stalen buis met voetplaat	20°	1,0	2,0
Weinig grondverdringende palen			
- Staalprofielen/open stalen buis	20°	0,5	1,0
Grond verwijderende		80% morteldruk-waterdruk	



Figuur 64. Positieve schachtwrijving.

7.1.2 Invloed aantasting op component positieve kleef

Voor het bepalen in welke mate bacteriële aantasting invloed heeft op het component schachtwrijving dient allereerst te worden onderzocht op welke onderdelen van vergelijking 45/46 deze invloed heeft. De maximale schachtwrijvingskracht wordt verkregen door het vermenigvuldigen van de schachtwrijving met het oppervlak waarover de wrijving aanwezig is (Vergelijking 45).

De waarde van de optredende schachtwrijving wordt bepaald door het vermenigvuldigen van de horizontale effectieve spanning met de tangens van de wrijvingshoek δ (Vergelijking 46). De horizontale effectieve spanning wordt verkregen door het vermenigvuldigen van de verticale effectieve spanning met een horizontale gronddrukcoëfficiënt. De verticale effectieve spanning wordt bepaald uit het gewicht van de bovengelegen grondmassa inclusief een eventuele bovenbelasting. De horizontale gronddrukcoëfficiënt wordt bepaald door zowel de installatiemethode als de geometrie van de funderingspaal. De installatiemethode van de funderingspaal bepaalt in grote mate de waarde van de horizontale effectieve spanningen. Een grondverdringende paal (heipaal) zorgt door middel van vibraties die ontstaan tijdens het heien dat in een zone van 1.5-2 maal de diameter de horizontale spanningen toenemen doordat de dichtheid toeneemt. Ook wordt de horizontale gronddrukcoëfficiënt onderverdeeld op basis van de relatieve dichtheid van de grond. Bacteriële aantasting zorgt ervoor dat het hout zachter wordt, maar door de totaal verzadigde toestand resulteert dit niet in een afname van de horizontale effectieve spanning.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Onderzoek

De enige factor die nog resteert, is de wandwrijvingshoek δ en deze is afhankelijk van de ruwheid van het schachtmateriaal. In tabel 20 staan voor verscheidende schachtmaterialen en installatiemethoden de waarden van de wandwrijvingshoek weergegeven. Uit de tabel blijkt dat de materialen met de meest ruwe oppervlakten (beton) hogere waarden bezitten dan gladde materialen (staal). Hierbij moet worden opgemerkt dat de gegevens weergegeven in tabel 20 conservatieve schattingen van de werkelijke waarde betreffen. De waarde van de wandwrijvingshoek voor houten funderingspalen is gebaseerd op 'nieuwe en gezonde' materialen waarin aantastingseffecten niet zijn beschouwd. Bacteriële aantasting zorgt naast de afbraak van het celwandcomponent cellulose ook voor het verslijmen van het hout. Dit betekent dat de ruwheid van het schachtmateriaal sterk wordt gereduceerd. De vijf paalkoppen die gebruikt zijn in dit onderzoek bezaten geen slijm laag meer omdat ze al uit de grond waren verwijderd en hierdoor kan dit effect niet worden onderzocht. In deze scriptie wordt onderzocht of naast het optreden van een slijm laag ook de structuur van het hout dermate veranderd dat dit invloed heeft op de positieve schachtwrijving. Hierbij worden proefstukken toegepast die vrij zijn van oneffenheden zoals vergroeide takjes etc. en voor de vergelijking worden ook gezonde proefstukken onderzocht.

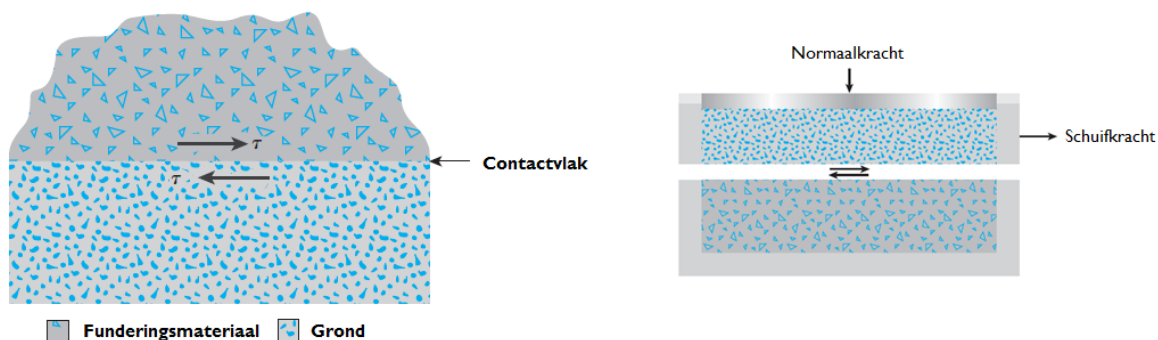
7.2 Bepaling wandwrijvingshoek ten gevolge van bacteriële aantasting

7.2.1 Directe schuifproef

Voor het bepalen van de (veranderde) schuifsterkte tussen de funderingspaal en de omliggende grond (Figuur 65) kan gebruik gemaakt worden van een directe schuifproef. Deze proef bestaat uit een afschuifbox waarvan de twee helften ten opzichte van elkaar kunnen bewegen (Figuur 65b). Ter plaatse van de bovenzijde van de afschuifbox wordt de belasting geplaatst op het afdekkapje die niet verbonden is aan de afschuifbox. De proef wordt uitgevoerd met een constante verticale normaalkracht en de optredende schuifkracht wordt bepaald. Door het herhaaldelijk uitvoeren van deze proef bij verschillende constante waarden van de normaalkracht kan de wand- wrijvingshoek worden bepaald met behulp van vergelijking 47.

$$\tan \delta = \frac{F_s}{N} \rightarrow \delta = \tan^{-1} \frac{F_s}{N}$$

(Vergelijking 47)

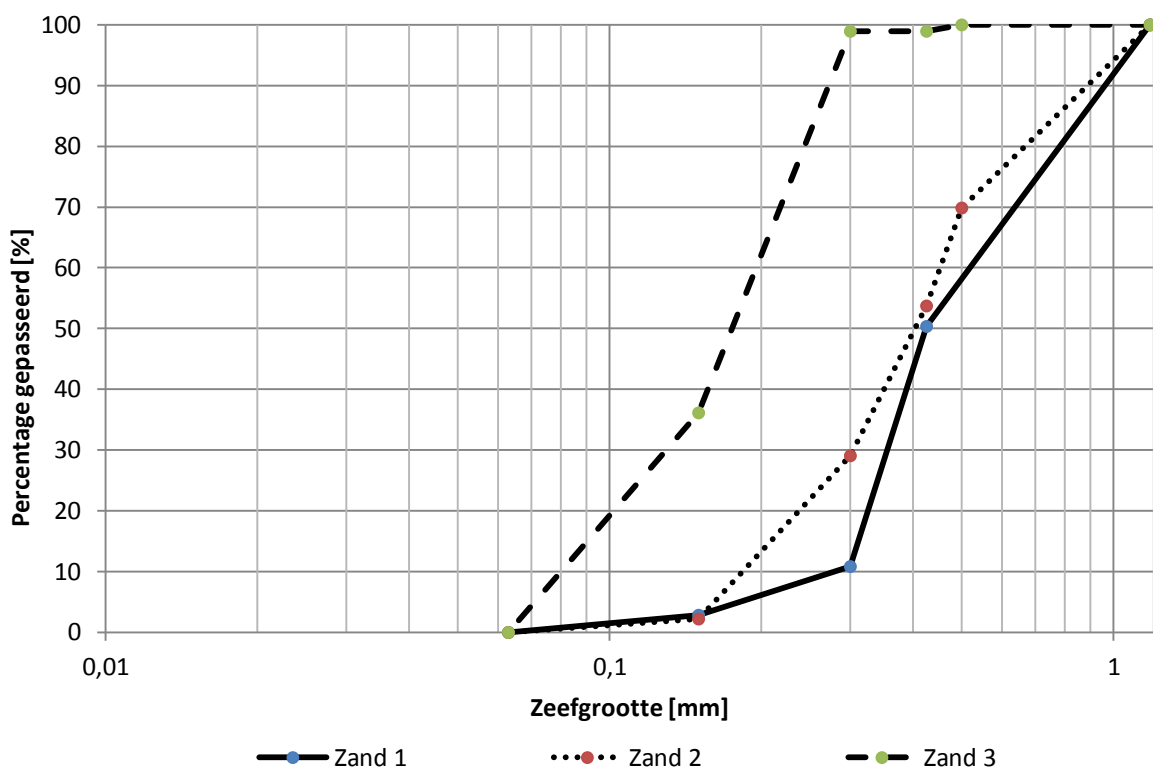


Figuur 65. Vertaling schuifsterkte in contactvlak naar een directe schuifproef.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

7.2.1.1 Bepaling wandwrijvingshoek δ met behulp van de directe schuifproef

Uit de literatuur (Acar et al 1982)(Das 2011) is gebleken dat de wandwrijvingshoek δ afhankelijk is van de ruwheid van het schachtoppervlak, de dichtheid, de korrelgrootte/vorm en de vervormingssnelheid. Uit de literatuur (Al-Mhaidib 2006) blijkt dat de vervormingssnelheid van invloed is op de waarde van de wandwrijvingshoek δ en inwendige wrijvingshoek φ , maar geen invloed heeft op de verhouding van deze twee factoren. Om deze reden wordt er maar een vervormingssnelheid gebruikt (1mm/minuut). Voor het in rekening brengen van verschillende dichtheden en korrelgrootte/vorm worden drie verschillende zandsoorten toegepast. De graderingscurve van deze zandsoorten is weergegeven in figuur 66 en volgens het zandclassificatie systeem zijn de drie zandsoorten slecht gegradeerd. Alle drie de zandsoorten leiden tot een uniformiteit coëfficiënt kleiner dan 4 wat betekend dat de drie zandsoorten uniform zijn gegradeerd (Vergelijking 48). De proeven zijn uitgevoerd bij een volume gewicht tussen de 13,49 kN/m³ en 17,08 kN/m³.



Figuur 66. Korrelverdeling toegepaste zandsoorten.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,57}{0,28} = 2,04$$

Zandsoort 1 (Vergelijking 48a)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,46}{0,2} = 2,3$$

Zandsoort 2 (Vergelijking 48b)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,21}{0,09} = 2,33$$

Zandsoort 3 (Vergelijking 48c)

Waarin:

- C_u : uniformiteitscoëfficiënt [-]
- D_{60} : effectieve grootte van de grootste korrel van de kleinste 60% [mm]
- D_{10} : effectieve grootte van de grootste korrel van de kleinste 10% [mm]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

7.2.1.2 Proefstukken

De proefstukken worden uit de paalschacht van de vijf paalkoppen verkregen (Figuur 67)(Tabel 21). Een nadeel hiervan is dat de paalkoppen onderhevig zijn aan een combinatie van bacteriële aantasting en hyfen. In de praktijk treedt er geen schimmelaantasting op ter plaatse van de paalpunt (m.u.v. korte palen). In de proefstukken van paalschacht 4 en 5 is er sprake van respectievelijk ernstig aangetast grenen en totaal vernietigd grenen. De proefstukken uit paalkop 3 behoren tot ernstig aangetast vuren. De twee gezonde proefstukken zijn verkregen uit een vuren paal en een Douglas paal. Vanwege het beperkte gezonde proefmateriaal zijn ook MDF-blokjes beproefd.



Figuur 67. Voorbeeld van toegepaste proefstukken.

Tabel 21. Samenvatting proefstukken.

Proefstukken	Aantastingsintensiteit	N (aantal proefstukken)
Paalkop 3 (vuren)	Ernstig	13
Paalkop 4 (grenen)	Ernstig	12
Paalkop 5 (grenen)	Totale vernietiging	12
Vuren	Gezond	1
Douglas	Gezond	1
MDF ²⁴	Gezond	3

7.2.2 Resultaten experiment

7.2.2.1 Effectieve inwendige wrijvingshoek φ'

De effectieve inwendige wrijvingshoek φ' is bepaald voor de drie zandsoorten bij een normaalkracht van 200, 400, 900 en 1400 N en een constante dichtheid. Per zandsoort zijn de combinaties van normaalspanning en schuifspanning tegen elkaar uitgezet. Door middel van een lineaire trendlijn wordt het gemiddelde van de punten bepaald (Figuur 68). De hoek van deze lijn met de horizontale as bedraagt de effectieve inwendige wrijvingshoek φ' . Door zandsoort I ook te beproeven bij een set van 150, 300, 400 en 550 N kan de invloed van de grootte van de normaalspanning worden bepaald. Vergelijken we zandsoort I in beide tabellen dan blijkt er sprake van een nihil verschil (Tabel 22 en 23).

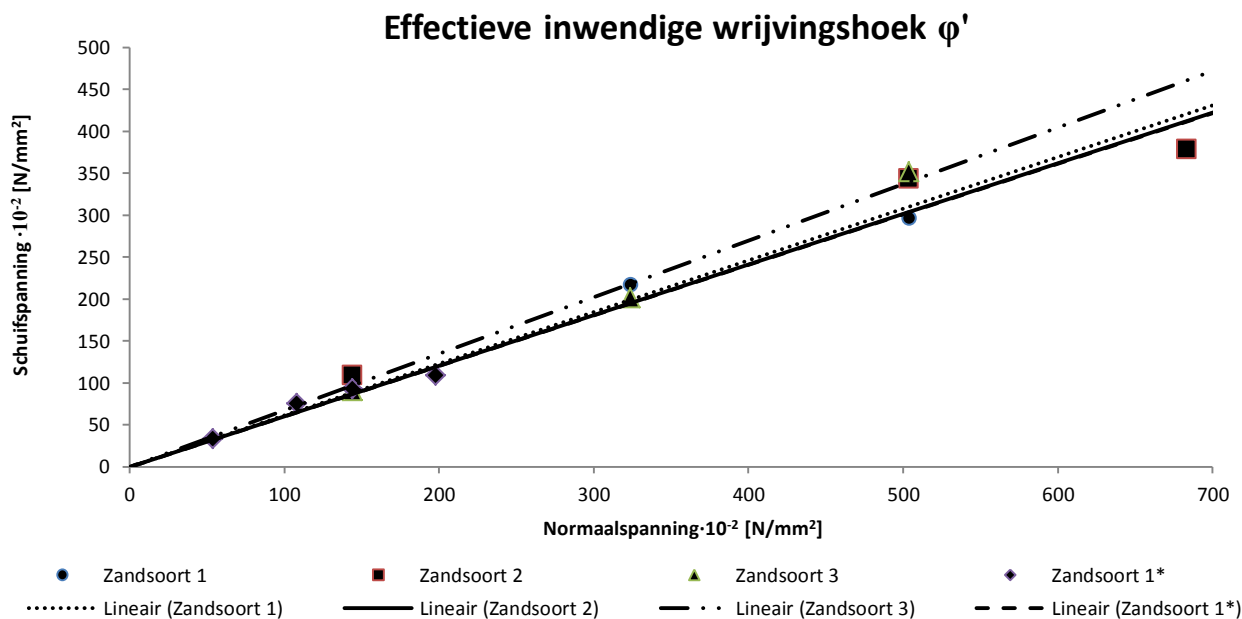
Tabel 22. Inwendige wrijvingshoek zand bij een constante normaalkracht van 400, 900, 1400 en 1200.

Zandsoort	Effectieve inwendige wrijvingshoek φ'
1	31,62
2	31,11
3	33,96

Tabel 23. Inwendige wrijvingshoek zand bij een constante normaalkracht van 150, 300, 400 en 550 N.

Zand	Effectieve inwendige wrijvingshoek φ'
1*	31,09

²⁴ Vanwege de beperkte beschikbaarheid zijn er ook proeven vervaardigd op MDF-blokjes.



Figuur 68. Bepaling van de effectieve inwendige wrijvingshoek.

7.2.2.2 Effectieve wandwrijvingshoek δ' gezond hout

De wandwrijvingshoek wordt allereerst bepaald voor gezond vuren –en douglas. Helaas was er vanwege de beschikbaarheid van het materiaal, maar voor elke houtsoort één proefstuk beschikbaar. In tegenstelling tot veel van de aangetaste proefstukken bezitten deze proefstukken maar een kleine bolling. In figuur 69 zijn de resultaten van de directe schuifproef weergegeven en duidelijk is te zien dat deze twee bijna een gelijke waarde bezitten (Tabel 24). Naast de proefstukken uit het schachtmateriaal hebben ook proeven plaatsgevonden op gezaagd hout (MDF blokjes). In de meetresultaten behorend bij zand 1 en 2 was er sprake van afwijkende meetwaarde waardoor de R^2 sterk afneemt. Voor deze proefstukken wordt de wandwrijvingshoek nogmaals berekend zonder de invloed van de afwijkende meetwaarden en op deze manier is de onder –en bovengrens bepaald van de wandwrijvingshoek (Tabel 25). Met behulp van onderstaande twee tabellen kunnen we aannemen de wandwrijvingshoek voor gezond hout tussen de $0,9-1 \delta' / \varphi'$ is gelegen. Ook blijkt dat MDF 'gladder' is dan gezond hout aangezien lagere waarden voor de δ' / φ' worden bereikt.

Tabel 24. Effectieve wandwrijvingshoek δ' zand bij een constante normaalkracht van 400, 900, 1400 en 1500 N²⁵.

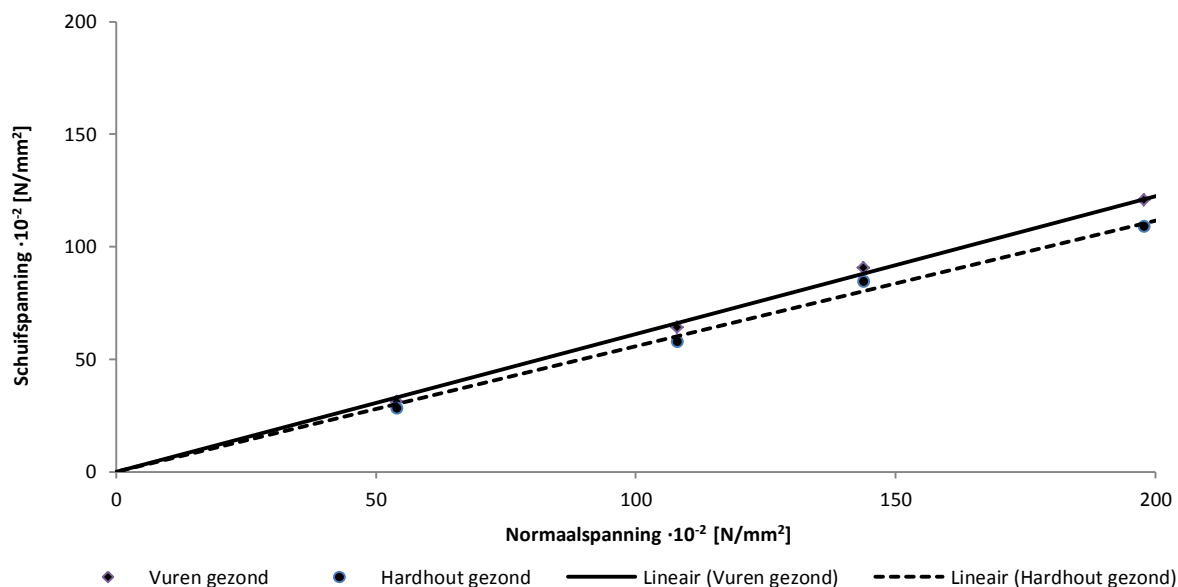
Houtsoort	Effectieve wandwrijvingshoek δ'	Effectieve inwendige wrijvingshoek φ'	Verhouding δ' / φ'
Vuren-Zand I	31,48	31,09	$\approx 1,0$
Douglas-Zand I	29,15	31,09	$\approx 0,94$

Tabel 25. Effectieve wandwrijvingshoek δ' zand bij een constante normaalkracht van 150, 300, 400 en 550 N²⁵.

Houtsoort	Effectieve wandwrijvingshoek δ'	effectieve inwendige wrijvingshoek φ'	Verhouding δ' / φ'
MDF-Zand 1	29,81-27	31,62	$\approx 0,94-0,85$
MDF-Zand 2	28-22,82	31,11	$\approx 0,9-0,73$
MDF- Zand 3	30,18	33,96	$\approx 0,89$

²⁵ Berekeningen bijlage 5.

Effectieve wandwrijvingshoek δ' gezond hout (Zand 1)



Figuur 69. Bepaling van de effectieve wandwrijvingshoek voor gezond hout.

7.2.2.3 Effectieve wandwrijvingshoek δ' aangetast hout

In tabel 26 zijn de waarden van de wandwrijvingshoek weergegeven voor de proefstukken voor de drie verschillende zandsoorten. Wanneer we deze waarden vergelijken met tabel 23 blijkt dat de wandwrijvingshoek niet afneemt en dus de houtstructuur ook niet verandert. Het effect van de slijmlaag dient te worden bepaald met behulp van vervolgonderzoek.

Tabel 26. Gemiddelde wandwrijvingshoek zand-hout bij een constante normaalkracht van 400, 900, 1400 en 1200²⁶.

Paalkop	Serie	Zandsoort	δ	φ	δ/φ
4	-	1	28,69	31,62	0,91
4	-	2	30,39	31,11	0,98
4	-	3	33,19	33,01	1,00
5	-	1	26,35	31,62	0,84
5	-	2	31,69	31,11	1,02
5	-	3	30,69	33,96	0,91
3	-	1	30,61	31,62	0,97
3	-	2	31,02	31,11	1,0
3	-	3	26,74	33,96	0,79

²⁶ Berekeningen bijlage 5

8 Conclusies & aanbevelingen

In deze scriptie is onderzocht wat de resterende (geotechnische) draagkracht bedraagt van bestaande houten funderingspalen. Zoals beschreven in hoofdstuk 2 heeft voornamelijk de beschikbaarheid en de geschiktheid van het proefmateriaal bijgedragen aan de vorm van het onderzoek. In de volgende drie paragrafen wordt per bezwijkmodel de conclusies en aanbevelingen weergegeven.

8.1 Bezwijkmodel IA- Constructieve draagkracht van de doorsnede

Uit onderzoek is gebleken dat de huidige berekeningsmethode resulteert in veilige waarden. Een nadeel van deze methode is dat er geen rekening wordt gehouden met de buigspanningen die optreden ten gevolge van een excentrische normaalkracht. Uit hoofdstuk 6 is gebleken dat ten gevolge van een toenemende excentriciteit de draagkracht sterk reduceert. De huidige methode is goed bruikbaar voor funderingsherstel van de twee historische varianten omdat in deze varianten de draagkracht gelimiteerd is aan de draagkracht van het horizontale funderingshout. Voor de moderne variant kan de methode worden gebruikt als eerste benadering van het draagvermogen. Blijkt de doorsnede ruim te voldoen dan is er geen extra onderzoek benodigd. Blijkt de doorsnedetoets (bijna) niet te voldoen dan kan de draagkracht worden berekend volgens het theoretische model. Het theoretische is opgesteld aan de hand van vijf paalkoppen en voor de verdere ontwikkeling van dit model is vervolgonderzoek benodigd. Zo zijn gegevens benodigd van meerdere locaties en dieptes in de funderingspaal. Ook is het van belang dat het verloop van het vochtgehalte en bulkdichtheid met behulp van kleinere proefstukken in kaart wordt gebracht. Ook dienen de gevonden relaties tussen de inslagwaarde en de bulkdichtheid/elasticiteitsmodulus te worden gecontroleerd met behulp van rondhout.

8.2 Bezwijkmodel IB- Constructieve draagkracht van de fundering (historische variant)

Uit het onderzoek is gebleken dat de huidige berekeningsmethode (CURnet/SBR/F3O) en de methode volgens de NEN-EN-1995-1 resulteert in een overschatting van de waarden' vanwege de zeer conservatieve benadering van de spanningsspreiding. De overschatting van deze waarden leidt niet tot een overschrijding van de sterkte (vanwege verloop spanning-rek curve), maar in een toename van de vervormingen. In hoeverre de funderingsconstructie (kesp) mag vervormen dient nog te worden onderzocht. Het model wat dient te worden toegepast voor de draagkracht loodrecht op de vezel betreft het Van der Put model in combinatie met een driedimensionale spanningsspreiding. Voor de praktijk dient een sterkte $f_{c,0,d}$ van 1,5 N/mm² te worden toegepast aangezien deze geldt voor volledig verzadigd hout. Deze waarde is analytisch bepaald en dient nog te worden gecontroleerd door experimenteel onderzoek. In dit onderzoek is een methode bedacht om de draagkracht loodrecht op de vezel voor een aangetaste kesp te bepalen. Deze dient ook nader te worden onderzocht met behulp van experimenten in vervolgonderzoek.

In deze scriptie is uitgegaan van een centrische belasting in de kesp waardoor alleen normaalspanningen optreden. De kesp kan bijvoorbeeld op buiging worden belast wanneer de funderingspalen op een te grote afstand van elkaar zijn geplaatst. Al de mogelijke krachtswerkingen dienen te worden onderzocht op kesp die onderhevig zijn aan aantasting.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

8.3 Bezwijkmodel 1B- Constructieve draagkracht van de fundering (moderne variant)

In het geval van de moderne variant (betonoplanger) is de sterkte van de verbinding niet maatgevend. Om deze reden wordt onderzocht wat het effect is van een excentrische normaalkracht op de draagkracht van een funderingspaal. Voor een gezonde funderingspaal kan het M-N interactiediagram worden opgesteld met behulp van drie cases: (1) centrische normaalkracht, (2) excentrische normaalkracht (e =kernstraal doorsnede) en (3) een excentrische normaalkracht gelegen voorbij de kernstraal van de doorsnede. Hierbij moet worden opgemerkt dat de laatstgenoemde alleen kan optreden ten gevolge van een eenzijdige horizontale belasting door de omliggende grond. In het geval van een aangetaste funderingspaal kan alleen een centrische normaalkracht optreden of een excentrische normaalkracht waarbij de maximale excentriciteit gelijk is aan de kernstraal van de doorsnede. De opgestelde M-N diagrammen weergeven de mogelijke combinaties van moment en normaalkracht per schil. In beide M-N diagrammen (aangetast en niet-aangetast) is voor de buigspanningen dezelfde waarde aangenomen als voor de druksterkte. De buigsterkte van zowel beperkt aangetast als niet aangetast hout dient te worden onderzocht in vervolgonderzoek.

Uit de modellen is gebleken dat de buigspanningen ten gevolge van een excentrische normaalkracht dienen te worden beschouwd aangezien deze de draagkracht sterk reduceren.

8.4 Bezwijkmodel 2- Component schachtwrijving

Vanwege de beschikbaarheid van het materiaal kon alleen het effect van een eventueel veranderde structuur worden onderzocht. Door uit te gaan van schone en droge proefstukken wordt als het ware de bovengrens van de wandwrijvingshoek bepaald. De invloed van de slijmlaag die ontstaat tussen het aangetaste hout en de omliggende grond zal mogelijk bijdragen aan een verlaging van de wandwrijvingshoek en dit moet worden geverifieerd door vervolgonderzoek. Geconcludeerd kan worden dat de huidige waarde van de wandwrijvingshoek $\delta(2/3\phi)$ resulteert in veilige waarden.

9 Bronnenlijst

9.1 Literatuur

- ScienceDirect
Klaassen, R.K.W.M. (2008). Bacterial decay in wooden foundation piles—Patterns and causes: A study of historical pile foundations in the Netherlands *International Biodeterioration & Biodegradation*, Volume 61, Issue 1, January 2008, Pages 45-60. Gedownload op 1 januari 2014, <http://www.journals.elsevier.com/international-biodeterioration-and-biodegradation>
- ScienceDirect
Klaassen, R.K.W.M., Creemers J.G.M. (2012) Wooden foundation piles and its underestimated relevance for cultural heritage. *Journal of Cultural Heritage*, Volume 13, Issue 3, Supplement, September 2014, Pages S123-S128. Gedownload op 1 januari 2012, van <http://www.sciencedirect.com/science/journal/12962074>
- Kenniscentrum Aanpak Funderingsproblematiek. (2012). *Kapstok refundering*. Geraadpleegd op 1 januari 2014 van, http://www.kcaf.nl/site/images/uploads_pdf/2012.05.11_kapstok_.pdf
- ScienceDirect
Klaassen, R.K.W.M., Overeem, B.S. (2012) Factors that influence the speed of bacterial wood degradation. *Journal of Cultural Heritage*, Volume 13, Issue 3, Supplement, September 2012, S129-S134. Gedownload op 1 januari 2014, van <http://www.sciencedirect.com/science/journal/12962074>
- Leijten, A.J.M. et al. (2010). Structural design for compression strength perpendicular to the grain of timber beams. Geraadpleegd op 1 januari 2014, van <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061809003080>
- Sas, F. (2007). *De houten funderingspaal doorgezaagd: Rekenen aan een sterk verouderde houten paalfundering*. Geraadpleegd op 1 januari 2014, van http://www.zuid.amsterdam.nl/publish/pages/264478/de_houtenpaal_fundering_doorgezaagd_2011.pdf
- Van der Put T.A.C.M. (2006a). Derivation of the shear strength of continuous beams. Delft and CIBW18/41 Geraadpleegd op 1 januari 2014, van www.dwsf.nl/downloads.html
- Theiler, M. et al. (2013). Strain-based calculation model for centrally and eccentrically loaded timber columns. Geraadpleegd op 1 januari 2014, van <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029613003155>

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Onderzoek

9.1.1 Powerpoints

- Klaassen 2012. Houtaantasting: ontstaan en consequenties. Module F3O cursus. Beoordelen van houten paalfunderingen onder gebouwen.
- Klaassen 2004. Van boom tot heipaal. Module in SHR cursus houtonderzoek bij funderingsinspecties.
- Klaassen 2004. Bemonsteren van houten heipalen. Module in SHR cursus houtonderzoek bij funderingsinspecties.
- Klaassen 2004. Labonderzoek. Module in SHR cursus houtonderzoek bij funderingsinspecties.
- Klaassen 2007. Draagkracht van houten funderingspalen. Module in SHR cursus houtonderzoek bij funderingsinspecties.
- Klaassen 2004. Bemonsteren van houten heipalen. Module in SHR cursus houtonderzoek bij funderingsinspecties.
- Klaassen, R.K.W.M. et al. (2005). *Final report EU project BACPOLES EVK4-CT-2001-00043: preserving cultural heritage by preventing bacterial decay of wood in foundation piles and archaeological sites*. Wageningen.
- Welleman 2014. Plasticiteitsleer. Technische universiteit Delft.
- Wu, J.H. Juvenile and reaction wood. National Chung Hsing University.

9.1.2 Boeken & Dictaten

- Bodig, J., Jayne, B.A. (1982). *Mechanics of wood and woodcomposites*. Van Nostrand Reinhold company.
- Collins, J.G. (2002). *Timber Pile Design and construction manual*. Timber piling council.
- Cur Bouw en infra. (2012). *Handboek funderingsherstel*. [pdf]
- Das, M.B. (2006). *Principles of geotechnical Engineering Sixth edition*. Ontario: Thomson.
- Edlund, B. (1995). *Timber engineering- step 1*. Salland De Lange. Netherlands.
- Huang, J.C. (2012). *Wood Handbook: Wood as an engineering material*. Madison Winsconsin.
- Hartsuijker, C., Welleman, H. (2011). *Niet-symmetrische en inhomogene doorsnede*. Technische Universiteit Delft.
- Janssen, H.J.M. (2011). *Dictaat Constructief gedrag van elementen (Mechanica 4)*. Eindhoven: Technische Universiteit Eindhoven.
- Janssen, H.J.M. (2011). *Dictaat Spanningen in en Vervormingen van constructies (Mechanica 2)*. Eindhoven: Technische Universiteit Eindhoven.
- McKenzie, W.M.C., Zhang, B. (2007). *Design of structural timber to Eurocode 5*. Trowbridge: Cromwell press Ltd.
- Smith, I. (2009). *Smith's elements of soil mechanics*. Oxford: Blackwell publishing.
- Tomlinson, M., Woodward, J. (2008). *Pile Design and construction practice*. Oxon: Taylor & Francis.
- Van Tol, A.F. (2003) *Dictaat Funderingstechnieken: Ontwerpaspecten CT2330*. Technische Universiteit Delft.
- Verruijt, A. *Grondmechanica*. Technische Universiteit Delft.
- Welleman, J.W., Dolfig, A., Hartman, J.W. (2002). *Basisboek Toegepast Mechanica*. Utrecht/Zuthpen: Thiememeulenhoff.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Onderzoek

9.1.3 Normen & Richtlijnen

- Europese Commissie voor Normalisatie. (2002). Eurocode 0: Grondslagen constructief ontwerp.
- Europese Commissie voor Normalisatie. (2002) Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-1: Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen.
- Europese Commissie voor Normalisatie. (2011). Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen.
- Europese Commissie voor Normalisatie. (2004). Eurocode 5: Ontwerp en berekening van Houtconstructies – Deel 1-1: Algemeen –Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen.
- Europese Commissie voor Normalisatie (2005). Eurocode 7- Geotechnisch ontwerp Deel 1: Algemene regels.

9.1.4 Rapportages/ Readers/Thesis

- Acar, Y.B., Durgunoglu, H.T. and Tumay, M.T (1982). Interface properties of sand. Journal of geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. 4, pp.648-654.
- Blass HJ, Görlacher R. *Compression perpendicular to the grain*. In: Proceedings of world conference timber engineering, vol. 2, Finland: 2004; p. 435–40.
- Centrum Hout. (1987). *Houten heipalen*. Centrum Hout.
- Cherqaoui, I. (2006). *Door grond horizontaal belaste palen*. Technische universiteit Delft.
- F3O. (2011). *F3O Richtlijn: Onderzoek en beoordeling van houten paalfunderingen onder gebouwen*. Rapportnummer: 978-90-816732-1-1.
- Jorissen, A. (1997). *Modificatiefactor en belastingduur*. Technische Houtdocumentatie.
- Jorissen, A. (2013). *Timber structures 3: General topics*. Technische Universiteit Eindhoven.
- Jorissen, A. (2013). *Timber structures 3: Roundwoods structures*. Technische Universiteit Eindhoven.
- Jorissen A. (2013). *Stabiliteit van houten staven met rechthoekige doorsnede: Mechanica 7b*. Technische Universiteit Eindhoven.
- Kivi Niria afdeling geotechniek. (2008). Eurocode 7- Achtergrond en voorbeeldberekeningen.
- Klaassen, R.K.W.M., den Nijs P.J.M., van Beusekom G.W. (2000). *Bacteriële aantasting van houten palen; literatuur studie en inventarisatie van de Nederlandse situatie*.
- Klaassen, R.K.W.M. et al. (2005). *Final report EU project BACPOLES EVK4-CT-2001-00043: preserving cultural heritage by preventing bacterial decay of wood in foundation piles and archaeological sites*. Wageningen.
- Klaassen R., Vosslamber W.F.B. (2006). *Vertaling van indringdiepten, bepaald met Pilodyn, naar sterkteverlies*. Rapportnummer: 20.037. SHR Hout Research Wageningen.
- Kuilen van de, J.W.G. (1994). *Bepaling van de karakteristieke druksterkte van houten heipalen*. Rapportnummer 94-con-RO271. Delft: Toegepast-Natuurwetenschappelijk Onderzoek.
- Kuilen van de, J.W.G. (1995). *Houten heipalen*. Technische Houtdocumentatie.
- Nobel, W. (2014) *De druksterkte van een kesp- Druksterkte loodrecht op de vezel*. Technische Universiteit Delft.
- Persson, P. (2000). *MicroMechanical modelling of wood and fibre properties: Doctoral Thesis*. Lund University, Sweden.
- Persson, J. (2011). *Numerical analysis of compression perpendicular to the grain in glulam beams with and without reinforcement. : Master dissertation*. Lund university, Sweden.
- Rensman, S. (1996). *Verbinding betonnen oplangers met houten palen*. Centrum Hout
- Tsehaye, A. (1995). *Within –and between-tree variations in the wood quality of radiate pine*. University of Canterbury.

10 Verantwoording figuren

1. Eigen vervaardiging
2. Eigen vervaardiging
3. Eigen vervaardiging
4. Eigen vervaardiging naar: Cur Bouw en infra. (2012). *Handboek funderingsherstel*. [pdf]
5. Jorissen, A. (2013). *Timber structures 3: General topics*. Technische Universiteit Eindhoven.
6. Persson, P. (2000). *MicroMechanical modelling of wood and fibre properties: Doctoral Thesis*. Lund University, Sweden.
7. Eigen vervaardiging
8. Persson, P. (2000). *MicroMechanical modelling of wood and fibre properties: Doctoral Thesis*. Lund University, Sweden.
9. Jorissen, A. (2013). *Timber structures 3: General topics*. Technische Universiteit Eindhoven.
10. Wu, J.H. *Juvenile and reaction wood*. [Powerpoint]. National Chung Hsing University.
11. Wu, J.H. *Juvenile and reaction wood*. [Powerpoint]. National Chung Hsing University.
12. Tsehaye, A. (1995). *Within –and between-tree variations in the wood quality of radiate pine*. University of Canterbury.
13. Eigen vervaardiging
14. Eigen vervaardiging
15. Eigen vervaardiging
16. Eigen vervaardiging
17. Eigen vervaardiging
18. Eigen vervaardiging
19. Eigen vervaardiging
20. Eigen vervaardiging
21. Eigen vervaardiging
22. Eigen vervaardiging
23. Theiler, M. et al. (2013). *Strain-based calculation model for centrally and eccentrically loaded timber columns*.
24. SBR/CURnet/F30 Richtlijn (2011): *Onderzoek en beoordeling van houten paalfunderingen onder gebouwen*. Rapportnummer: 978-90-816732-1-1.
25. SBR/CURnet/F30 Richtlijn (2011): *Onderzoek en beoordeling van houten paalfunderingen onder gebouwen*. Rapportnummer: 978-90-816732-1-1.
26. Eigen vervaardiging
27. Eigen vervaardiging
28. Eigen vervaardiging
29. Eigen vervaardiging
30. Eigen vervaardiging
31. Eigen vervaardiging
32. Eigen vervaardiging
33. Eigen vervaardiging
34. Eigen vervaardiging
35. Eigen vervaardiging
36. Eigen vervaardiging
37. Eigen vervaardiging
38. Eigen vervaardiging
39. Eigen vervaardiging naar: Cur Bouw en infra. (2012). *Handboek funderingsherstel*. [pdf]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Onderzoek

40. Eigen vervaardiging naar: Klaassen 2007. Draagkracht van houten funderingspalen. Module in SHR cursus Houtonderzoek bij funderingsinspecties.
41. Edlund, B. (1995). *Timber engineering- step 1*. Salland De Lange. Netherlands.
42. Leijten, A.J.M. et al. (2010). *Structural design for compression strength perpendicular to the grain of timber beams*. Geraadpleegd op 1 januari 2014, van <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061809003080>
43. Eigen vervaardiging
44. Europese Commissie voor Normalisatie. (2004). Eurocode 5: Ontwerp en berekening van Houtconstructies – Deel 1-1: Algemeen –Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen.
45. Eigen vervaardiging
46. Eigen vervaardiging
47. Eigen vervaardiging
48. Eigen vervaardiging
49. Eigen vervaardiging
50. Eigen vervaardiging
51. Eigen vervaardiging
52. Eigen vervaardiging
53. Eigen vervaardiging
54. Eigen vervaardiging
55. Eigen vervaardiging
56. Eigen vervaardiging naar: Huang, J.C. (2012). *Wood Handbook: Wood as an engineering material*. Madison Winsconsin.
57. Eigen vervaardiging
58. Eigen vervaardiging
59. Eigen vervaardiging
60. Eigen vervaardiging
61. Eigen vervaardiging
62. Eigen vervaardiging
63. Bouwen in prefab beton. Funderen met geprefabriceerde betonnen heipalen. Hoofdstuk 6.
64. Das, M.B. (2006). *Principles of geotechnical Engineering Sixth edition*. Ontario:Thomson.
65. Das, M.B. (2006). *Principles of geotechnical Engineering Sixth edition*. Ontario:Thomson.
66. Eigen vervaardiging
67. Eigen vervaardiging
68. Eigen vervaardiging
69. Eigen vervaardiging
70. Klaassen 2007. Draagkracht van houten funderingspalen. Module in SHR cursus Houtonderzoek bij funderingsinspecties.
71. Eigen vervaardiging
72. Eigen vervaardiging
73. Eigen vervaardiging
74. Eigen vervaardiging
75. Eigen vervaardiging
76. Cherqaoui, I. (2006). *Door grond horizontaal belaste palen*. Technische universiteit Delft.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

I I Bijlagen

I Bijlage I. Resultaten experimenten

I.1 Experiment IA

I.1.1 Omschrijving

- **Doelstelling**

De doelstelling van dit onderzoek is het opstellen van een aanvulling op de huidige berekeningsmethode voor de bepaling van de constructieve draagkracht. In deze aanvulling wordt de doorsnede geschematiseerd als een niet-homogene doorsnede met verschillende stijfheden. Getracht wordt om de schematisatie van het verloop van de stijfheid over de doorsnede te verkrijgen uit houtonderzoek, waarbij de stijfheid wordt gekoppeld aan het maximale vochtgehalte ω_{\max} . Ook is het verloop van de bulkdichtheid en de bezwijksterkte over de doorsnede bepaald.

- **Proefopzet & Eindresultaat**

Om de doorsnede van een aangetaste funderingspaal te kunnen schematiseren als een niet-homogene doorsnede dient het verloop van de elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel $E_{o.u;rep}$ over de doorsnede bekend te zijn. Dit verloop wordt verkregen door proefstukken ($\approx 20 \times 20 \times 130 \text{ mm}$)²⁷ te onderzoeken in twee loodrecht op elkaar staande doorsnede. De paaldoorsnede dient hierbij totaal waterverzadigd te zijn aangezien een funderingspaal geheel onder grondwaterstand is gelegen. In het geval van funderingsonderzoek is het niet mogelijk om volgens bovenstaande methode het verloop van de stijfheid te bepalen vanwege de grootte van de proefstukken. Tijdens funderingsonderzoek wordt met behulp van een aanwasboor een kern met een diameter van 10 mm uit de funderingspaal verkregen en om deze reden dient de stijfheid te worden gekoppeld aan een van de eigenschappen die wordt verkregen met behulp van deze kern. Er is gekozen om de stijfheid evenwijdig aan de vezel $E_{o.u;rep}$ te koppelen aan het maximale vochtgehalte ω_{\max} wat hout kan bezitten aangezien deze het eenvoudigst is te bepalen en daarnaast dit een belangrijke maatstaf betreft voor aangetast hout. Per proefstuk wordt de elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel $E_{o.u;rep}$, het maximale vochtgehalte ω_{\max} , de bulkdichtheid en de bezwijksterkte worden bepaald. Tussen de elasticiteitsmodulus en het vochtgehalte zal worden gezocht naar een relatie en wanneer dit mogelijk is zal een model worden opgesteld. Met behulp van dit model kan eenvoudig door funderingsonderzoek het verloop van de stijfheid over de doorsnede worden bepaald op basis van schillen met een dikte van 20 mm. De constructieve draagkracht wordt in dit model bepaald door de bijdrage van elke 'schil' ongeacht de aantasting.

- **Experiment- Elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel**

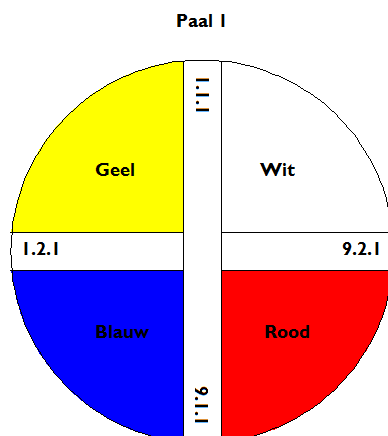
De proefstukken worden concentrisch belast door twee ronde staalplaten die een drukkracht uitoefenen zonder dat hier buiging optreedt. De belasting wordt aangebracht met een constante snelheid en de snelheid waarmee de staalplaat verplaatst mag niet groter zijn dan 0,00005 l mm/s. De belastinginstallatie die wordt gebruikt zal in staat zijn om de belasting te meten tot een accurantie van 1% van de toegepaste belasting op het proefstuk, of voor belastingen minder dan 10% van de toegepaste maximale belasting met een accurantie van 0,1% van de maximale belasting. De optredende vervormingen zullen worden gemeten met behulp van LDVT's. Vervormingen worden bepaald met een accurantie van 1% of voor vervormingen minder dan 2 mm met een accurantie van 0,02 mm.

²⁷ Minimale slankheidsverhouding van 20

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.1.2 Resultaten

1.1.2.1 Paalkop I (Diameter = 210 mm)²⁸



Proefstuknummer	Vochtgehalte ω	Bulkdichtheid ρ	Elasticiteitsmodulus E	Druksterkte σ
[-]	[%]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1.1.1	357	193	202	1,1
2.1.1	167	338	2431	5,2
3.1.1	77	488	7624	20,3
4.1.1	68	465	5766	19,0
5.1.1	78	462	5560	16,7
6.1.1	81	467	6958	19,2
7.1.1	76	502	9945	21,1
8.1.1	67	461	5991	20,4
9.1.1	359	198	195	1,1

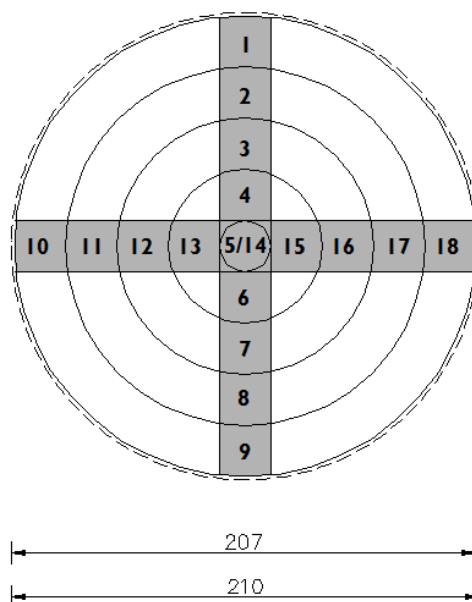
Proefstuknummer	Vochtgehalte ω	Bulkdichtheid ρ	Elasticiteitsmodulus E	Druksterkte σ
[-]	[%]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1.2.1	Verloren gegaan tijdens zagen			
2.2.1	177	325	2764	5,8
3.2.1	85	456	7191	18,8
4.2.1	167	481	8661	20,8
5.2.1	78	462	5560	16,7
6.2.1	93	452	4790	16,1
7.2.1	80	446	9359	19,5
8.1.1	94	434	10462	14,7
9.1.1	265	252	1092	2,6

²⁸ Kleuren zijn niet van belang voor de data, maar voor de locatie ten opzichte van elkaar.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.1.2.2 Vertaling paalkop I naar theoretisch model

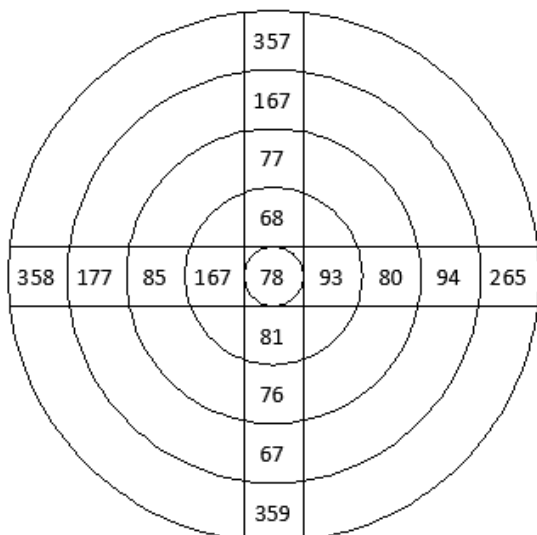
Proefstuknummer 10 bedraagt het gemiddelde van proefstuknummer 9 & 1.	(Interpolatie)
---	----------------



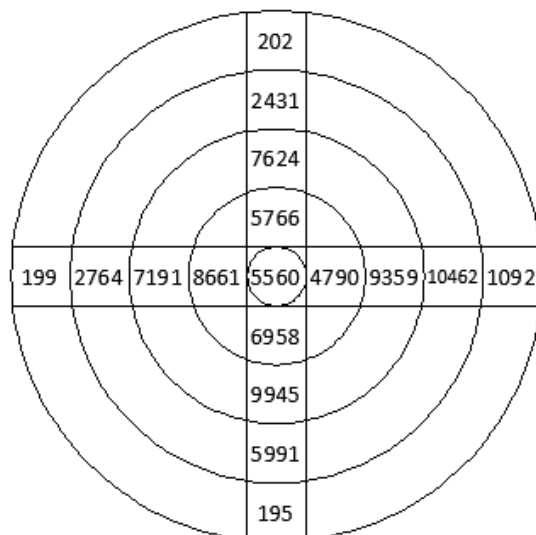
Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.1.1	1	103,5	80,5
2.1.1	2	80,5	57,5
3.1.1	3	57,5	34,5
4.1.1	4	34,5	11,5
5.1.1	5	11,5	0
6.1.1	6	34,5	11,5
7.1.1	7	57,5	34,5
8.1.1	8	80,5	57,5
9.1.1	9	103,5	80,5

Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.2.1	10	103,5	80,5
2.2.1	11	80,5	57,5
3.2.1	12	57,5	34,5
4.2.1	13	34,5	11,5
5.2.1	14	11,5	0
6.2.1	15	34,5	11,5
7.2.1	16	57,5	34,5
8.2.1	17	80,5	57,5
9.2.1	18	103,5	80,5

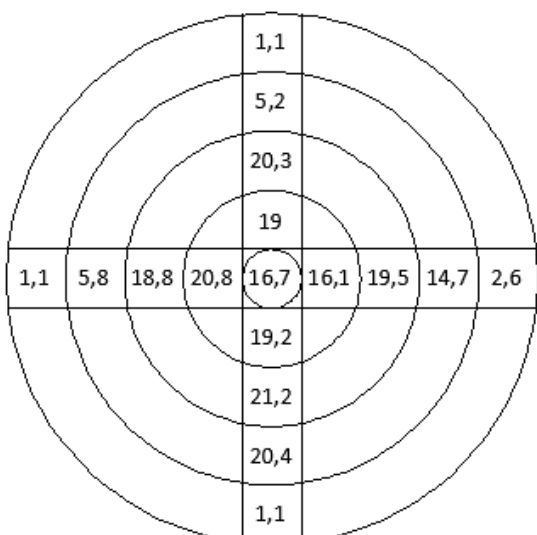
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen



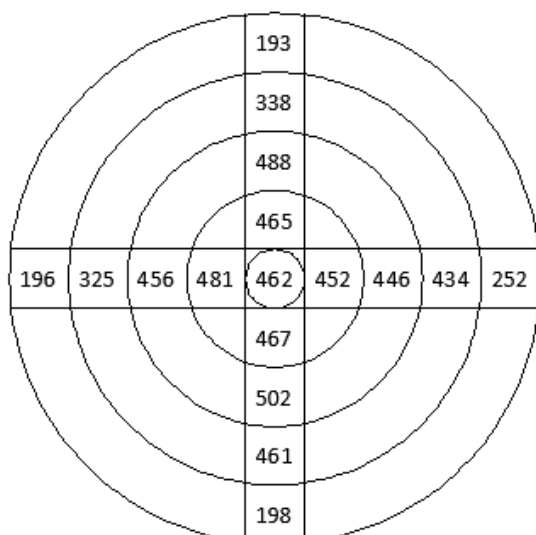
Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]



Bezwijksterkte [N/mm²]

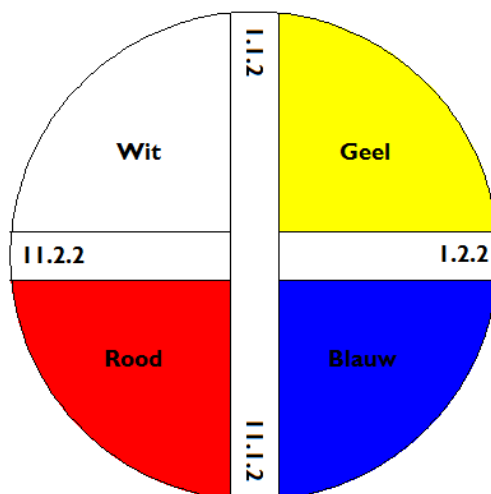


Bulkdichtheid [kg/m³]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.1.2.3 Paalkop 2 (Diameter = 237,5 mm)²⁹

Paal 2



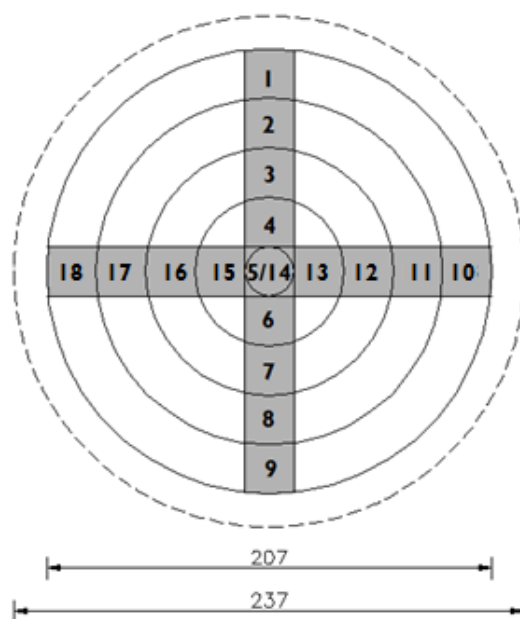
Proefstuknummer	Vochtgehalte ω [%]	Bulkdichtheid ρ [kg/m ³]	Elasticiteitsmodulus E [N/mm ²]	Druksterkte σ [N/mm ²]
I.1.2	Proefstuk < 21 mm			
2.1.2	378	221	411	0,6
3.1.2	237	278	1204	5,2
4.1.2	187	334	2356	8,4
5.1.2	98	454	4259	13,2
6.1.2	120	359	2733	8,7
7.1.2	118	395	2866	8,9
8.1.2	94	387	3642	9,5
9.1.2	162	339	3263	7,6
10.1.2	396	176	139	0,8
II.1.2	Proefstuk < 21 mm			

Proefstuknummer	Vochtgehalte ω [%]	Bulkdichtheid ρ [kg/m ³]	Elasticiteitsmodulus E [N/mm ²]	Druksterkte σ [N/mm ²]
I.2.2	Proefstuk < 21 mm			
2.2.2	434	177	297	0,9
3.2.2	275	263	1130	2,9
4.2.2	134	369	4032	9,2
5.2.2	103	385	4482	9,0
6.2.2	120	359	2733	8,7
7.2.2	167	352	3256	9,2
8.2.2	119	393	4201	11,2
9.2.2	314	222	3495	2,5
10.2.2	258	264	189	1,0
II.2.2	Proefstuk < 21 mm			

²⁹ Kleuren zijn niet van belang voor de data, maar voor de locatie ten opzichte van elkaar.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

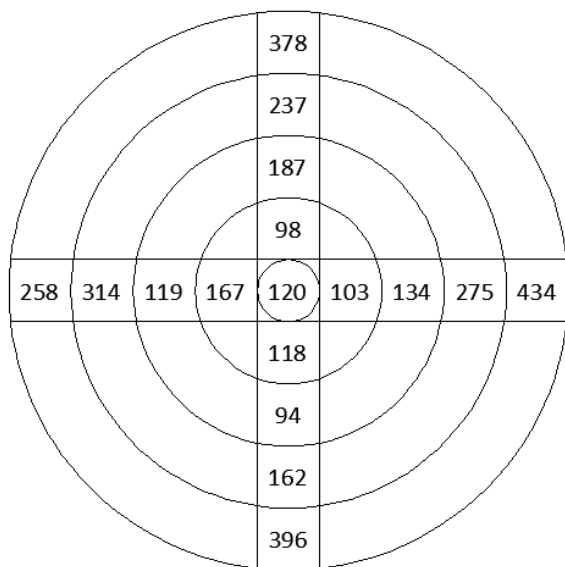
1.1.2.4 Vertaling paalkop 2 naar theoretisch model



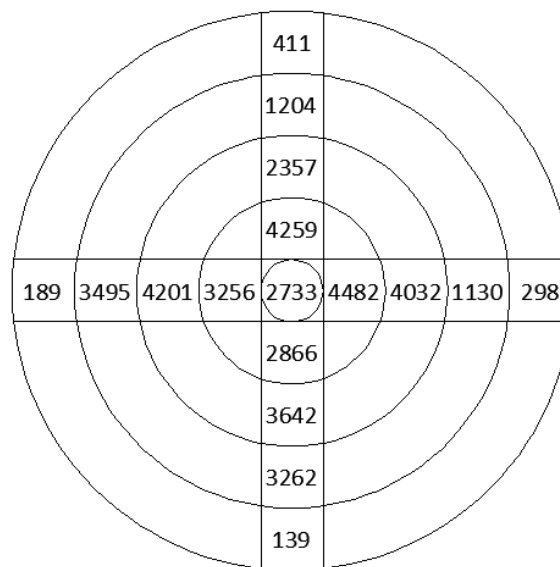
Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.1.2	1	103,5	80,5
2.1.2	2	80,5	57,5
3.1.2	3	57,5	34,5
4.1.2	4	34,5	11,5
5.1.2	5	11,5	0
6.1.2	6	34,5	11,5
7.1.2	7	57,5	34,5
8.1.2	8	80,5	57,5
9.1.2	9	103,5	80,5

Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.2.2	10	103,5	80,5
2.2.2	11	80,5	57,5
3.2.2	12	57,5	34,5
4.2.2	13	34,5	11,5
5.2.2	14	11,5	0
6.2.2	15	34,5	11,5
7.2.2	16	57,5	34,5
8.2.2	17	80,5	57,5
9.2.1	18	103,5	80,5

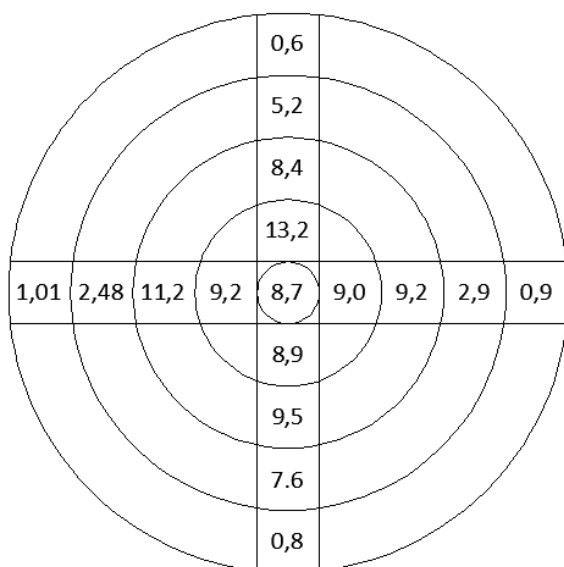
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen



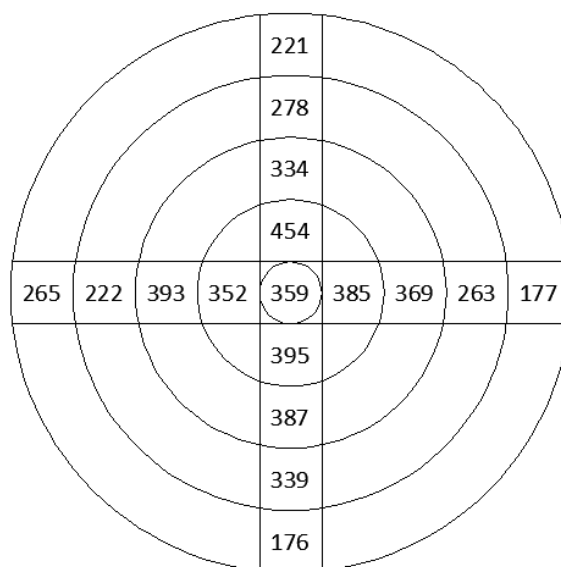
Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]



Bezwijksterkte [N/mm²]

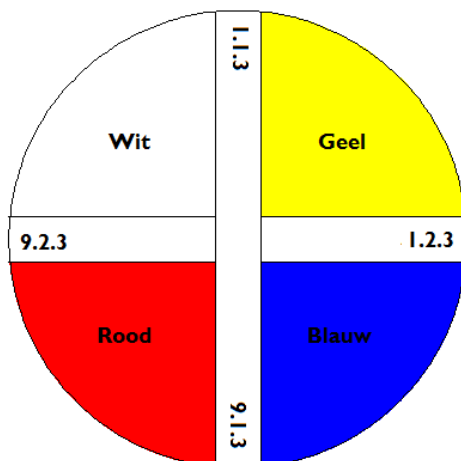


Bulkdichtheid [kg/m³]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.1.2.5 Paalkop 3-Vuren (Diameter = 214mm)³⁰

Paal 3



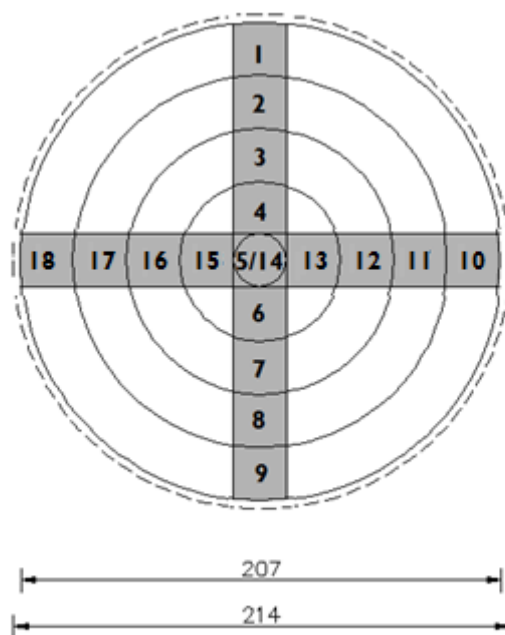
Proefstuknummer	Vochtgehalte ω	Bulkdichtheid ρ	Elasticiteitsmodulus E	Druksterkte σ
[-]	[%]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1.1.3	276	258	2341	4,8
2.1.3	65	391	6861	15,8
3.1.3	92	427	7229	18,3
4.1.3	114	361	6924	12,0
5.1.3	99	383	4421	14,0
6.1.3	54	425	6906	18,6
7.1.3	50	463	7494	20,2
8.1.2	120	418	3445	13,8
9.1.3	Proefstuk < 21 mm			

Proefstuknummer	Vochtgehalte ω	Bulkdichtheid ρ	Elasticiteitsmodulus E	Druksterkte σ
[-]	[%]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1.2.3	Proefstuk < 21 mm			
2.2.3	135	376	6221	9,8
3.2.3	56	435	8061	19,3
4.2.3	67	382	6265	15,2
5.2.3	99	383	4421	14,0
6.2.3	62	384	9208	17,6
7.2.3	55	452	7129	20,5
8.2.3	146	399	4573	12,7
9.2.3	Proefstuk < 21 mm			

³⁰ Kleuren zijn niet van belang voor de data, maar voor de locatie ten opzichte van elkaar.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.1.2.6 Vertaling paalkop 3 naar theoretisch model

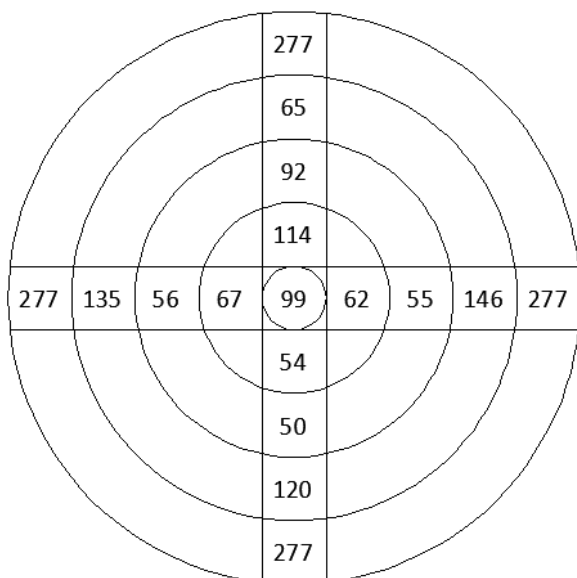


Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.1.3	1	103,5	80,5
2.1.3	2	80,5	57,5
3.1.3	3	57,5	34,5
4.1.3	4	34,5	11,5
5.1.3	5	11,5	0
6.1.3	6	34,5	11,5
7.1.3	7	57,5	34,5
8.1.2	8	80,5	57,5
9.1.3	9	103,5	80,5

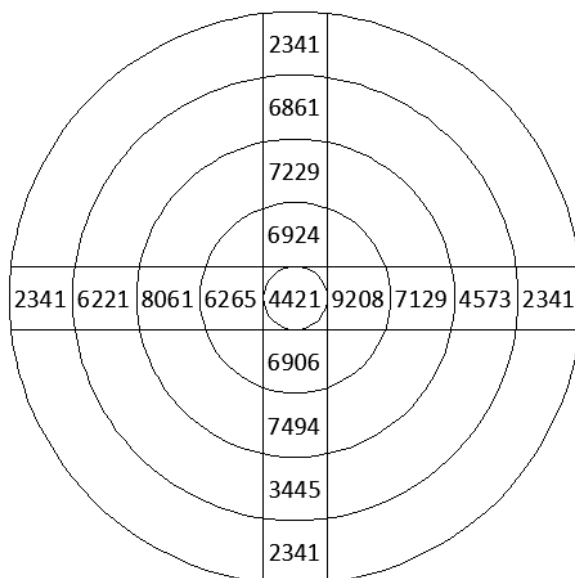
Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.2.3	10	103,5	80,5
2.2.3	11	80,5	57,5
3.2.3	12	57,5	34,5
4.2.3	13	34,5	11,5
5.2.3	14	11,5	0
6.2.3	15	34,5	11,5
7.2.3	16	57,5	34,5
8.2.3	17	80,5	57,5
9.2.3	18	103,5	80,5

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

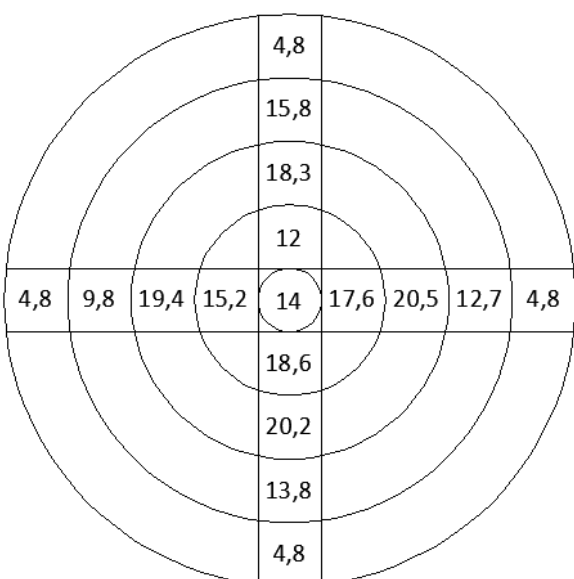
Proefstuknummer 9,10,18 zijn gelijk aan proefstuk I	(Interpolatie)
---	----------------



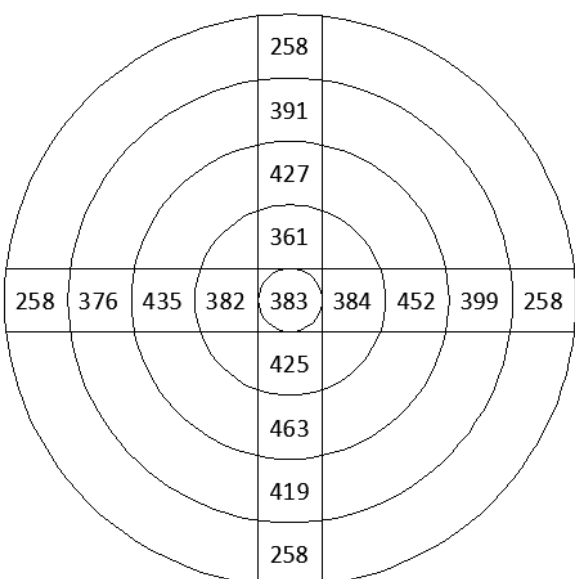
Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]



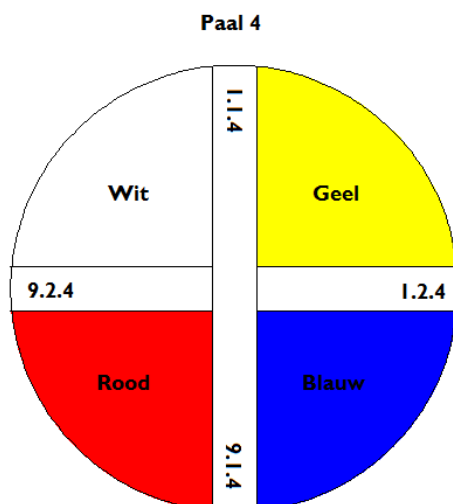
Bezwijksterkte [N/mm²]



Bulkdichtheid [kg/m³]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.1.2.7 Paalkop 4 (Diameter = 199 mm)³¹



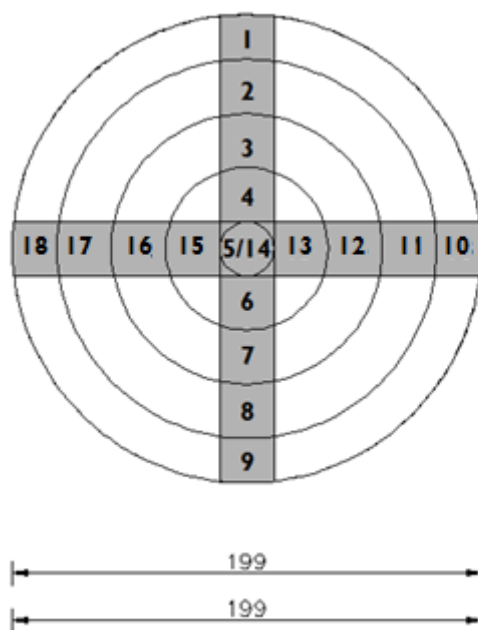
Proefstuknummer	Vochtgehalte ω	Bulkdichtheid ρ	Elasticiteitsmodulus E	Druksterkte σ
[-]	[%]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1.1.4	Proefstuk < 21 mm			
2.1.4	281	296	2093	3,73
3.1.4	108	436	8372	14,90
4.1.4	154	410	7134	15,93
5.1.4	153	411	5940	14,45
6.1.4	95	486	7141	18,18
7.1.4	93	461	5694	17,08
8.1.4	247	275	2180	2,92
9.1.4	Proefstuk < 21 mm			

Proefstuknummer	Vochtgehalte ω	Bulkdichtheid ρ	Elasticiteitsmodulus E	Druksterkte σ
[-]	[%]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1.2.4	Proefstuk < 21 mm			
2.2.4	403	191	406	1,5
3.2.4	136	390	4950	10,9
4.2.4	101	427	7292	16,6
5.2.4	153	411	5940	14,5
6.2.4	95	454	3296	13,6
7.2.4	93	444	6780	17,4
8.2.4	247	327	3308	5,5
9.2.4	Proefstuk < 21 mm			

³¹ Kleuren zijn niet van belang voor de data, maar voor de locatie ten opzichte van elkaar.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.1.2.8 Vertaling paalkop 4 naar theoretisch model

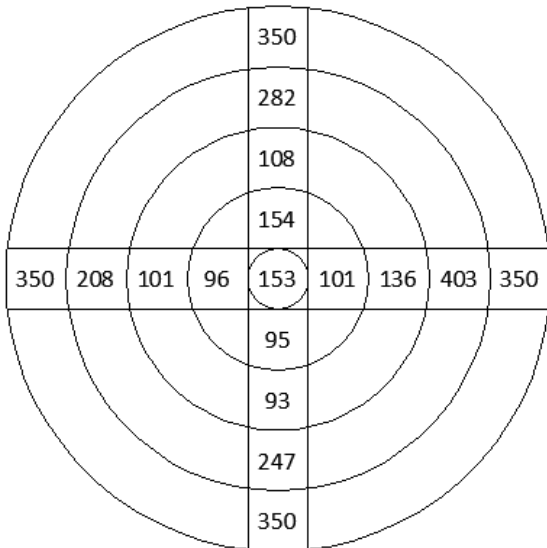


Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.1.4	1	99,5	80,5
2.1.4	2	80,5	57,5
3.1.4	3	57,5	34,5
4.1.4	4	34,5	11,5
5.1.4	5	11,5	0
6.1.4	6	34,5	11,5
7.1.4	7	57,5	34,5
8.1.4	8	80,5	57,5
9.1.4	9	99,5	80,5

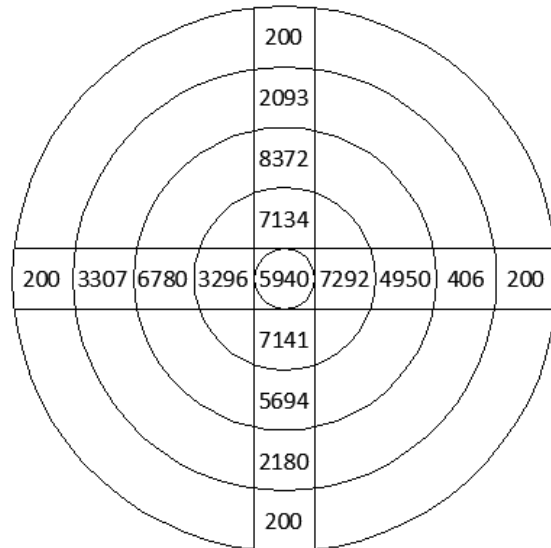
Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.2.4	10	99,5	80,5
2.2.4	11	80,5	57,5
3.2.4	12	57,5	34,5
4.2.4	13	34,5	11,5
5.2.4	14	11,5	0
6.2.4	15	34,5	11,5
7.2.4	16	57,5	34,5
8.2.4	17	80,5	57,5
9.2.4	18	99,5	80,5

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

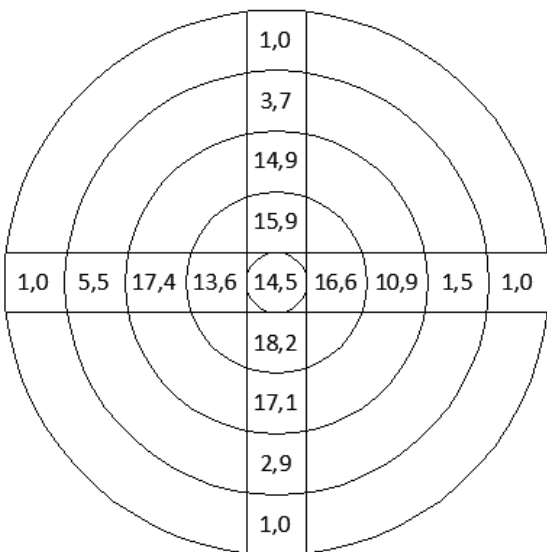
Proefstuk I,9,10,18 gelijk aan I,9,10,18 van paalkop I (gelijke aantasting)	(Interpolatie)
---	----------------



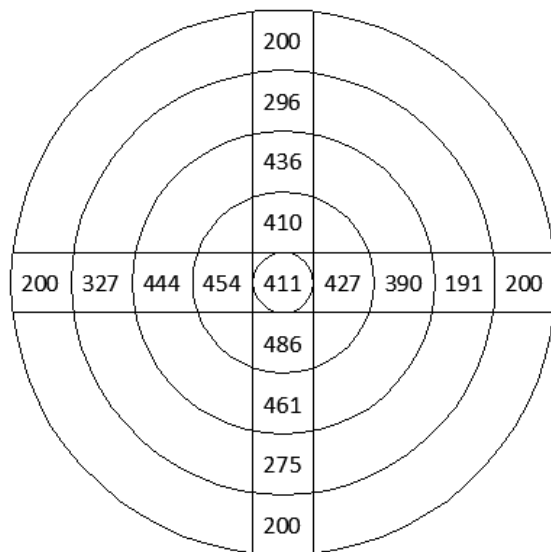
Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]



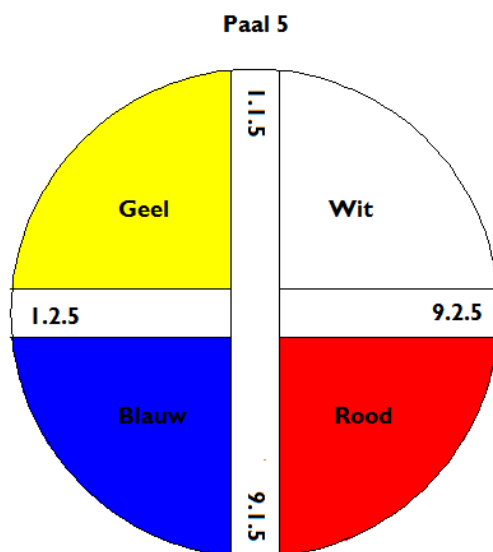
Bezwijksterkte [N/mm²]



Bulkdichtheid [kg/m³]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.1.2.9 Paalkop 5 (Diameter = 215 mm)³²



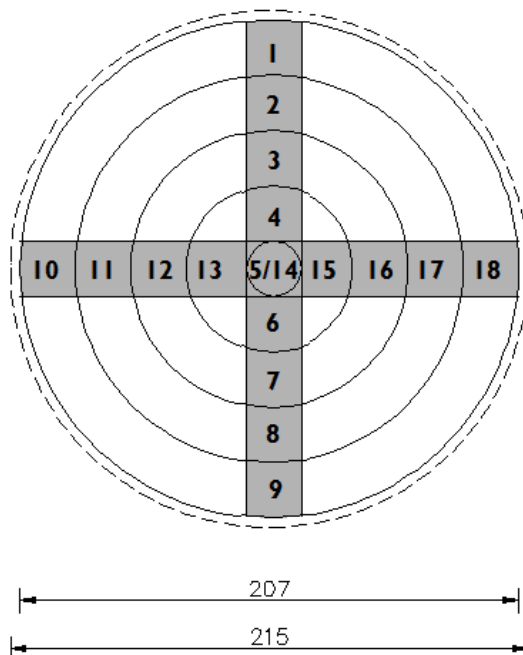
Proefstuknummer	Vochtgehalte ω	Bulkdichtheid ρ	Elasticiteitsmodulus E	Druksterkte σ
[-]	[%]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1.1.5	406	200	152	0,7
2.1.5	166	342	2874	7,1
3.1.5	87	497	10120	19,4
4.1.5	90	456	6484	18,0
5.1.5	108	454	Gat in proefstuk	
6.1.5	100	454	6197	16,1
7.1.5	110	424	7734	15,7
8.1.5	452	179	46	0,7
9.1.5	Kapot gegaan tijdens zagen			

Proefstuknummer	Vochtgehalte ω	Bulkdichtheid ρ	Elasticiteitsmodulus E	Druksterkte σ
[-]	[%]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1.2.5	353	215	184	1,2
2.2.5	143	385	4765	9,3
3.2.5	83	512	9951	20,0
4.2.5	84	493	7931	18,3
5.2.5	108	454	Gat in proefstuk	
6.2.5	76	471	6289	17,6
7.2.5	58	532	11747	24,0
8.2.4	201	303	2622	6,0
9.2.5	403	192	102	1,1

³² Kleuren zijn niet van belang voor de data, maar voor de locatie ten opzichte van elkaar.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.1.2.10 Vertaling paalkop 5 naar theoretisch model

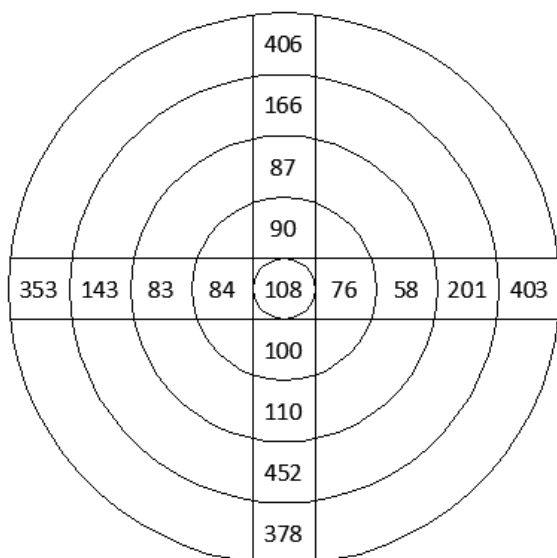


Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.1.4	1	103,5	80,5
2.1.4	2	80,5	57,5
3.1.4	3	57,5	34,5
4.1.4	4	34,5	11,5
5.1.4	5	11,5	0
6.1.4	6	34,5	11,5
7.1.4	7	57,5	34,5
8.1.4	8	80,5	57,5
9.1.4	9	103,5	80,5

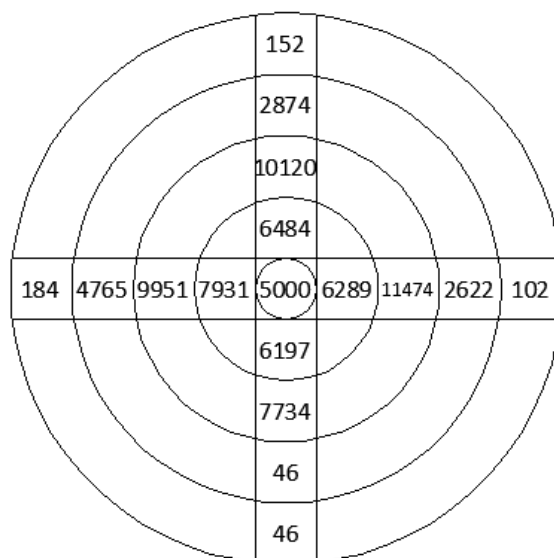
Proefstuknummer	Proefstuknummer	Straal buitenzijde	Straal binnenzijde
[-]	[-]	[mm]	[mm]
1.2.4	10	103,5	80,5
2.2.4	11	80,5	57,5
3.2.4	12	57,5	34,5
4.2.4	13	34,5	11,5
5.2.4	14	11,5	0
6.2.4	15	34,5	11,5
7.2.4	16	57,5	34,5
8.2.4	17	80,5	57,5
9.2.4	18	103,5	80,5

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

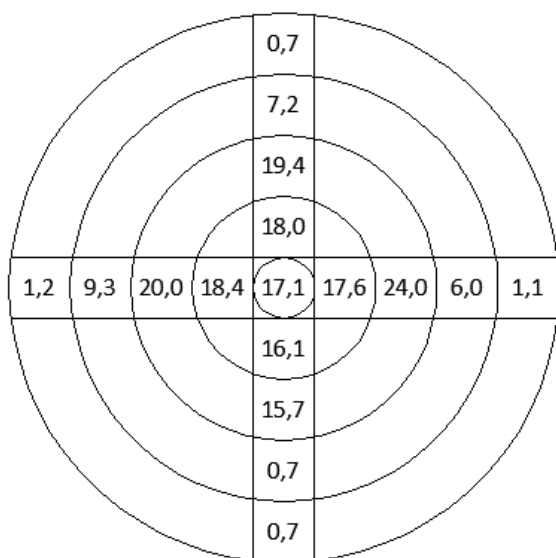
Proefstuk 9 gemiddelde van 10 en 18 (ω) Proefstuk 9 gelijk aan proefstuk 8 (E, ρ, σ) Proefstuk 5/14 geïnterpoleerd → ondergens (juveniel hout)	(Interpolatie)
---	----------------



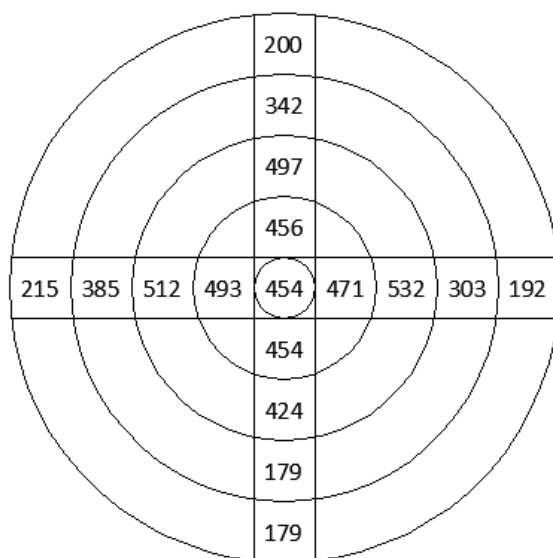
Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]



Bezwijksterkte [N/mm²]



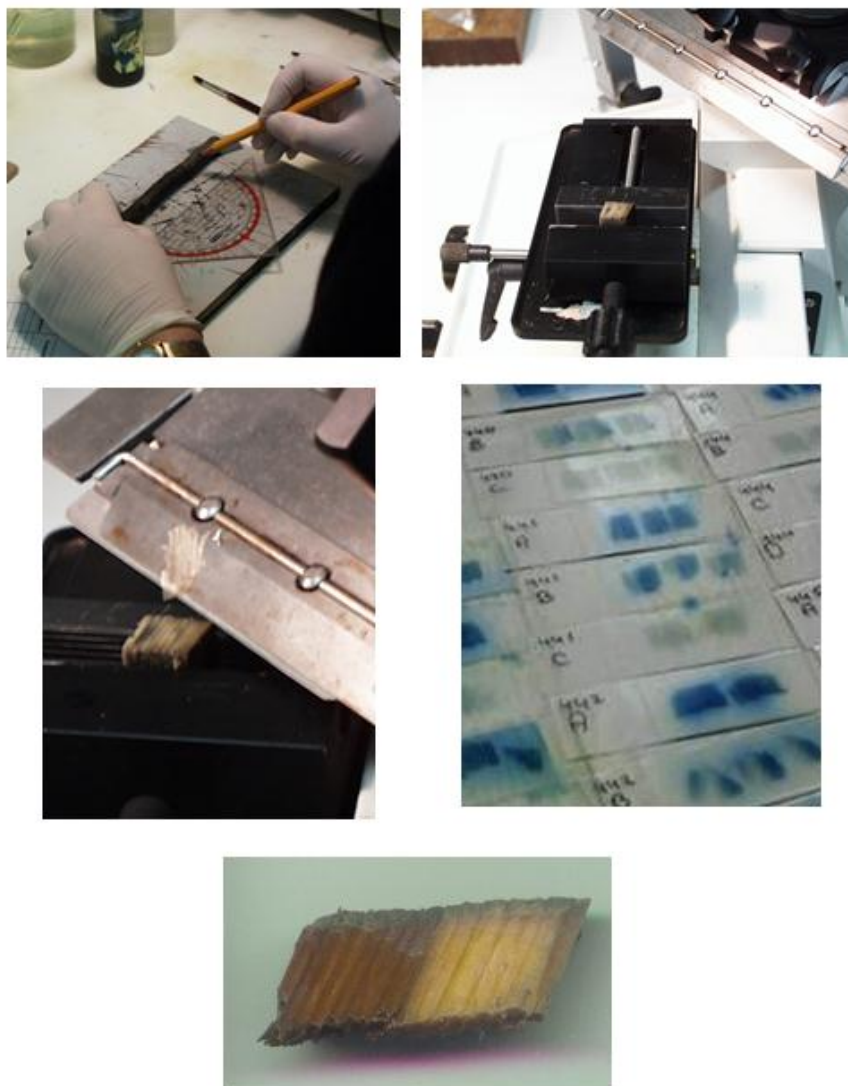
Bulkdichtheid [kg/m³]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.2 Experiment IB

1.2.1 Omschrijving

In experiment I wordt het verloop van de hout technologische eigenschappen over de doorsnede bepaald. Om te onderzoeken welke invloed aantasting op deze eigenschappen heeft wordt zowel de aangetaste alsmede de zachte schil van de paalkoppen bepaald. De aangetaste schil wordt bepaald door het onderzoeken van de paalschijf met een dikte van 20 mm(houtonderzoek). Tijdens houtonderzoek wordt met behulp van een aanwasboor een kern met een diameter van 10 mm uit de funderingspaal verkregen. De verkregen kern wordt verdeeld in (gelijke) stukken (Figuur 70). Van elk stuk wordt drie maal een coupe van 20 μm afgesneden met behulp van een Leidz sledemicrotoom. De verkregen coupes zijn aangekleurd en microscopisch op aantasting onderzocht. Ook zijn de stukjes aangekleurd en wanneer het hout oranje kleurde duidde dit op de aanwezigheid van spinthout.

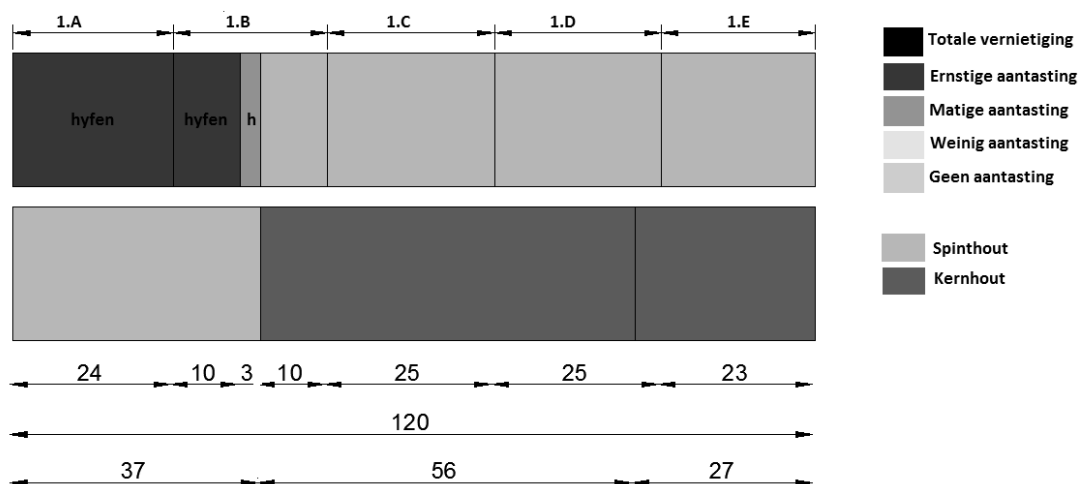


Figuur 70. Onderzoek naar het aantastingsbeeld in de paalkoppen.

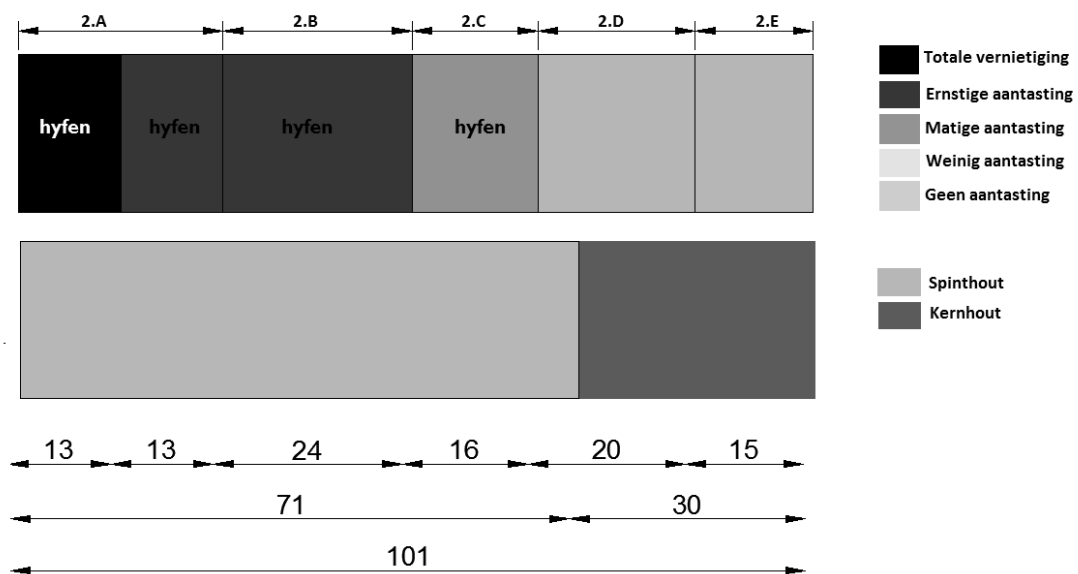
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen. Bijlagen

1.2.2 Resultaten

Paal 1- Grenen

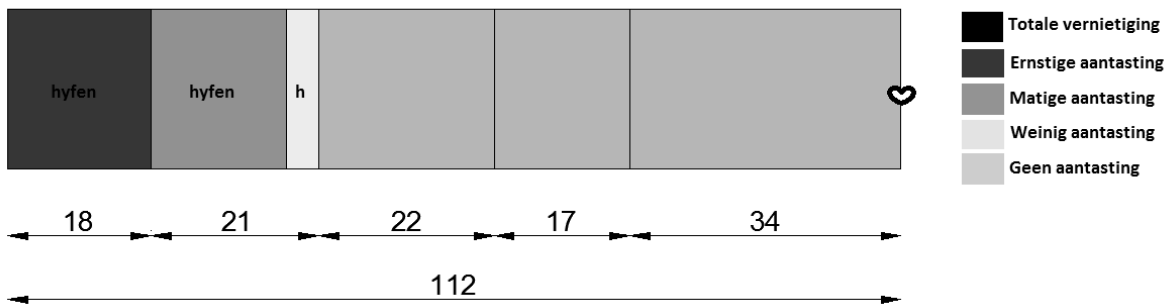


Paal 2- Grenen

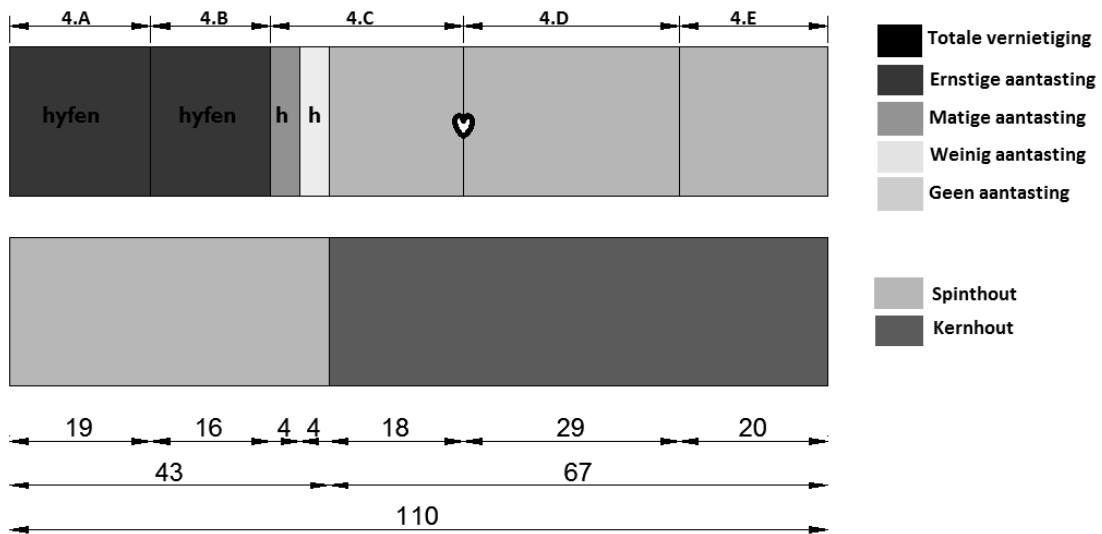


De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

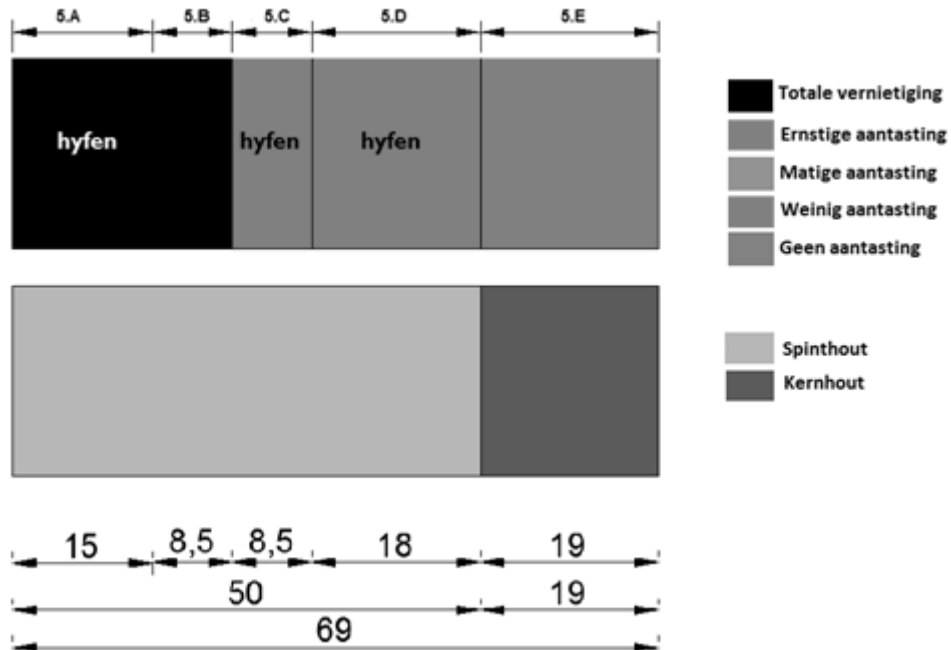
Paal 3- Vuren



Paal 4. Grenen



Paal 5- Grenen

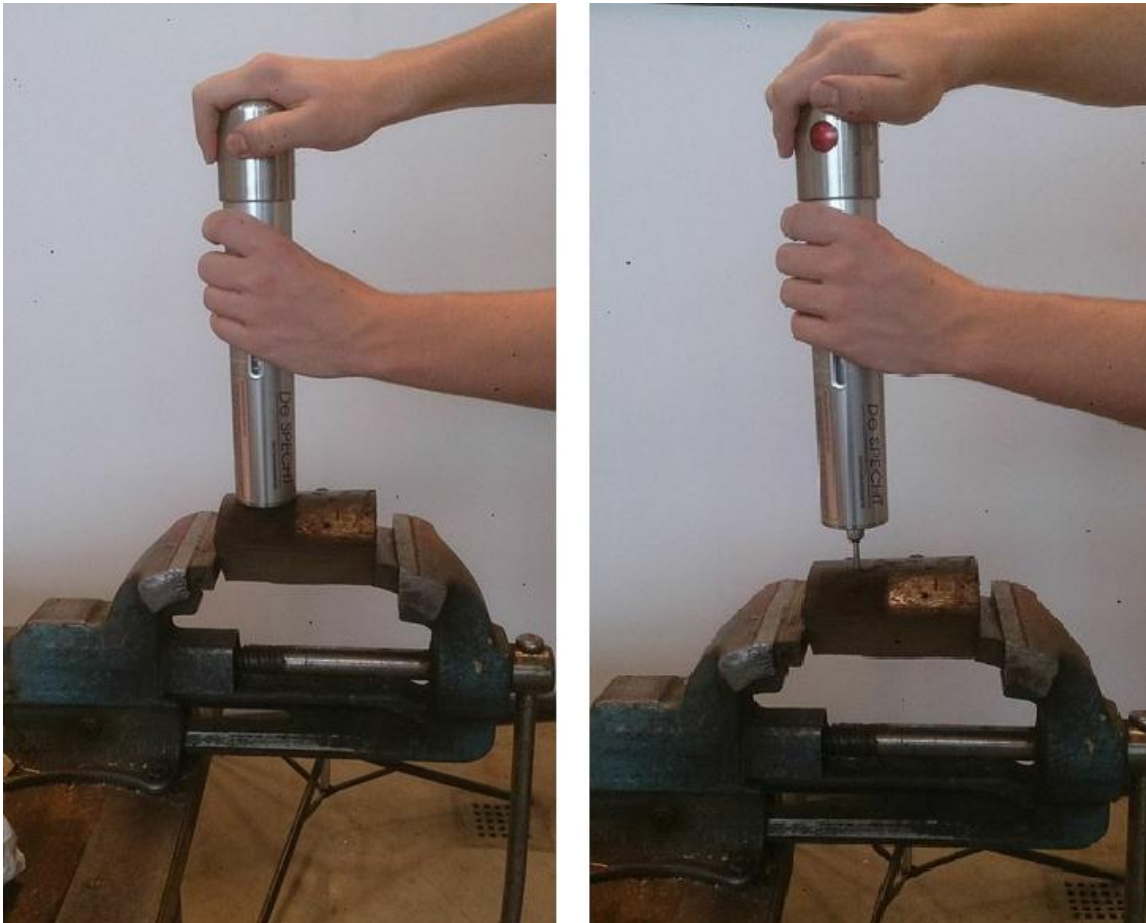


De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.3 Experiment 2

1.3.1 Omschrijving

Het verloop van de zachte schil is bepaald door 12 inslagmetingen met behulp van een Pilodyn. Een Pilodyn bestaat uit een stalen pen die is verbonden met een veer. Door het opspannen van deze veer en het weer ontspannen kan de stalen pin in het hout worden geschoten (Figuur 71). De diepte van indringing is gelijk aan de dikte van de zachte schil; hoe dieper de indringing hoe sterker het hout is aangetast.



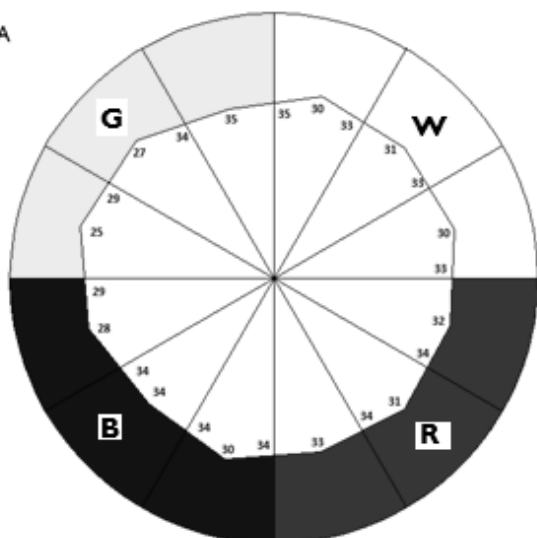
Figuur 71. Bepalen dikte zachte schil met behulp van een Pilodyn.

1.3.2 Resultaten

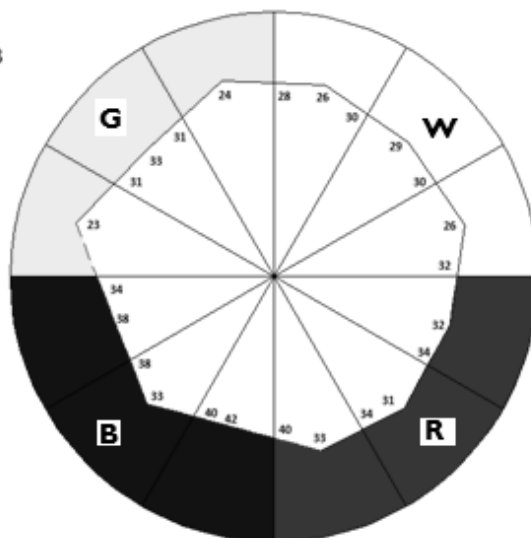
In de onderstaande figuren zijn zowel berekende waarden als geïnterpoleerde waarden weergegeven. De experimentele waarden die experimenteel zijn bepaald zijn weergegeven in de tabel onder de figuren. Deze waarden zijn gelegen in het midden van de 'driehoeken'. Meetring 1A is 100 mm hoger gelegen dan meetring 1.B. In het onderzoek worden de meetresultaten van meetring 1A toegepast.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

1.A

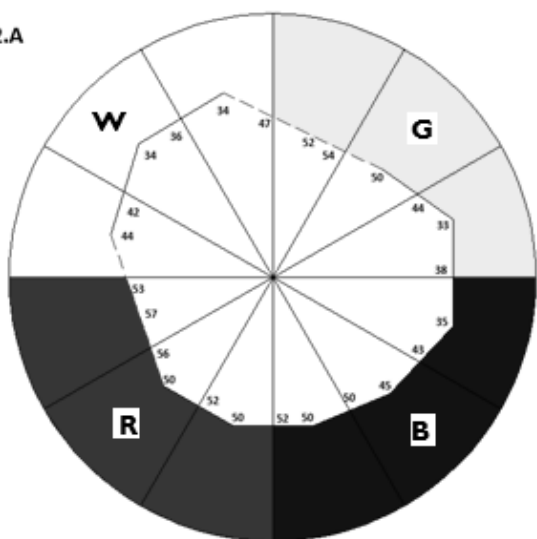


1.B

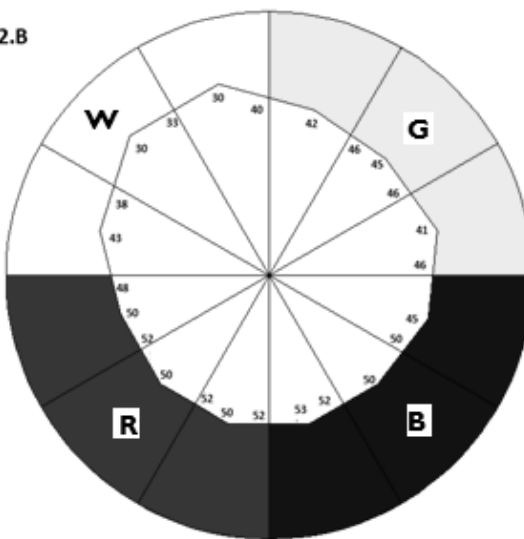


Paal 1- Indringing per zone												
Geel			Blauw			Rood			Wit			
[mm]												
35	27	25	28	34	30	33	31	32	30	31	30	IA
24	33	23	38	33	42	33	31	32	26	29	31	IB

2.A



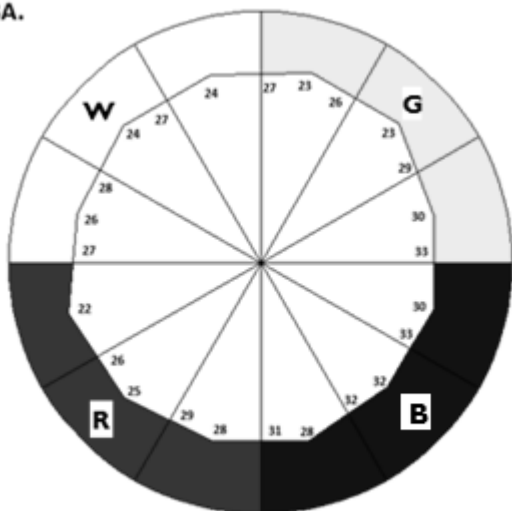
2.B



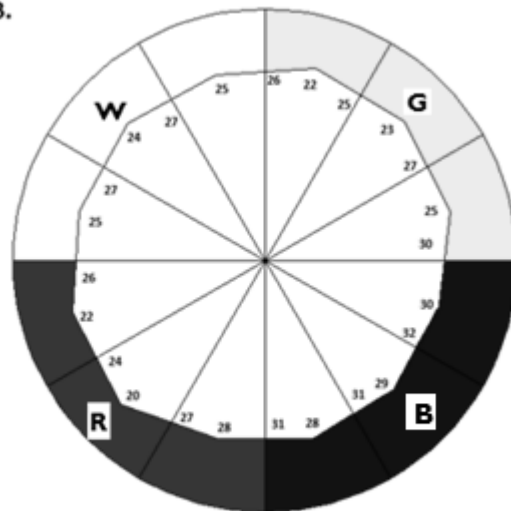
Paal 2-Indringing per zone												
Wit			Rood			Blauw			Geel			
[mm]												
34	34	44	57	50	50	50	45	35	33	50	52	2A
30	30	43	50	50	50	53	50	45	41	45	42	2B

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3A.

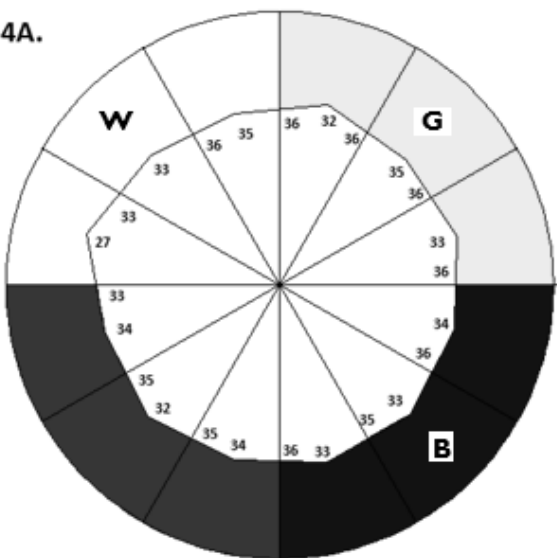


3B.

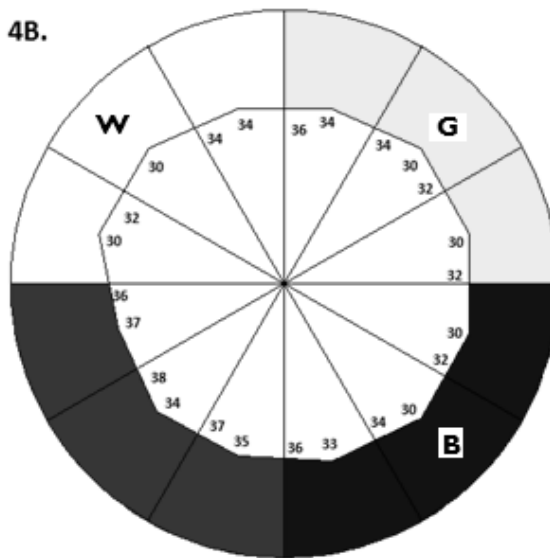


Paal 3- Indringing per zone												
Wit			Rood			Blauw			Geel			
[mm]												
24	24	26	22	25	28	28	32	30	30	23	23	3A
25	24	25	22	20	28	28	29	30	25	23	22	3B

4A.

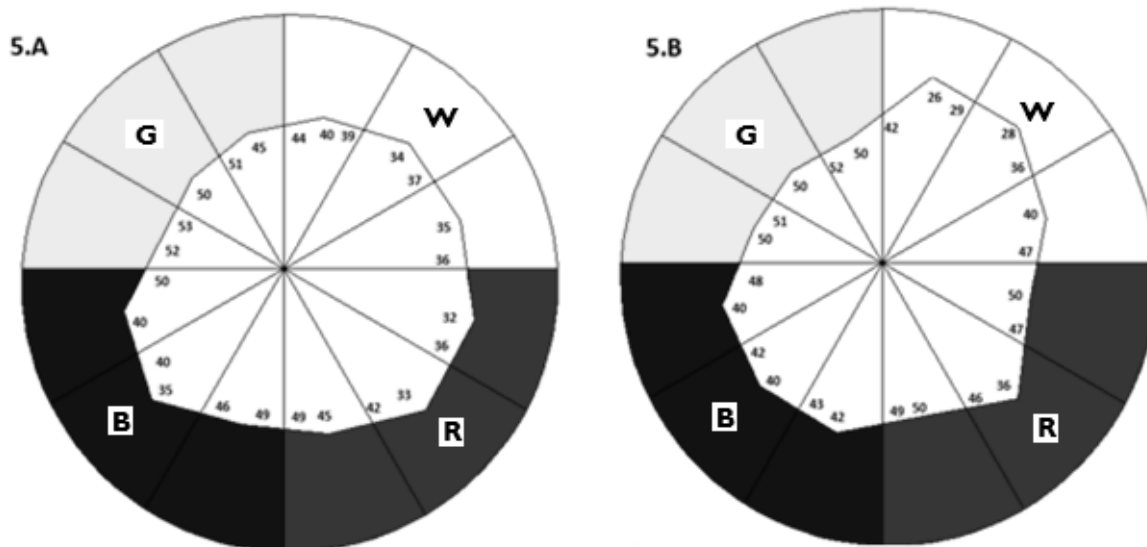


4B.



Paal 4- Indringing per zone												
Wit			Rood			Blauw			Geel			
[mm]												
35	33	27	34	32	34	33	33	34	33	35	32	4A
34	30	30	37	34	35	33	30	30	30	30	34	4B

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen



Paal 5- Indringing per zone												
Geel		Blauw				Rood			Wit			
[mm]												
45	50	52	40	35	48	45	33	32	35	34	40	5A
50	50	50	40	40	42	50	36	50	40	28	26	5B

I.4 Experiment 3

I.4.1 Resultaten

De resultaten zijn weergegeven in bijlage 3.7.

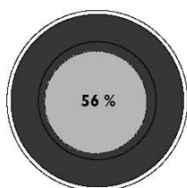
I.5 Experiment 4

I.5.1 Resultaten

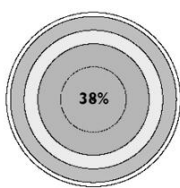
De resultaten zijn weergegeven in bijlage 5.

2 Bijlage 2. Invloed biologische aantasting op de hout technologische eigenschappen

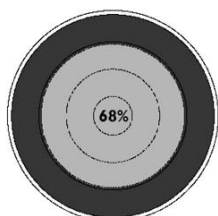
2.1 Aantastingsbeeld onderzoek



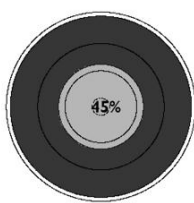
Paalkop 2D (150-200 cm)



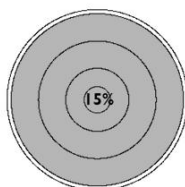
Paalkop 2F (200-250 cm)



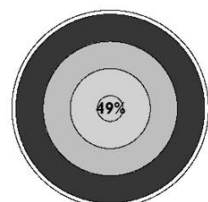
Paalkop 3B (50-100cm)



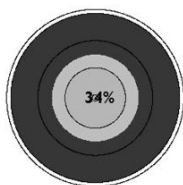
Paalkop 3D (150-200 cm)



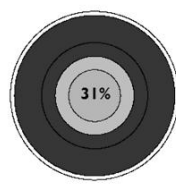
Paalkop 3F (250-300 cm)



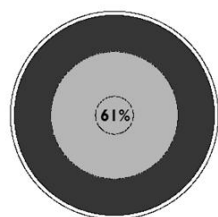
Paalkop 4B (100-150 cm)



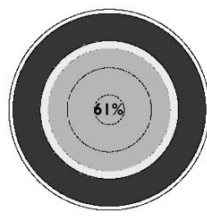
Paalkop 4D (200-250 cm)



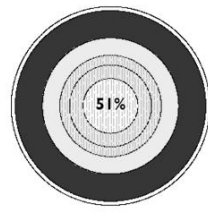
Paalkop 4F (350-370 cm)



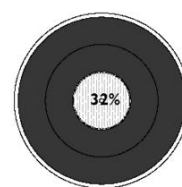
Paalkop 5A (80-100 cm)



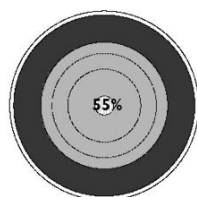
Paalkop 5B (130-150 cm)



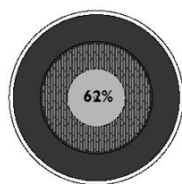
Paalkop 5D (230-250 cm)



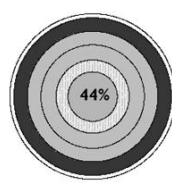
Paalkop 5F (280-300 cm)



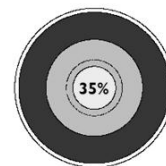
Paalkop 6A (80-100 cm)



Paalkop 6B (130-150 cm)



Paalkop 6D (230-250 cm)



Paalkop 6F (330-350 cm)

k

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

2.2 Verloop aantasting over de lengte

Eigenschappen paal 2		schil 1	schil 2	schil 3	schil 4	schil 4	schil 3	schil 2	schil 1	Indringdiepte
		3-23 mm	24-44 mm	45-65 mm	66-86 mm	66-86 mm	45-65 mm	24-44 mm	3-23 mm	
		<i>Mate van aantasting</i>				<i>Druksterkte</i>				
laag B	50-100 cm	Ebe +h	-	-	-	-	11,5	15,8	1,9	33 mm
laag C	100-150 cm	EBe	EBw	g	g	14,4	12,3	12,4	1,5	23,5 mm
laag D	150-200 cm	EBe	EBe	EBg	g	g	14,1	13,9	12,1	30 mm
laag F	200-250 cm	EBm	EBw	g	g	g	13	14,8	9,7	20 mm
		<i>Dichtheid</i>				<i>Vochtgehalte</i>				-
laag B	50-100 cm	220,8	440,4	398,3	-	-	132,7	117,8	394	33 mm
laag C	100-150 cm	222,9	394,6	380,1	390,2	125,7	140,3	170,1	474,8	23,5 mm
laag D	150-200 cm	218,8	373,5	369,5	366,3	137,1	133,6	179,5	478,6	30 mm
laag F	200-250 cm	351,2	394	355,3	-	-	164,8	139,1	239	20 mm

Eigenschappen paal 3		schil 1	schil 2	schil 3	schil 4	schil 4	schil 3	schil 2	schil 1	Indringdiepte	
		3-23 mm	24-44 mm	45-65 mm	66-86 mm	66-86 mm	45-65 mm	24-44 mm	3-23 mm		
		<i>Mate van aantasting</i>				<i>Druksterkte</i>					
laag B	50-100 cm	Ebe	EBe	EBg	g	g	14,5	15,2	7,6	2,4	29,3 mm
laag D	150-200 cm	EBe	EBe	EBg	g	g	12,3	16,6	11,9	4,9	16,5 mm
laag F	250-300 cm	g, dh	g, dh	g, dh	g	-	21,6	22,1	17,7	4 mm	
		<i>Dichtheid</i>				<i>Vochtgehalte</i>					
laag B	50-100 cm	292,5	423,9	533,9	557,9	95,4	125	216,5	357,7	29,3 mm	
laag D	150-200 cm	355,5	450,7	468,6	445,4	196,8	158,1	196,4	265	16,5 mm	
laag F	250-300 cm	519,2	581,7	560,3	-	-	130,2	118,8	144	4 mm	

Eigenschappen paal 4		schil 1	schil 2	schil 3	schil 4	schil 4	schil 3	schil 2	schil 1	Indringdiepte
		3-23 mm	24-44 mm	45-65 mm	66-86 mm	66-86 mm	45-65 mm	24-44 mm	3-23 mm	
		<i>Mate van aantasting</i>				<i>Druksterkte</i>				-
laag A	50-100 cm	-	-	-	-	13,8	12	8,6	2,4	33,5 mm
laag B	100-150 cm	EBe	Ebm	g	g	12,1	10,1	9,6	2,2	26,5 mm
laag D	200-250 cm	EBe	EBe	EBm	g	-	12,4	8	5,1	18,5 mm
laag F	350-370 cm	EBe	EBe	EBm	g	-	9,1	9	5,5	16,5 mm
		<i>Dichtheid</i>				<i>Vochtgehalte</i>				-
laag A	50-100 cm	217,6	293,3	342,9	338,3	138,5	146,8	216,6	393	33,5 mm
laag B	100-150 cm	237,2	333,1	361,9	352,5	129,7	138,2	191,6	428,6	26,5 mm
laag D	200-250 cm	294,5	322,8	362,3	-	-	132,4	240,1	308,8	18,5 mm
laag F	350-370 cm	342,9	425,7	460,2	-	-	124	158,3	263,9	16,5 mm

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Eigenschappen paal 5		schil 1	schil 2	schil 3	schil 4	schil 4	schil 3	schil 2	schil 1	Indringdiepte
		3-23 mm	24-44 mm	45-65 mm	66-86 mm	66-86 mm	45-65 mm	24-44 mm	3-23 mm	
		<i>Mate van aantasting</i>				<i>Druksterkte</i>				
laag A	80-100 cm	EBe	EBe	EBg	g	-	17,1	19,8	4,5	26 mm
laag B	130-150 cm	Ebe + h	Ebw+h	Ebg +h	g	g	20,7	19,9	17,5	23,5 mm
laag D	230-250 cm	EBe	EBw	EBw	-	-	21,4	17,6	13,3	14,5 mm
laag F	330-350 cm	EBe	EBe	Ebw	g	-	7,5	10,9	10,6	13 mm
		<i>Dichtheid</i>				<i>Vochtgehalte</i>				
laag A	80-100 cm	240,4	400	394,4	-	-	130,1	140,6	347,8	26 mm
laag B	130-150 cm	274	442,8	434,4	435,7	89,5	91,6	107,3	349,7	23,5 mm
laag D	230-250 cm	313,1	385,5	413,1	430,3	91,2	144,5	175,3	297,9	14,5 mm
laag F	330-350 cm	359,7	387,9	393,8	449,3	155,9	181,4	195	220,5	13 mm

Eigenschappen paal 6		schil 1	schil 2	schil 3	schil 4	schil 4	schil 3	schil 2	schil 1	Indringdiepte
		3-23 mm	24-44 mm	45-65 mm	66-86 mm	66-86 mm	45-65 mm	24-44 mm	3-23 mm	
		<i>Mate van aantasting</i>				<i>Druksterkte</i>				
laag A	80-100 cm	EBe	g	g	-	-	14,6	11,9	2,1	35 mm
laag B	130-150 cm	EBe	EBe	g	g	g	10,8	14,5	8,4	25 mm
laag D	230-250 cm	EBe	EBm	EBm	EBw	g	-	12,9	8,4	3
laag F	330-350 cm	EBe	EBm	EBw	-	-	12,5	7,7	4,6	18,5 mm
		<i>Dichtheid</i>				<i>Vochtgehalte</i>				
laag A	80-100 cm	182,8	320,3	357,9	-	-	147,2	185,3	458,1	35 mm
laag B	130-150 cm	262,5	327,6	411,5	381,7	175,5	136,2	247	367,7	25 mm
laag D	230-250 cm	245,6	331,5	374,6	-	-	128,8	220	395,6	22,5 mm
laag F	330-350 cm	287,4	339,1	369,6	-	-	151,5	224,6	315,8	18,5 mm

Aantasting	
Ernstige aantasting	
Matige aantasting	
Weinig aantasting	
Geen aantasting	
Niet beoordeeld	

Dichtheid	
<250 kg/m³	
250-300 kg/m³	
300-350 kg/m³	
350-400 kg/m³	
400-450 kg/m³	
450-500 kg/m³	
500-550 kg/m³	
550-600 kg/m³	

Vochtgehalte	
50-100%	
100-150%	
150-200%	
200-250%	
250-300%	
300-350%	
350-400%	
>400%	

Inslagdiepten	
0-5 mm	
5-10 mm	
10-15 mm	
15-20 mm	
20-25 mm	
25-30 mm	
30-35 mm	
35-40 mm	

Druksterkte	
0-5 N/mm²	
5-10 N/mm²	
10-15 N/mm²	
15-20 N/mm²	
20-25 N/mm²	

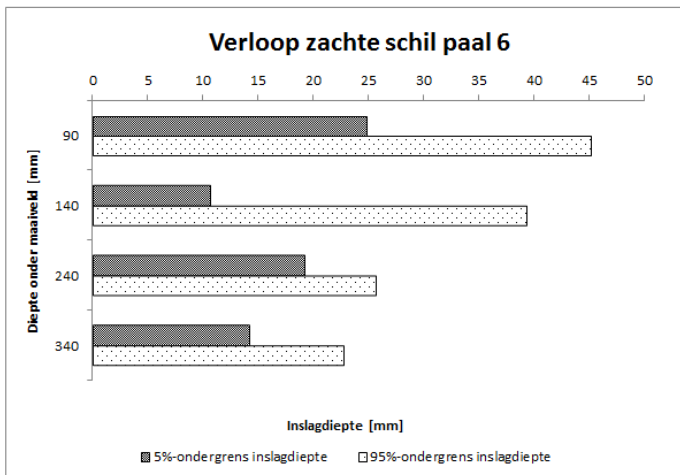
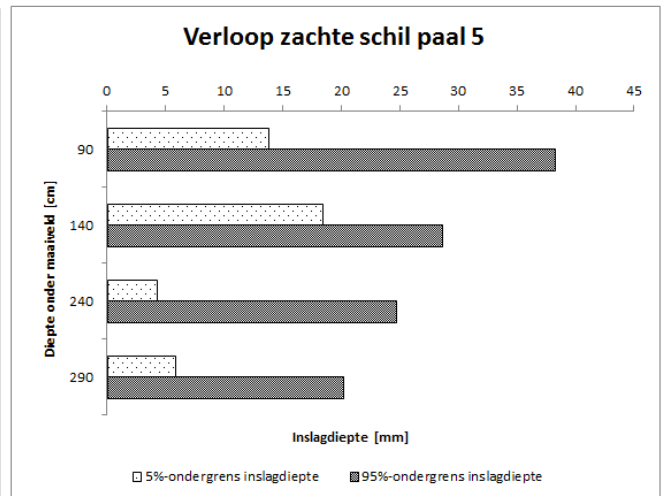
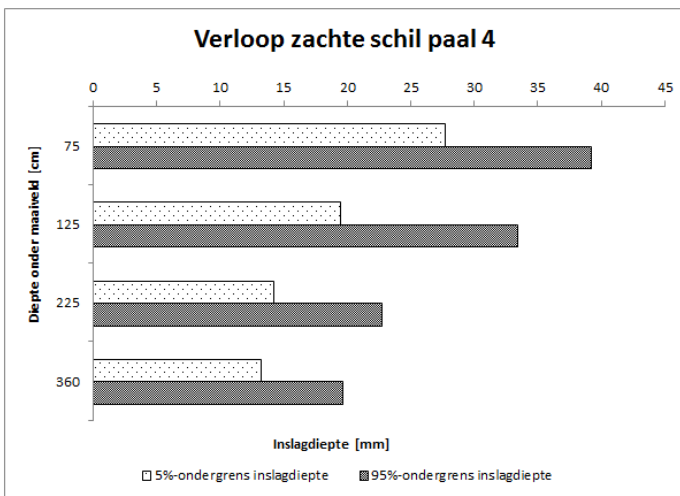
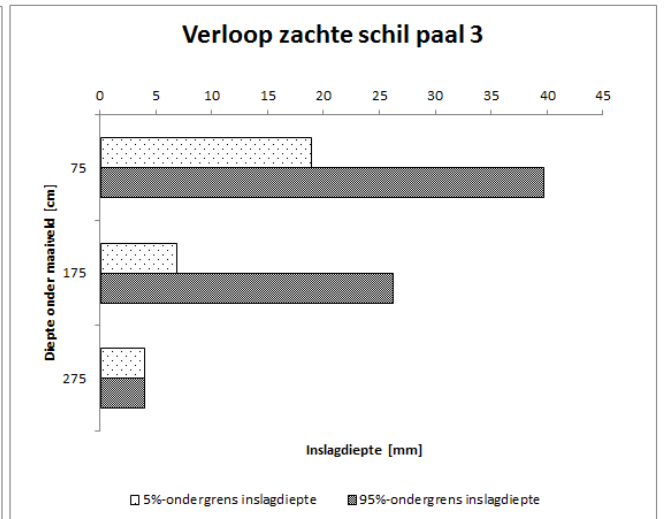
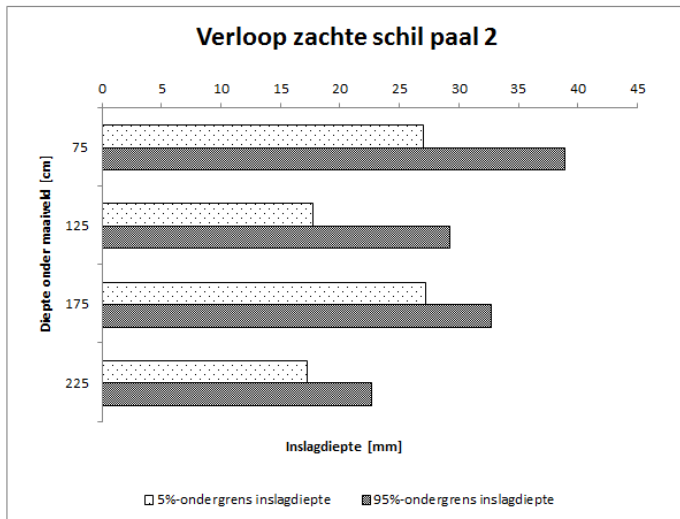
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

2.2.1 Verloop zachte schil

Paalstuk	Diepte	Locatie 1	Locatie 2	Locatie 3	Locatie 4	Gem	5%-grens	95%-grens
[-]	[mm]							
Paal 2								
2B	50-100	38	32	32	30	33	27,05	38,95
2C	100-150	28	22	20	24	23,5	17,72	29,28
2D	150-200	30	32	28	30	30	27,28	32,72
2F	200-250	22	20	20	18	20	17,28	22,72
Paal 3								
3B	50-100	24	34	x	28	29,3	18,93	39,67
3D	150-200	24	12	12	18	16,5	6,81	26,19
3F	250-300	4	4	x	4	4	4	4
Paal 4								
4A	50-100	34	38	30	32	33,5	27,72	39,28
4B	100-150	24	30	22	30	26,5	19,53	33,47
4D	200-250	22	18	18	16	18,5	14,25	22,75
4F	350-370	16	19	14	18	16,5	13,27	19,73
Paal 5								
5A	80-100	32	18	30	32	26	13,76	38,24
5B	130-150	29	26	22	30	23,5	18,4	28,6
5D	230-250	23	16	20	16	14,5	4,3	24,7
5F	280-300	20	12	18	18	13	5,86	20,14
Paal 6								
6A	80-100	30	30	42	38	35	24,8	45,2
6B	130-150	27	34	14	28	25	10,72	39,28
6D	230-250	21	24	20	24	22,5	19,27	25,73
6F	330-350	15	22	18	16	18,5	14,25	22,75

	Paal 2	Paal 3	Paal 4	Paal 5	Paal 6
Paalkop diepte [cm]	75	75	75	90	90
Paalpunt diepte [cm]	225	275	360	290	340
Verskil [cm]	150	200	285	200	250
Inslagwaarde paalkop [mm]					
5%-ondergrens [mm]	38,95	39,67	39,28	38,24	45,2
95%-ondergrens	27,05	18,93	27,72	26	35
Inslagwaarde paalpunt [mm]					
5%-ondergrens [mm]	22,72	4	19,73	20,14	22,75
95%-ondergrens [mm]	20	4	13,27	5,86	14,25
Verskil inslagwaarde paalkop en paalpunt					
5%-ondergrens [mm]	16,23	35,67	19,55	18,1	22,45
95%-ondergrens [mm]	7,05	14,93	14,45	20,14	20,75
Snelheid afname [mm/m]					
5%-ondergrens [mm/cm]	0,1082	0,1783	0,0686	0,0905	0,0898
95%-ondergrens [mm/cm]	0,0470	0,0745	0,051	0,1007	0,083

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3 Bijlage 3. Invloed biologische aantasting op de constructieve draagkracht van de doorsnede

3.1 Huidig berekeningsmodel (F3O 2011)

3.1.1 Betrouwbaarheid verloop zachte schil

Paal	3 metingen				12 metingen
	Locatie 1	Locatie 2	Locatie 3	Gemiddeld	Gemiddeld
[mm]					
1 boven	35	34	32	34	31
1 onder	24	33	32	30	31
2 boven	34	50	35	40	43
2 onder	30	50	45	42	44
3 boven	24	25	30	26	26
3 onder	25	20	30	25	25
4 boven	35	32	34	34	33
4 onder	34	34	30	33	32
5 boven	45	35	32	37	41
5 onder	50	40	50	47	42

Paal	3 metingen				12 metingen
	Locatie 1	Locatie 2	Locatie 3	Gemiddeld	Gemiddeld
[mm]					
1 boven	27	30	30	29	31
1 onder	33	42	26	34	31
2 boven	34	50	33	39	43
2 onder	30	50	41	40	44
3 boven	24	28	30	27	26
3 onder	24	28	25	26	25
4 boven	33	34	33	33	33
4 onder	30	35	30	32	32
5 boven	50	48	35	44	41
5 onder	50	42	40	44	42

Paal	3 metingen				12 metingen
	Locatie 1	Locatie 2	Locatie 3	Gemiddeld	Gemiddeld
[mm]					
1 boven	25	33	31	30	31
1 onder	33	33	29	32	31
2 boven	44	50	50	48	43
2 onder	43	53	45	47	44
3 boven	26	28	23	26	26
3 onder	25	28	23	25	25
4 boven	27	33	35	32	33
4 onder	30	33	30	31	32
5 boven	52	45	34	44	41
5 onder	50	50	28	43	42

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.1.2 Berekening constructieve draagkracht [o.b.v. 3 metingen]

Paal	Inslagmetingen i				Diameter paalschijf D
	Locatie 1	Locatie 2	Locatie 3	Gemiddeld	
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	35	34	32	34	210
2	44	50	50	48	237,5
3	24	28	30	27	214
4	35	32	34	34	199
5	45	35	32	37	215

Paal	Gereduceerde doorsnede d			Sterkte $f_{c:0:d}$
	Vergelijking 15	Vergelijking 16	Vergelijking 17	
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]
1	133	143	153	11,5
2	132	142	152	11,5
3	149	159	169	11,5
4	122	132	142	11,5
5	130	140	150	11,5

Paal	Draagkracht		
	Vergelijking 15	Vergelijking 16	Vergelijking 17
[-]	[kN]	[kN]	[kN]
1	159	184	211
2	156	181	n.v.t.
3	201	229	259
4	134	157	181
5	153	178	n.v.t.

*- Grijs gearceerde situaties kunnen niet optreden

$$d = D - 2(i + 5)$$

$$F_{max} = \left(\frac{d^4 \cdot \pi}{4}\right) \cdot f_{c:0:d}$$

(Vergelijking 13)

$$d = D - 2(i)$$

$$F_{max} = \left(\frac{d^4 \cdot \pi}{4}\right) \cdot f_{c:0:d}$$

(Vergelijking 14)

$$d = D - 2(i - 5)$$

$$F_{max} = \left(\frac{d^4 \cdot \pi}{4}\right) \cdot f_{c:0:d}$$

(Vergelijking 15)

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.1.3 Berekening constructieve draagkracht [12 metingen]

Paal	Inslagmetingen i				Diameter paalschijf D
	Locatie 1	Locatie 2	Locatie 3	Gemiddeld	
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	-	-	-	31	210
2	-	-	-	43	237,5
3	-	-	-	26	214
4	-	-	-	32	199
5	-	-	-	41	215

Paal	Gereduceerde doorsnede d			Sterkte $f_{c:0:d}$
	Vergelijking 15	Vergelijking 16	Vergelijking 17	
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]
1	138	148	158	11,5
2	142	152	162	11,5
3	152	162	172	11,5
4	123	133	143	11,5
5	123	133	143	11,5

Paal	Draagkracht		
	Vergelijking 15	Vergelijking 16	Vergelijking 17
[-]	[kN]	[kN]	[kN]
1	172	198	225
2	181	207	n.v.t.
3	209	237	267
4	137	160	185
5	137	160	n.v.t.

$$d = D - 2(i + 5)$$

$$F_{max} = \left(\frac{d^4 \cdot \pi}{4}\right) \cdot f_{c:0:d}$$

(Vergelijking 13)

$$d = D - 2(i)$$

$$F_{max} = \left(\frac{d^4 \cdot \pi}{4}\right) \cdot f_{c:0:d}$$

(Vergelijking 14)

$$d = D - 2(i - 5)$$

$$F_{max} = \left(\frac{d^4 \cdot \pi}{4}\right) \cdot f_{c:0:d}$$

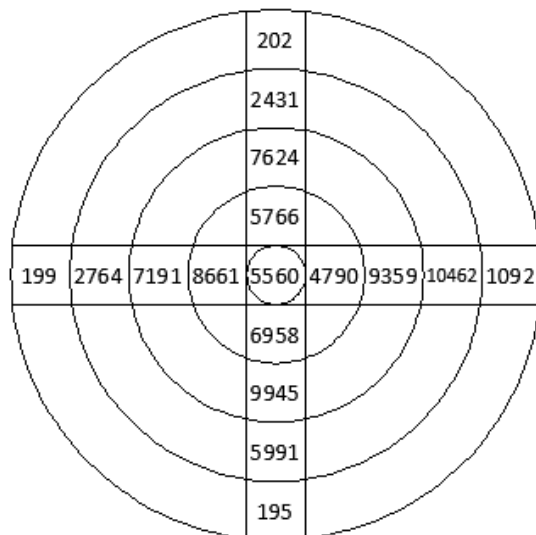
(Vergelijking 15)

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2 Bepaling normaalkrachten centrum paalschijven

3.2.1 Paalschijf I (grenen)

3.2.1.1 4 radialen



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

Doorsnede o.b.v. vier radialen (Case I)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	E Ay	y _i	E Az
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	3,32E+03	202	7,E+05	195,50	1,31E+08	103,5	6,95E+07
2	2,49E+03	2431	6,E+06	172,50	1,05E+09	103,5	6,27E+08
3	1,66E+03	7624	1,E+07	149,50	1,89E+09	103,5	1,31E+09
4	8,31E+02	5766	5,E+06	126,50	6,06E+08	103,5	4,96E+08
5	1,04E+02	5560	6,E+05	103,50	5,98E+07	103,5	5,98E+07
6	8,31E+02	6958	6,E+06	80,50	4,65E+08	103,5	5,98E+08
7	1,66E+03	9945	2,E+07	57,50	9,50E+08	103,5	1,71E+09
8	2,49E+03	5991	1,E+07	34,50	5,15E+08	103,5	1,55E+09
9	3,32E+03	195	6,E+05	11,50	7,45E+06	103,5	6,71E+07
10	3,32E+03	199	7,E+05	103,50	6,85E+07	195,50	1,29E+08
11	2,49E+03	2764	7,E+06	103,50	7,13E+08	172,50	1,19E+09
12	1,66E+03	7191	1,E+07	103,50	1,24E+09	149,50	1,79E+09
13	8,31E+02	8661	7,E+06	103,50	7,45E+08	126,50	9,10E+08
14	1,04E+02	5560	6,E+05	103,50	5,98E+07	103,50	5,98E+07
15	8,31E+02	4790	4,E+06	103,50	4,12E+08	80,50	3,20E+08
16	1,66E+03	9359	2,E+07	103,50	1,61E+09	57,50	8,94E+08
17	2,49E+03	10462	3,E+07	103,50	2,70E+09	34,50	9,00E+08
18	3,32E+03	1092	4,E+06	103,50	3,76E+08	11,50	4,17E+07
Som			1,39E+08		1,36E+10		1,27E+10

$$z_{zw} = \frac{1,36 \cdot 10^{10}}{1,39 \cdot 10^8} = 98 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = \frac{1,27 \cdot 10^{10}}{1,39 \cdot 10^8} = 91 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2.2 2 radialen

Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2A)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	E Ay	y _i	E Az
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	6648	202	1341663	195,50	2,62E+08	103,5	1,39E+08
2	4986	2431	12121737	172,50	2,09E+09	103,5	1,25E+09
3	3324	7624	25339691	149,50	3,79E+09	103,5	2,62E+09
4	1662	5766	9582881	126,50	1,21E+09	103,5	9,92E+08
5	415	5560	2309898	103,50	2,39E+08	103,5	2,39E+08
6	1662	6958	11563952	80,50	9,31E+08	103,5	1,20E+09
7	3324	9945	33053751	57,50	1,90E+09	103,5	3,42E+09
8	4986	5991	29867652	34,50	1,03E+09	103,5	3,09E+09
9	6648	195	1299380	11,50	1,49E+07	103,5	1,34E+08
Som			1,26E+08		1,15E+10		1,31E+10

$$z_{zw} = \frac{1,15 \cdot 10^{10}}{1,26 \cdot 10^8} = 90,68 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = 103,5 \text{ mm}$$

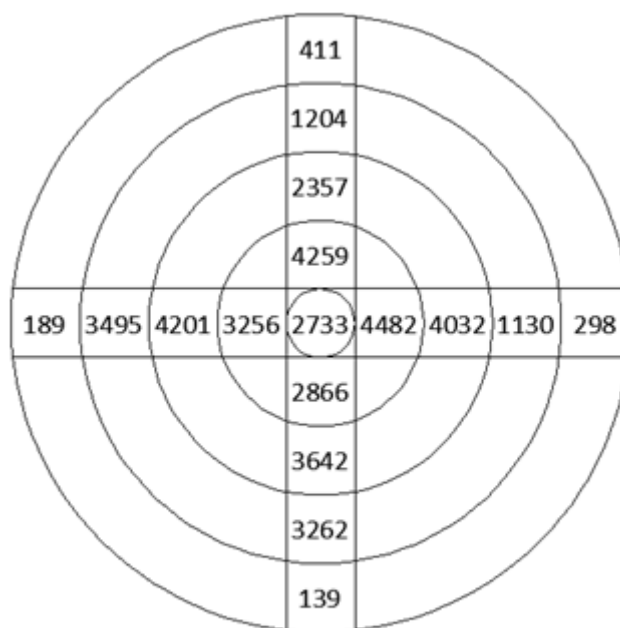
Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2B)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	E Ay	y _i	E Az
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
10	6648	199	760980	195,50	1,49E+08	103,50	7,88E+07
11	4986	2764	13782971	172,50	2,38E+09	103,50	1,43E+09
12	3324	7191	23900603	149,50	3,57E+09	103,50	2,47E+09
13	1662	8661	14394449	126,50	1,82E+09	103,50	1,49E+09
14	415	5560	2309898	103,50	2,39E+08	103,50	2,39E+08
15	1662	4790	7960121	80,50	6,41E+08	103,50	8,24E+08
16	3324	9359	31107797	57,50	1,79E+09	103,50	3,22E+09
17	4986	10462	52161593	34,50	1,80E+09	103,50	5,40E+09
18	6648	1092	7258355	11,50	8,35E+07	103,50	7,51E+08
Som			1,54E+08		1,26E+10		1,60E+10

$$z_{zw} = 103,5 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = \frac{1,26 \cdot 10^{10}}{1,54 \cdot 10^8} = 81,18 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2.3 Paalschijf 2 (grenen)



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case I)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	EAy	y _i	EAz
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	3,32E+03	411	1,E+06	195,50	2,67E+08	103,5	1,41E+08
2	2,49E+03	1204	3,E+06	172,50	5,18E+08	103,5	3,11E+08
3	1,66E+03	2357	4,E+06	149,50	5,85E+08	103,5	4,05E+08
4	8,31E+02	4259	4,E+06	126,50	4,48E+08	103,5	3,66E+08
5	1,04E+02	2733	3,E+05	103,50	2,94E+07	103,5	2,94E+07
6	8,31E+02	2866	2,E+06	80,50	1,92E+08	103,5	2,46E+08
7	1,66E+03	3642	6,E+06	57,50	3,48E+08	103,5	6,26E+08
8	2,49E+03	3263	8,E+06	34,50	2,81E+08	103,5	8,42E+08
9	3,32E+03	139	5,E+05	11,50	5,32E+06	103,5	4,79E+07
10	3,32E+03	298	1,E+06	103,50	1,02E+08	195,5	1,93E+08
11	2,49E+03	1130	3,E+06	103,50	2,91E+08	172,5	4,86E+08
12	1,66E+03	4032	7,E+06	103,50	6,93E+08	149,5	1,00E+09
13	8,31E+02	4482	4,E+06	103,50	3,85E+08	126,5	4,71E+08
14	1,04E+02	2733	3,E+05	103,50	2,94E+07	103,5	2,94E+07
15	8,31E+02	3256	3,E+06	103,50	2,80E+08	80,5	2,18E+08
16	1,66E+03	4201	7,E+06	103,50	7,23E+08	57,5	4,01E+08
17	2,49E+03	3495	9,E+06	103,50	9,02E+08	34,5	3,01E+08
18	3,32E+03	189	6,E+05	103,50	6,50E+07	11,5	7,22E+06
Som			6,E+07		6,14E+09		6,12E+09

$$z_{zw} = \frac{6,14 \cdot 10^9}{6 \cdot 10^7} = 98,03 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = \frac{6,12 \cdot 10^9}{6 \cdot 10^7} = 97,70 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2.3.1 2 radialen

Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2A)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	E Ay	y _i	E Az
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	6648	411	2731319	195,50	5,34E+08	103,5	2,83E+08
2	4986	1204	6003119	172,50	1,04E+09	103,5	6,21E+08
3	3324	2356	7832537	149,50	1,17E+09	103,5	8,11E+08
4	1662	4259	7078146	126,50	8,95E+08	103,5	7,33E+08
5	415	2733	1135509	103,50	1,18E+08	103,5	1,18E+08
6	1662	2866	4762423	80,50	3,83E+08	103,5	4,93E+08
7	3324	3642	12105017	57,50	6,96E+08	103,5	1,25E+09
8	4986	3263	16266971	34,50	5,61E+08	103,5	1,68E+09
9	6648	139	925306	11,50	1,06E+07	103,5	9,58E+07
Som			5,88E+07		5,40E+09		6,09E+09

$$z_{zw} = \frac{5,4 \cdot 10^9}{5,88 \cdot 10^7} = 91,85 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = 103,5 \text{ mm}$$

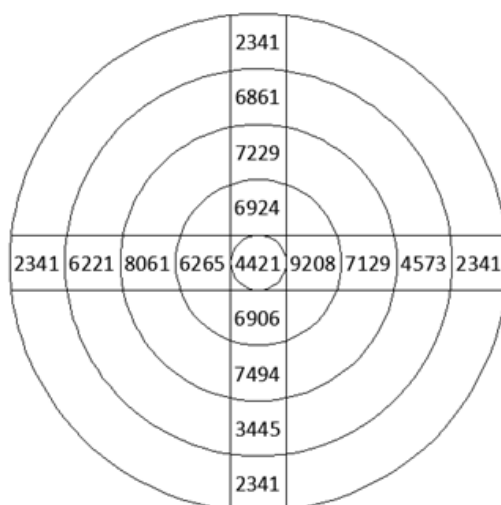
Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2B)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	E Ay	y _i	E Az
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
10	6648	297	1975579	195,50	3,86E+08	103,50	2,04E+08
11	4986	1130	5631909	172,50	9,72E+08	103,50	5,83E+08
12	3324	4032	13400510	149,50	2,00E+09	103,50	1,39E+09
13	1662	4482	7448688	126,50	9,42E+08	103,50	7,71E+08
14	415	2733	1135509	103,50	1,18E+08	103,50	1,18E+08
15	1662	3256	5410347	80,50	4,36E+08	103,50	5,60E+08
16	3324	4201	13962930	57,50	8,03E+08	103,50	1,45E+09
17	4986	3495	17423766	34,50	6,01E+08	103,50	1,80E+09
18	6648	189	1256265	11,50	1,44E+07	103,50	1,30E+08
Som			6,76E+07		6,27E+09		7,00E+09

$$y_{zw} = \frac{6,27 \cdot 10^9}{6,76 \cdot 10^7} = 92,76 \text{ mm}$$

$$z_{zw} = 103,5 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2.4 Paalschijf 3 (vuren)



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

Doorsnede o.b.v. vier radialen (Case I)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	EAy	y _i	EAz
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	3,32E+03	2341	8,E+06	195,50	1,52E+09	103,5	8,05E+08
2	2,49E+03	6861	2,E+07	172,50	2,95E+09	103,5	1,77E+09
3	1,66E+03	7229	1,E+07	149,50	1,80E+09	103,5	1,24E+09
4	8,31E+02	6924	6,E+06	126,50	7,28E+08	103,5	5,95E+08
5	1,04E+02	4421	5,E+05	103,50	4,75E+07	103,5	4,75E+07
6	8,31E+02	6906	6,E+06	80,50	4,62E+08	103,5	5,94E+08
7	1,66E+03	7494	1,E+07	57,50	7,16E+08	103,5	1,29E+09
8	2,49E+03	3445	9,E+06	34,50	2,96E+08	103,5	8,89E+08
9	3,32E+03	2341	8,E+06	11,50	8,95E+07	103,5	8,05E+08
10	3,32E+03	2341	8,E+06	103,50	8,05E+08	195,5	1,52E+09
11	2,49E+03	6221	2,E+07	103,50	1,61E+09	172,5	2,68E+09
12	1,66E+03	8061	1,E+07	103,50	1,39E+09	149,5	2,00E+09
13	8,31E+02	6265	5,E+06	103,50	5,39E+08	126,5	6,59E+08
14	1,04E+02	4421	5,E+05	103,50	4,75E+07	103,5	4,75E+07
15	8,31E+02	9208	8,E+06	103,50	7,92E+08	80,5	6,16E+08
16	1,66E+03	7129	1,E+07	103,50	1,23E+09	57,5	6,81E+08
17	2,49E+03	4573	1,E+07	103,50	1,18E+09	34,5	3,93E+08
18	3,32E+03	2341	8,E+06	103,50	8,05E+08	11,5	8,95E+07
Som			2,E+08		1,70E+10		1,67E+10

$$z_{zw} = \frac{1,7 \cdot 10^{10}}{2 \cdot 10^8} = 107,08 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = \frac{1,67 \cdot 10^{10}}{2 \cdot 10^8} = 105,38 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2.4.1 2 radialen

Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2A)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	EAy	y _i	EAz
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	6648	2341	1,56E+07	195,50	3,04E+09	103,5	1,61E+09
2	4986	6861	3,42E+07	172,50	5,90E+09	103,5	3,54E+09
3	3324	7229	2,40E+07	149,50	3,59E+09	103,5	2,49E+09
4	1662	6924	1,15E+07	126,50	1,46E+09	103,5	1,19E+09
5	415	4421	1,84E+06	103,50	1,90E+08	103,5	1,90E+08
6	1662	6906	1,15E+07	80,50	9,24E+08	103,5	1,19E+09
7	3324	7494	2,49E+07	57,50	1,43E+09	103,5	2,58E+09
8	4986	3445	1,72E+07	34,50	5,93E+08	103,5	1,78E+09
9	6648	2341	1,56E+07	11,50	1,79E+08	103,5	1,61E+09
Som			1,56E+08		1,73E+10		1,62E+10

$$z_{zw} = \frac{1,62 \cdot 10^{10}}{1,56 \cdot 10^8} = 110,77 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = 103,5 \text{ mm}$$

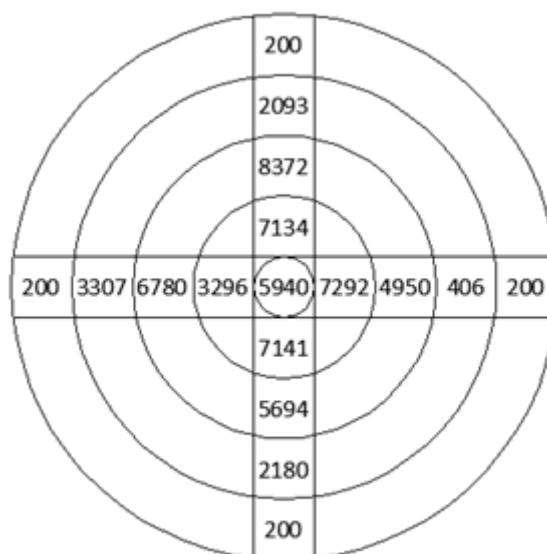
Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2B)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	EAy	y _i	EAz
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
10	6648	2341	1,56E+07	195,50	3,04E+09	103,50	1,61E+09
11	4986	6221	3,10E+07	172,50	5,35E+09	103,50	3,21E+09
12	3324	8061	2,68E+07	149,50	4,01E+09	103,50	2,77E+09
13	1662	6265	1,04E+07	126,50	1,32E+09	103,50	1,08E+09
14	415	4421	1,84E+06	103,50	1,90E+08	103,50	1,90E+08
15	1662	9208	1,53E+07	80,50	1,23E+09	103,50	1,58E+09
16	3324	7129	2,37E+07	57,50	1,36E+09	103,50	2,45E+09
17	4986	4573	2,28E+07	34,50	7,87E+08	103,50	2,36E+09
18	6648	2341	1,56E+07	11,50	1,79E+08	103,50	1,61E+09
Som			1,63E+08		1,75E+10		1,69E+10

$$y_{zw} = \frac{1,69 \cdot 10^{10}}{1,63 \cdot 10^{10}} = 107,16 \text{ mm}$$

$$z_{zw} = 103,5 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2.5 Paalschijf 4 (grenen)



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

Doorsnede o.b.v. vier radialen (Case I)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	E Ay	y _i	E Az
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	5,E+05	191,00	9,96E+07	99	5,16E+07	99	3,87E+07
2	5,E+06	168,00	8,76E+08	99	5,16E+08	99	5,16E+08
3	1,E+07	145,00	2,02E+09	99	1,38E+09	99	1,38E+09
4	6,E+06	122,00	7,23E+08	99	5,87E+08	99	5,87E+08
5	6,E+05	99,00	6,11E+07	99	6,11E+07	99	6,11E+07
6	6,E+06	76,00	4,51E+08	99	5,87E+08	99	5,87E+08
7	9,E+06	53,00	5,01E+08	99	9,37E+08	99	9,37E+08
8	5,E+06	30,00	1,63E+08	99	5,38E+08	99	5,38E+08
9	5,E+05	8,00	4,17E+06	99	5,16E+07	99	3,87E+07
10	5,E+05	99,00	5,16E+07	191	9,96E+07	191	7,47E+07
11	1,E+06	99,00	1,00E+08	168	1,70E+08	168	1,70E+08
12	8,E+06	99,00	8,14E+08	145	1,19E+09	145	1,19E+09
13	6,E+06	99,00	6,00E+08	122	7,39E+08	122	7,39E+08
14	6,E+05	99,00	6,11E+07	99	6,11E+07	99	6,11E+07
15	3,E+06	99,00	2,71E+08	76	2,08E+08	76	2,08E+08
16	1,E+07	99,00	1,12E+09	53	5,97E+08	53	5,97E+08
17	8,E+06	99,00	8,16E+08	30	2,47E+08	30	2,47E+08
18	5,E+05	99,00	5,16E+07	7	3,65E+06	7	2,74E+06
Som			9,E+07		8,73E+09		7,97E+09

$$z_{zw} = \frac{8,73 \cdot 10^9}{9 \cdot 10^7} = 101,19 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = \frac{8,03 \cdot 10^9}{9 \cdot 10^7} = 92,51 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2.5.1 2 radialen

Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2A)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	EAY	y _i	EAZ
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	2686	200	537212	192,00	1,03E+08	99,5	4,01E+07
2	2493	2093	5216787	169,00	8,82E+08	99,5	5,19E+08
3	1662	8372	13913714	146,00	2,03E+09	99,5	1,38E+09
4	831	7134	5928040	123,00	7,29E+08	99,5	5,90E+08
5	104	5940	616990	100,00	6,17E+07	99,5	6,14E+07
6	831	7141	5933436	77,00	4,57E+08	99,5	5,90E+08
7	1662	5694	9462148	54,00	5,11E+08	99,5	9,41E+08
8	2493	2180	5435568	31,00	1,69E+08	99,5	5,41E+08
9	2686	200	537212	8,00	4,30E+06	99,5	4,01E+07
Som			4,76E+07		4,95E+09		4,73E+09

$$z_{zw} = \frac{4,71 \cdot 10^9}{4,76 \cdot 10^7} = 103,98 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = 99,5 \text{ mm}$$

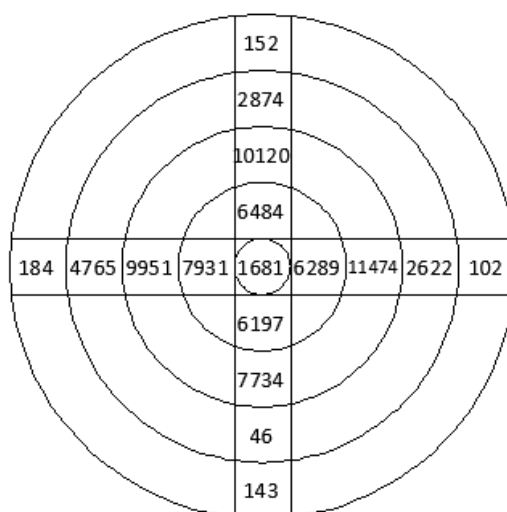
Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2B)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	EAY	y _i	EAZ
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
10	2686	150	402909	192,00	7,74E+07	99,50	4,01E+07
11	2493	406	1011199	169,00	1,71E+08	99,50	1,01E+08
12	1662	4950	8226856	146,00	1,20E+09	99,50	8,19E+08
13	831	7292	6059299	123,00	7,45E+08	99,50	6,03E+08
14	104	5940	616990	100,00	6,17E+07	99,50	6,14E+07
15	831	3296	2738906	77,00	2,11E+08	99,50	2,73E+08
16	1662	6780	11267709	54,00	6,08E+08	99,50	1,12E+09
17	2493	3308	8245517	31,00	2,56E+08	99,50	8,20E+08
18	2686	150	402909	8,00	3,22E+06	99,50	4,01E+07
Som			3,90E+07		3,33E+09		3,88E+09

$$y_{zw} = \frac{3,88 \cdot 10^9}{3,9 \cdot 10^7} = 80,10 \text{ mm}$$

$$z_{zw} = 99,5 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2.6 Paalschijf 5 (grenen)



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case I)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	E Ay	y _i	E Az
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	3,32E+03	152	5,E+05	195,50	9,85E+07	103,5	5,21E+07
2	2,49E+03	2874	7,E+06	172,50	1,24E+09	103,5	7,42E+08
3	1,66E+03	10120	2,E+07	149,50	2,51E+09	103,5	1,74E+09
4	8,31E+02	6484	5,E+06	126,50	6,82E+08	103,5	5,58E+08
5	1,04E+02	5000	5,E+05	103,50	5,38E+07	103,5	5,38E+07
6	8,31E+02	6197	5,E+06	80,50	4,15E+08	103,5	5,33E+08
7	1,66E+03	7734	1,E+07	57,50	7,39E+08	103,5	1,33E+09
8	2,49E+03	46	1,E+05	34,50	3,93E+06	103,5	1,18E+07
9	3,32E+03	143	3,E+05	11,50	3,82E+06	103,5	3,44E+07
10	3,32E+03	184	6,E+05	103,50	6,32E+07	195,5	1,19E+08
11	2,49E+03	4765	1,E+07	103,50	1,23E+09	172,5	2,05E+09
12	1,66E+03	9951	2,E+07	103,50	1,71E+09	149,5	2,47E+09
13	8,31E+02	7931	7,E+06	103,50	6,82E+08	126,5	8,34E+08
14	1,04E+02	5000	5,E+05	103,50	5,38E+07	103,5	5,38E+07
15	8,31E+02	6289	5,E+06	103,50	5,41E+08	80,5	4,21E+08
16	1,66E+03	11474	2,E+07	103,50	2,02E+09	57,5	1,12E+09
17	2,49E+03	2622	7,E+06	103,50	6,77E+08	34,5	2,26E+08
18	3,32E+03	102	3,E+05	103,50	3,50E+07	11,5	3,89E+06
Som			1,E+08		1,28E+10		1,24E+10

$$z_{zw} = \frac{1,28 \cdot 10^{10}}{1 \cdot 10^8} = 109,42 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = \frac{1,28 \cdot 10^{10}}{1 \cdot 10^8} = 105,97 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.2.6.1 2 radialen

Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2A)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	EAy	y _i	EAz
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
1	6648	152	1,53E+08	195,50	2,98E+10	103,5	1,58E+10
2	4986	2874	4,12E+10	172,50	7,10E+12	103,5	4,26E+12
3	3324	10120	3,40E+11	149,50	5,09E+13	103,5	3,52E+13
4	1662	6484	6,99E+10	126,50	8,84E+12	103,5	7,23E+12
5	415	5000	1,04E+10	103,50	1,08E+12	103,5	1,08E+12
6	1662	6197	6,38E+10	80,50	5,14E+12	103,5	6,61E+12
7	3324	7734	1,99E+11	57,50	1,14E+13	103,5	2,06E+13
8	4986	46	1,04E+07	34,50	3,59E+08	103,5	1,08E+09
9	6648	100	6,65E+07	11,50	7,64E+08	103,5	6,88E+09
Som			7,25E+11		8,45E+13		7,50E+13

$$y_{zw} = \frac{7,5 \cdot 10^{13}}{7,25 \cdot 10^{11}} = 116,61 \text{ mm}$$

$$y_{zw} = 103,5 \text{ mm}$$

Doorsnede o.b.v. twee radialen (Case 2B)							
Proefstuk	Oppervlakte schil	E	EA	z _i	EAy	y _i	EAz
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]			
10	6648	184	2,24E+08	195,50	4,39E+10	103,50	2,32E+10
11	4986	4765	1,13E+11	172,50	1,95E+13	103,50	1,17E+13
12	3324	9951	3,29E+11	149,50	4,92E+13	103,50	3,41E+13
13	1662	7931	1,05E+11	126,50	1,32E+13	103,50	1,08E+13
14	415	5000	1,04E+10	103,50	1,08E+12	103,50	1,08E+12
15	1662	6289	6,57E+10	80,50	5,29E+12	103,50	6,80E+12
16	3324	11747	4,59E+11	57,50	2,64E+13	103,50	4,75E+13
17	4986	2622	3,43E+10	34,50	1,18E+12	103,50	3,55E+12
18	6648	102	6,88E+07	11,50	7,92E+08	103,50	7,13E+09
Som			1,12E+12		1,16E+14		1,16E+14

$$y_{zw} = \frac{1,16 \cdot 10^{14}}{1,12 \cdot 10^{12}} = 103,85 \text{ mm}$$

$$z_{zw} = 103,5 \text{ mm}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.3 Afleiding formules inhomogene doorsnede

Een (aangetaste) funderingspaal wordt belast door een combinatie van druk en buiging ten gevolge van een excentrische aangrijpende normaalkracht. De funderingspaal kan zijn belast door een dubbel excentrische normaalkracht die wordt ontbonden in een centrische normaalkracht en een moment in twee richtingen.

Voor het bepalen van de optredende spanningen, rekken en (snede)krachten wordt het vezelmodel gebruikt. In een vezelmodel bestaat de doorsnede uit oneindig veel tegen elkaar aanliggende vezels evenwijdig aan de staaf as die op hun plek worden gehouden door een oneindig aantal starre vlakken (doorsneden) die loodrecht op deze vezels staan. Aangezien we de standaardaanpak volgen van de toegepaste mechanica gelden de volgende aannamen (Hartsuijker 2001):

1. Vlakke doorsnede blijven vlak en staan zowel voor als na de vervorming van de staaf loodrecht op de vezelrichting (hypothese van Bernouille). De doorsneden zijn dus oneindig stijf en om deze reden ook geschematiseerd als starre vlakken.
2. De doorsnede ondergaan kleine rotaties $\varphi \ll 1$
3. In de staaf heerst een lijnspanningstoestand (volgt uit het gekozen vezelmodel). Dit betekend dat de krachten in 2 van de drie hoofdrichtingen gelijk zijn aan 0.
4. De vezels gedragen zich lineair elastisch (wet van Hooke is geldig)

De locaties van de vezels worden beschreven met behulp van een x-y-z assenstelsel. De ligging van de doorsnede wordt bepaald door het x-coördinaat De locatie van de doorsnede is in het geval van een (aangetaste) funderingspaal van groot belang omdat zowel de normaalkracht als de doorsnede over de lengte varieert. De optredende vervormingen ten gevolge van extensie en dubbele buiging in een niet-symmetrische doorsnede³³ kunnen worden beschreven door middel van een tweedimensionaal rekveld (Vergelijking 49). Met behulp van de Wet van Hooke is dit om te zetten naar een twee dimensionaal spanningsveld (Vergelijking 50). De aanname dat vlakke doorsneden vlak blijven (hypothese van Bernouille) leiden er toe dat de κ_z en κ_y constant blijven over de gehele doorsnede.

$$\varepsilon(y, z) = -\varepsilon + y\kappa_y + z\kappa_z \quad \text{(Vergelijking 49)}$$

$$\sigma(y, z) = \varepsilon(y, z) \cdot E(y, z) = E(y, z) (-\varepsilon + y\kappa_y + z\kappa_z) \quad \text{(Vergelijking 50)}$$

Waarin:

$\varepsilon_{(y,z)}$: rek in vezel op locatie (y,z)
 κ_y : helling in de y-richting
 κ_z : helling in de z-richting

Het verband tussen de gegeneraliseerde spanningen (snedekrachten N, M_y, M_z) en de generaliseerde vervormingen ($\varepsilon_z, \kappa_y, \kappa_z$) kan worden beschreven door middel van constitutieve relaties (Vergelijking 51). In deze vergelijking is de constitutieve relatie van een enkele vezel beschouwd aangezien er sprake is van een willekeurig assenstelsel Door de ligging van het assenstelsel zodanig te kiezen dat de statische momenten nul zijn (x-as loopt door normaalkrachtencentrum³⁴) kan deze matrix sterk worden vereenvoudigd (Vergelijking 52). Uit deze matrix blijkt dat er geen koppeling meer aanwezig is tussen extensie en buiging.

$$\begin{bmatrix} N \\ M_y \\ M_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EA & ES_y & ES_z \\ ES_y & EI_{yy} & EI_{yz} \\ ES_z & EI_{zy} & EI_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon \\ \kappa_y \\ \kappa_z \end{bmatrix} \quad \text{(Vergelijking 51)}$$

³³ In eerste instantie wordt uitgegaan van een niet-symmetrische doorsnede

³⁴ Het normaalkrachtencentrum is gedefinieerd als het punt in de doorsnede waar de resultante van alle normaalspanningen ten gevolge van extensie aangrijpen.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

$$[N] = [EA]|\varepsilon|$$

$$\begin{bmatrix} M_y \\ M_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EI_{yy} & EI_{yz} \\ EI_{zy} & EI_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \kappa_y \\ \kappa_z \end{bmatrix} \quad \text{(Vergelijking 52)}$$

Een groot voordeel voor de doorsnede op basis van 2 radialen is dat hierdoor twee symmetrieassen worden verkregen en de matrix van vergelijking 52 reduceert in de matrix van vergelijking 53. Door de reductie van oneindig kleine blokjes naar schillen met een dikte van twintig millimeter is de elasticiteitsmodulus niet meer continu variabel over de doorsnede. De doorsnede wordt beschouwd als een inhomogene doorsnede, bestaande uit schillen met een variërende waarde van de elasticiteitsmodulus. Om deze reden kan het integraal teken uit vergelijking 53 worden vervangen door een sommatieteken (Vergelijking 54).

$$[N] = [EA][\varepsilon]$$

$$\begin{bmatrix} M_y \\ M_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EI_{yy} & 0 \\ 0 & EI_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \kappa_y \\ \kappa_z \end{bmatrix}$$

$$N = \int_A \sigma(y, z) dA = \varepsilon \int_A E(y, z) dA =$$

$$M_y = \int_A y \cdot \sigma(y, z) dA = \int_A E(y, z) \cdot (y\kappa_y) y dA = \kappa_y \int_A E(y, z) \cdot y^2 dA$$

$$M_z = \int_A z \cdot \sigma(y, z) dA = \int_A E(y, z) \cdot (z\kappa_z) z dA = \kappa_z \int_A E(y, z) \cdot z^2 dA$$

$$\int_A E(y, z) dA = EA \quad \int_A E(y, z) y^2 dA = EI_{yy} \quad \int_A E(y, z) z^2 dA = EI_{zz}$$

(Vergelijking 53)

$$[N] = [EA][\varepsilon]$$

$$[M] = [EI][\kappa]$$

$$N = \sum_{i=1}^{i=n} N_i = \sum_{i=1}^{i=n} A_i \cdot E_i \cdot \varepsilon_N = \varepsilon_N \sum_{i=1}^{i=n} A_i \cdot E_i$$

$$\varepsilon_N = \frac{N}{\sum_{i=1}^{i=n} A_i \cdot E_i}$$

$$\sigma_k = E_k \cdot \frac{N}{\sum_{i=1}^{i=n} A_i \cdot E_i} = E_k \cdot \varepsilon_N$$

(Vergelijking 54)

$$M = \sum_{i=1}^{i=n} M_i = \sum_{i=1}^{i=n} \sigma_i(z) \cdot z = \sum_{i=1}^{i=n} \sigma_i(z) \cdot z = E_i \cdot \frac{M \cdot z}{\sum_{i=1}^{i=n} E_i \cdot I_i}$$

$$\varepsilon_b(z) = \frac{M \cdot z}{\sum_{i=1}^{i=n} E_i \cdot I_i}$$

$$\sigma_k(z) = E_k \cdot \frac{M \cdot z}{\sum_{i=1}^{i=n} E_i \cdot I_i}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.4 Sterkte Rondhout

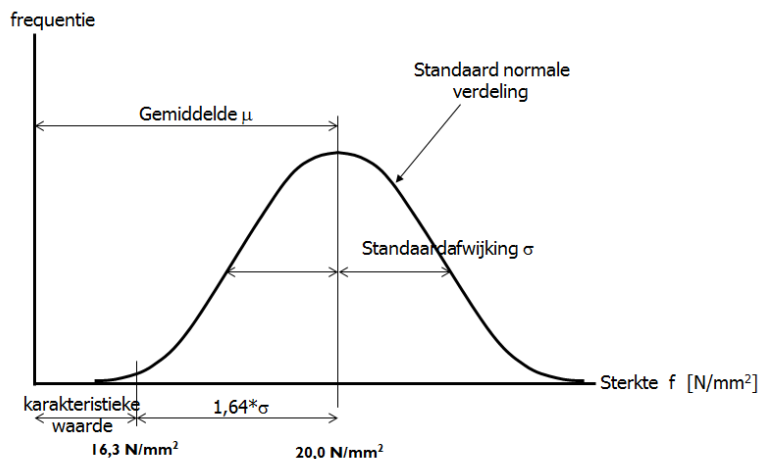
Voor het toetsen van de constructieve draagkracht dient de verzadigde druksterkte evenwijdig aan de vezel van rondhout bekend te zijn. De normen (NEN-EN 388) zijn niet bruikbaar aangezien deze de sterkte waarden beschrijven van gezaagd hout bij een vochtgehalte van 12%. Uit onderzoek (Kuilen 1994) wordt voor gezond rondhout een gemiddelde karakteristieke verzadigde druksterkte $f_{c:0:rep:nat}$ van 20,0 N/mm² met een standaardafwijking van 2,2 N/mm² verkregen. Deze waarde komt voort uit een experiment waar 95 gezonde funderingspalen (57 vuren, 20 lariks en 18 douglas) belast zijn tot bezwijken. Wanneer we uitgaan van een standaard normale verdeling bedraagt de karakteristieke druksterkte 16,3 N/mm² (Figuur 72).

De rekenwaarde van de sterkte (NEN-EN-1995-1) wordt verkregen door de karakteristieke waarde te vermenigvuldigen met een k_{mod} factor. Deze factor brengt het effect van de belastingduur en het vochtgehalte door middel van verschillende klimaatklassen in rekening (Vergelijking 55). Klimaatklasse 1 en 2 worden gebruikt voor hout met een vochtgehalte tot 20% en klimaatklasse 3 voor al het hout met een vochtgehalte groter dan 20%. In een (aangetaste) funderingspaal bezit het hout een vochtgehalte van meer dan 150% waardoor bovenstaande k_{mod} factoren niet bruikbaar zijn. Bovenstaande druksterkte (16,3N/mm²) is verkregen aan de hand van proefstukken met een vochtgehalte tussen de 32 en 180% (Kuilen 1994), waardoor de k_{mod} factor alleen het effect van de belastingduur in rekening dient te brengen (k_{mod} factor klimaatklasse 1).

$$f_{c:0:d:nat} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c:0:k:nat}}{\gamma_m} \quad \text{(Vergelijking 55)}$$

Waarin:

- R_d : rekenwaarde weerstand sterkte
- k_{mod} : modificatiefactor die het effect van de belasting duur en het vochtgehalte in rekening brengt (Tabel 4- NEN-EN-1995-1)
- R_k : karakteristieke weerstand sterkte
- γ_m : partiële factor materiaal eigenschap (1,2 Jorissen 2007)
- k_h : modificatiefactor voor de hoogte (1,0 Jorissen 2007)



Figuur 72. Bepaling karakteristieke druksterkte van gezonde palen.

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

De k_{mod} -factoren zijn weergegeven in tabel 27 en met behulp van de factoren behorend bij klimaatklasse 1 kan voor elke belastingduurklasse de rekenwaarde van de sterkte worden bepaald (Tabel 28). Wanneer we de verkregen rekenwaarden van de sterkte (Tabel 27) vergelijken met de gegevens uit de richtlijnen (NCCI EN-NEN-1995-1) blijkt dat de richtlijnen een belastingduur aannemen behorend bij klasse 2 (lang) terwijl de belasting op de funderingsconstructie voor een langere tijd aanwezig is en overeenkomt met klasse 1 (Vergelijking 18a&b). De reden waarom voor een lagere belastingduurklasse is gekozen heeft te maken met de wijze waarop de belasting volgens de richtlijnen wordt bepaald (NEN-EN-1990). De rekenwaarde van de sterkte behorend bij belastingduurklasse 1 kan worden gebruikt wanneer er sprake is van alleen permanente belasting en omdat deze niet de gehele levensduur aanwezig is wordt belastingduurklasse 2 gekozen.

Voor de korte-duursterkte is een lagere sterkte aanwezig en dit is te danken aan de bepalingsmethode. De sterktewaarden volgens de richtlijnen worden ook bepaald aan de hand van de karakteristieke sterkte $f_{c;0;k}$ 16,3 N/mm². Alleen in deze situatie wordt deze eerst omgezet naar een droge karakteristieke druksterkte door de karakteristieke verzadigde sterkte te delen door de verhouding van de klimaatklassen (gemiddeld 0,8). Hierna wordt de verkregen sterkte vermenigvuldigd met een k_{mod} factor behorend bij klimaatklasse 3 en deze neemt dus zowel het effect van de belastingduur als het vochtgehalte in rekening.

Tabel 27. Waarden modificatiefactor k_{mod} voor de UGT (Tabel 3 Eurocode 5).

Belastingduurklasse	k_{mod}		Grootte cumulatieve duur
	Klimaatklasse		
	1 en 2	3	[·]
1 (Permanent)	0,6	0,5	Langer dan 10 jaar
2 (Lang)	0,7	0,55	6 maanden tot 10 jaar
3 (Middel lang)	0,8	0,65	1 week tot 6 maanden
4 (kort)	0,9	0,7	Minder dan 1 week
5 (zeer kort)	1,10	0,9	-

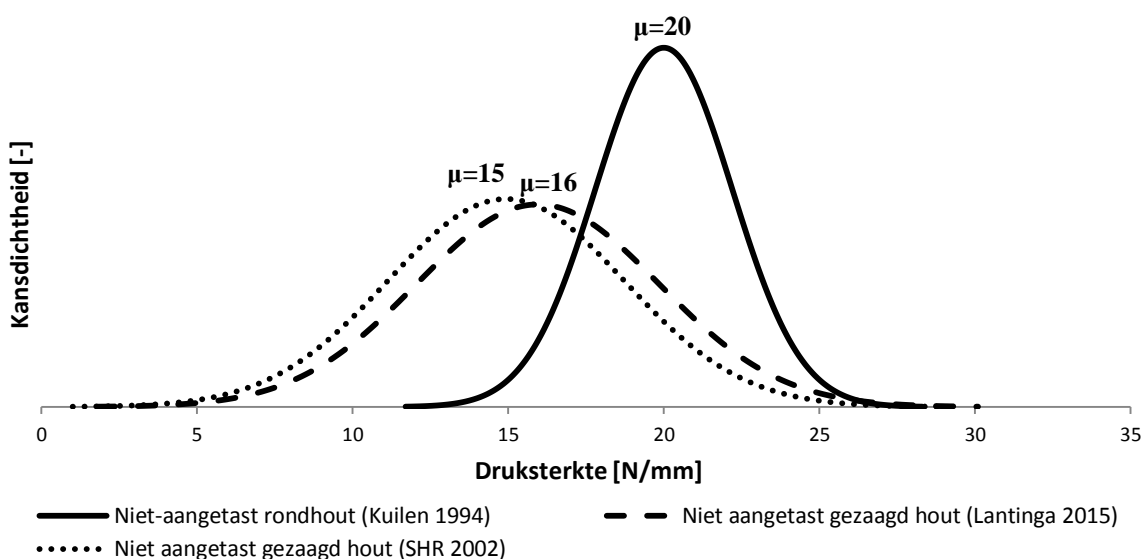
Tabel 28. Modificatiefactor k_{mod} voor de UGT en de bijhorende sterkte $f_{c;0;d}$ (Tabel 3 Eurocode 5).

Belastingduurklasse	k_{mod}		$f_{c;0;d}$
	Klimaatklasse		
	1 en 2		[N/mm ²]
1 (Permanent)	0,6		8,15
2 (Lang)	0,7		9,5
3 (Middellang)	0,8		10,9
4 (kort)	0,9		12,23
5 (zeer kort)	1,10		14,94

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.5 Bepaling sterkte verhouding gezaagd en rondhout

In figuur 73 zijn de normale verdelingen weergegeven behorend bij niet aangetast gezaagd hout (Klaassen 2008), niet aangetast gezaagd hout (Lantinga 2015) en niet aangetast rond hout (Kuilen 1994). In deze figuur is te zien dat de druksterkte van niet aangetast gezaagd hout volgens beide bijna datasets gelijk is. De reden waarom dataset 1 (Klaassen 2008) ietwat afwijkt ten opzicht van dataset 2 (Lantinga 2015) is te danken aan enkele zeer lage uitschieters. Het bereik van dataset 1 is gelegen tussen 3,40 en 25,8 N/mm² (n=176) terwijl het bereik van dataset 2 is gelegen tussen de 8,75-23,96 N/mm² (n=49). Voor de vergelijking met het rondhout wordt dataset 1 toegepast vanwege de grotere steekproef en daarnaast zijn ook gegevens van andere locaties en verschillende dieptes aanwezig zijn. In tabel A is voor beide grafieken het gemiddelde en de standaarddeviatie weergegeven. Voor de karakteristieke sterkte van een materiaal wordt de laagste 5% van de data gebruikt en in de tabel is te zien dat voor rondhout bijna een tweemaal zo grootte sterkte aanwezig is ten opzichte van gezond hout.



Figuur 73. Normale verdeling behorend bij niet aangetast gezaagd en rondhout.

Tabel 29. Gemiddelde, standaarddeviatie en 5%/ondergrens voor de drie datasets.

Dataset	Gemiddelde μ [N/mm ²]	Standaarddeviatie σ [N/mm ²]	5%-ondergrens [N/mm ²]
Dataset 1 (Klaassen 2008)	14,94	3,88	8,34
Dataset 3 (Kuilen 1994)	20,0	2,20	16,26
Factor x:			16,26/8,34=1,95

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.6 Bezwijkkrachten cases

3.6.1 Paalkop I [Grenen]

Berekening draagkracht Case 1A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F_{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	202	357	0,61	422
2	2431	167	3,36	193
3	7624	77	7,54	138
4	5766	68	8,17	199
5	5560	78	7,48	189
6	6958	81	7,30	147
7	9945	76	7,60	107
8	5991	67	8,24	193
9	195	359	0,60	428
10	114	358	0,60	737
11	2764	177	3,08	156
12	7191	85	7,00	136
13	8661	167	3,36	54
14	5560	78	7,48	189
15	4790	93	6,52	191
16	9359	80	7,33	110
17	10462	94	6,47	87
18	1092	265	1,39	178
ΣEA	1,40E+08		Draagkracht doorsnede: 199 kN	

Berekening draagkracht Case 2A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F_{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	202	357	0,61	381
2	2431	167	3,36	175
3	7624	77	7,54	125
4	5766	68	8,17	179
5	5560	78	7,48	170
6	6958	81	7,30	133
7	9945	76	7,60	97
8	5991	67	8,24	174
9	195	359	0,60	386
ΣEA	1,26E+08		Draagkracht doorsnede: 179 kN	

Berekening draagkracht Case 2B				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F_{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
10	114	358	0,60	808
11	2764	177	3,08	171
12	7191	85	7,00	150
13	8661	167	3,36	60
14	5560	78	7,48	207
15	4790	93	6,52	209
16	9359	80	7,33	120
17	10462	94	6,47	95
18	1092	265	1,39	196
ΣEA	1,54E+08		Draagkracht doorsnede: 209 kN	

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.6.2 Paalkop 2 [Grenen]

Draagkracht Case 1A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F_{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	411	378	0,50	77
2	1204	237	1,79	94
3	2356	187	2,82	76
4	4259	98	6,26	93
5	2733	120	5,14	119
6	2866	118	5,23	115
7	3642	94	6,49	113
8	3263	162	3,50	68
9	139	396	0,43	195
10	298	434	0,30	65
11	1130	275	1,27	71
12	4032	134	4,50	71
13	4482	103	5,96	84
14	2733	120	5,14	119
15	3256	167	3,37	65
16	4201	119	5,17	78
17	3495	314	0,89	16
18	189	258	1,48	495
ΣEA	6,32E+07		Draagkracht doorsnede: 119 kN	

Draagkracht Case 2A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F_{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	411	378	0,50	72
2	1204	237	1,79	87
3	2356	187	2,82	70
4	4259	98	6,26	87
5	2733	120	5,14	111
6	2866	118	5,23	107
7	3642	94	6,49	105
8	3263	162	3,50	63
9	139	396	0,43	181
ΣEA	5,88E+07		Draagkracht doorsnede: 111 kN	

Draagkracht Case 2B				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F_{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
10	298	434	0,30	69
11	1130	275	1,27	76
12	4032	134	4,50	76
13	4482	103	5,96	90
14	2733	120	5,14	127
15	3256	167	3,37	70
16	4201	119	5,17	83
17	3495	314	0,89	17
18	189	258	1,48	529
ΣEA	6,76E+07		Draagkracht doorsnede: 127 kN	

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.6.3 Paalkop 3 [Vuren]

Draagkracht Case 1A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F _{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	2341	277	1,25	85
2	6861	65	8,43	196
3	7229	92	6,62	146
4	6924	114	5,43	125
5	4421	99	6,18	223
6	6906	54	9,27	214
7	7494	50	9,63	205
8	3445	120	5,14	238
9	2341	277	1,25	85
10	2341	277	1,25	85
11	6221	135	4,46	114
12	8061	56	9,12	181
13	6265	67	8,25	210
14	4421	99	6,18	223
15	9208	62	8,61	149
16	7129	55	9,21	206
17	4573	146	4,07	142
18	2341	276	1,25	86
ΣEA	1,60E+08			Draagkracht doorsnede: 238 kN

Draagkracht Case 2A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F _{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	2341	277	1,25	83
2	6861	65	8,43	192
3	7229	92	6,62	143
4	6924	114	5,43	123
5	4421	99	6,18	218
6	6906	54	9,27	210
7	7494	50	9,63	201
8	3445	120	5,14	233
9	2341	277	1,25	83
ΣEA	1,563E+08			Draagkracht doorsnede: 233 kN

Draagkracht Case 2B				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F _{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
10	2341	277	1,25	87
11	6221	135	4,46	117
12	8061	56	9,12	184
13	6265	67	8,25	215
14	4421	99	6,18	228
15	9208	62	8,61	152
16	7129	55	9,21	211
17	4573	146	4,07	145
18	2341	276	1,25	87
ΣEA	1,630E+08			Draagkracht doorsnede: 228 kN

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.6.4 Paalkop 4 [Grenen]

Draagkracht Case 1A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F _{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	200	350	0,65	299
2	2093	282	1,19	53
3	8372	108	5,70	63
4	7134	154	3,79	49
5	5940	153	3,82	60
6	7141	95	6,43	83
7	5694	93	6,53	106
8	2180	247	1,64	69
9	200	350	0,65	299
10	200	350	0,65	299
11	406	403	0,40	91
12	4950	136	4,44	83
13	7292	101	6,06	77
14	5940	153	3,82	60
15	3296	96	6,36	179
16	6780	101	6,08	83
17	3307	208	2,32	65
18	200	350	0,65	299
ΣEA	9,E+07			Draagkracht doorsnede: 179 kN

Draagkracht Case 2A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F _{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	200	350	0,65	312
2	2093	282	1,19	55
3	8372	108	5,70	66
4	7134	154	3,79	51
5	5940	153	3,82	62
6	7141	95	6,43	87
7	5694	93	6,53	110
8	2180	247	1,64	72
9	200	350	0,65	312
ΣEA	9,64E+07			Draagkracht doorsnede: 110 kN

Draagkracht Case 2B				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F _{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
10	200	350	0,65	287
11	406	403	0,40	88
12	4950	136	4,44	80
13	7292	101	6,06	74
14	5940	153	3,82	57
15	3296	96	6,36	171
16	6780	101	6,08	80
17	3307	208	2,32	62
18	200	350	0,65	287
ΣEA	8,86E+07			Draagkracht doorsnede: 171 kN

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.6.5 Paalkop 5 [Grenen]

Draagkracht Case 1A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F_{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	152	406	0,39	303
2	2874	166	3,39	139
3	10120	87	6,87	80
4	6484	90	6,74	122
5	5000	108	5,70	134
6	6197	100	6,14	117
7	7734	110	5,64	86
8	46	452	0,26	668
9	46	378	0,50	1286
10	184	353	0,63	404
11	4765	143	4,17	103
12	9951	83	7,14	84
13	7931	84	7,11	105
14	5000	108	5,70	134
15	6289	76	7,65	143
16	11747	58	8,95	90
17	2622	201	2,48	111
18	102	403	0,40	465
ΣEA	1,18E+08			Draagkracht doorsnede: 143 kN

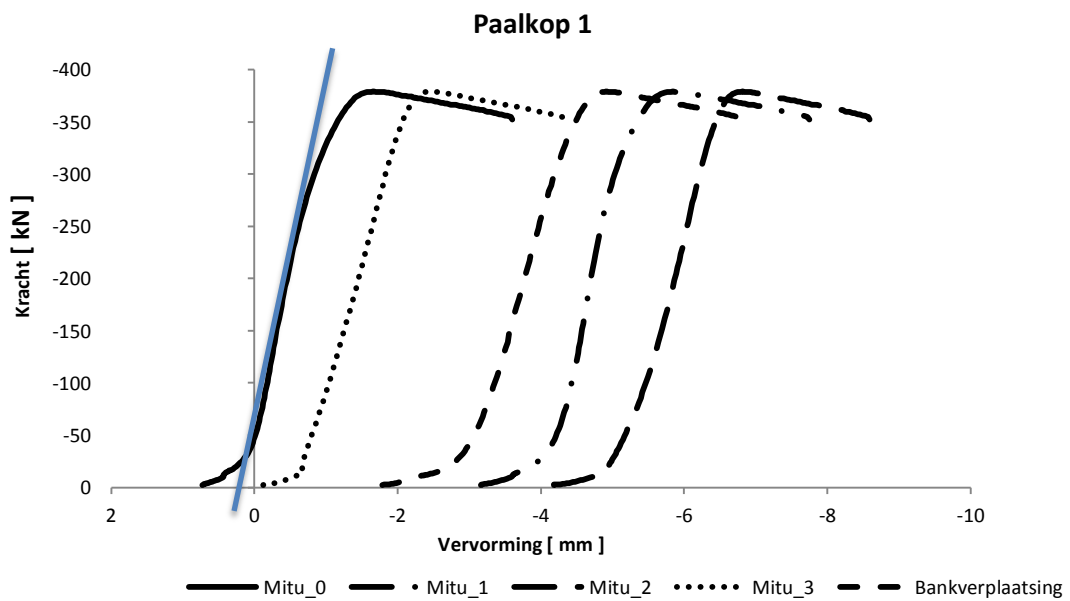
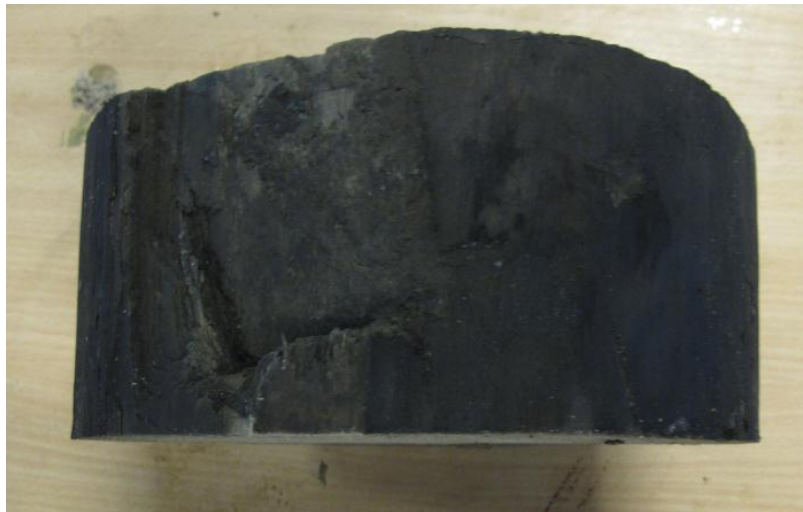
Draagkracht Case 2A				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F_{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
1	152	406	0,39	253
2	2874	166	3,39	116
3	10120	87	6,87	67
4	6484	90	6,74	102
5	5000	108	5,70	112
6	6197	100	6,14	97
7	7734	110	5,64	72
8	46	452	0,26	559
9	46	378	0,50	1075
ΣEA	9,87E+07			Draagkracht doorsnede: 116 kN

Draagkracht Case 2B				
Schil	E	Vochtgehalte ω	Sterkte σ	F_{bezwijk}
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
10	184	353	0,63	337
11	4765	143	4,17	86
12	9951	83	7,14	71
13	7931	84	7,11	88
14	5000	108	5,70	112
15	6289	76	7,65	120
16	11747	58	8,95	75
17	2622	201	2,48	93
18	102	403	0,40	388
ΣEA	1,37E+08			Draagkracht doorsnede: 120 kN

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.7 Drukproeven paalschijven

3.7.1 Paalkop I (Grenen)



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

$F_{\text{proportionaliteitsgrens}}$			
Meetelement	Start (eind traject I)	Proportionaliteitsgrens	Vervorming
[-]	[mm]	[mm]	[mm]
Mitutoyo 0	0,73	-0,625	1,355
Mitutoyo 1	-3,162	-4,842	1,68
Mitutoyo 2	-4,184	-6,045	1,86
Mitutoyo 3	-0,125	-1,649	1,52
Bankverplaatsing	-2,7853	-3,9772	1,19
Gemiddeld:			1,52
F_{max}			
Mitutoyo 0	0,73	-1,663	2,393
Mitutoyo 1	-3,162	-5,844	2,682
Mitutoyo 2	-4,184	-6,816	2,632
Mitutoyo 3	-0,125	-2,461	2,336
Bankverplaatsing	-2,7853	-4,9179	2,1326
Gemiddeld:			2,44

	Diameter	F_{max}	$F_{\text{proportionaliteitsgrens}}$
	[mm]	[kN]	
Paalkop I (grenen)	210	378	250

$$\varepsilon_{n:\text{proportionaliteitsgrens}} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{1,52}{100} = 0,0152 = 1,52 \cdot 10^{-2}$$

$$\varepsilon_{n:\text{max}} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{2,44}{100} = 0,0244 = 2,44 \cdot 10^{-2} \text{ (grafiek)}$$

$$N = A \cdot \sigma = A \cdot E \cdot \varepsilon_N$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A} = \frac{378 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 210^2}{4}} = 10,9 \text{ N/mm}^2$$

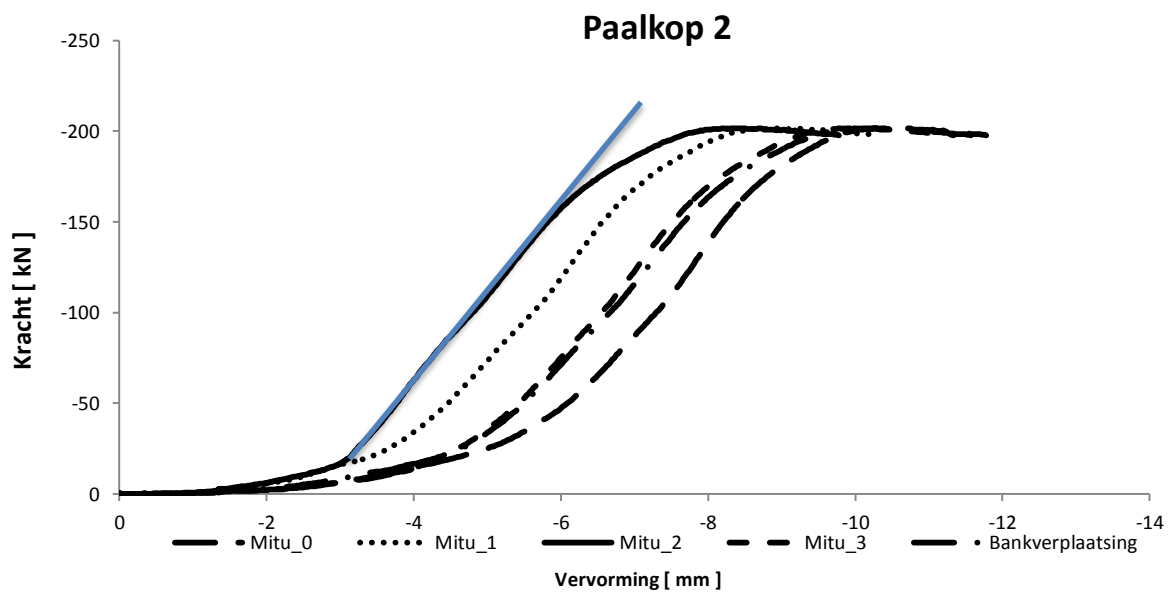
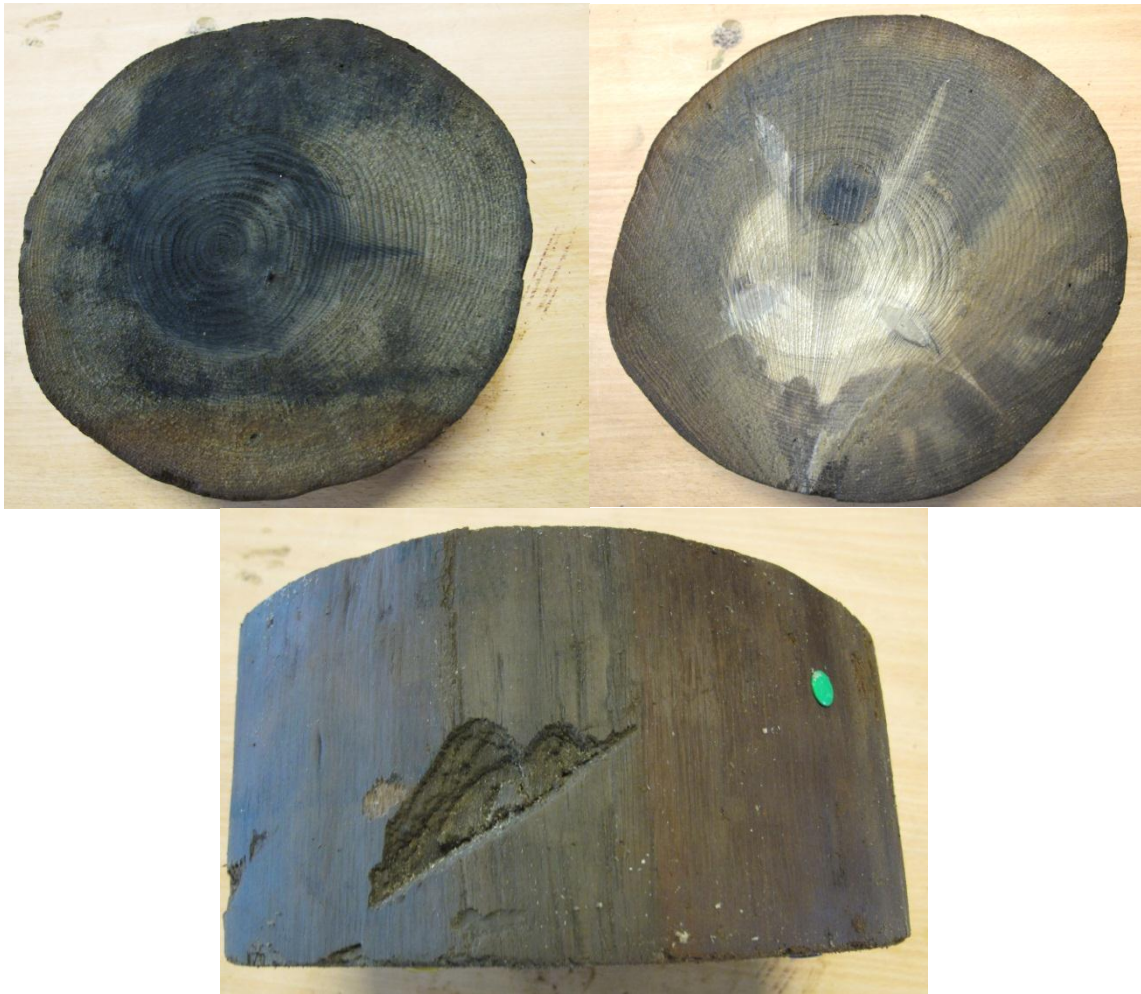
$$\sigma_{\text{prop}} = \frac{N}{A} = \frac{250 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 210^2}{4}} = 7,2 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{prop}} = \frac{\sigma_{\text{prop}}}{\varepsilon_{\text{prop}}} = \frac{7,2}{1,52 \cdot 10^{-2}} = 474 \text{ N/mm}^2$$

$$EA = 474 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 210^2}{4} \right) = 1,64 \cdot 10^7$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.7.2 Paalkop 2 (Grenen)



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

F_{proportionaliteitsgrens}			
Meetelement	Start (eind traject I)	Maximale vervorming	Vervorming
[-]	[mm]	[mm]	[mm]
Mitutoyo 0	-0,459	-4,929	4,47
Mitutoyo 1	-0,413	-3,606	3,193
Mitutoyo 2	-0,424	-3,209	2,785
Mitutoyo 3	-0,472	-4,553	4,08
Bankverplaatsing	-0,4456	-4,5792	4,1336
Gemiddeld:			3,73
F_{max}			
Mitutoyo 0	-0,459	-10,389	9,93
Mitutoyo 1	-0,413	-8,873	8,46
Mitutoyo 2	-0,424	-8,343	7,92
Mitutoyo 3	-0,472	-9,922	9,45
Bankverplaatsing	-0,4456	-10,1364	9,69
Gemiddeld:			9,11

	Diameter	F_{max}	F_{proportionaliteitsgrens}
	[mm]	[kN]	
Paalkop 2 (grenen)	237	202	140

$$\varepsilon_{n:proportionaliteitsgrens} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{3,73}{110} = 0,0373 = 3,39 \cdot 10^{-2}$$

$$\varepsilon_{n:max} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{9,1}{110} = 0,0827 = 8,3 \cdot 10^{-2}$$

$$N = A \cdot \sigma = A \cdot E \cdot \varepsilon_N$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} = \frac{202 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 237^2}{4}} = 4,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{prop} = \frac{N}{A} = \frac{140 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 237^2}{4}} = 3,17 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{prop} = \frac{\sigma_{prop}}{\varepsilon_{prop}} = \frac{3,17}{3,39 \cdot 10^{-2}} = 93,6 \text{ N/mm}^2$$

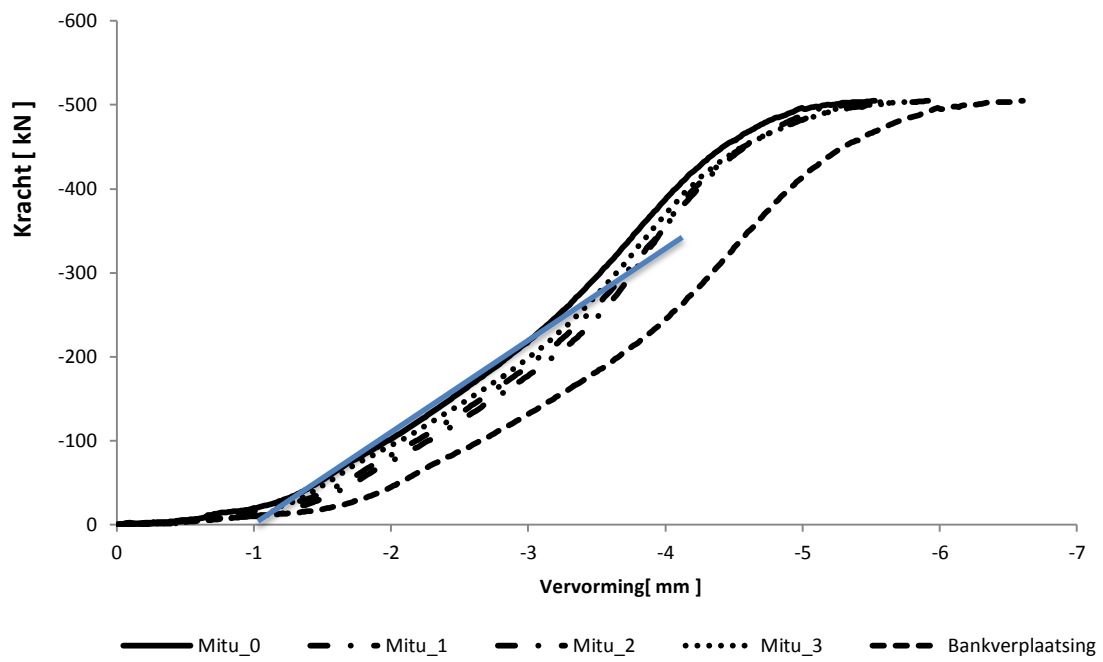
$$EA = 93,6 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 237^2}{4} \right) = 4,12 \cdot 10^6$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.7.3 Paalkop 3 (Vuren)



Paalschijf3



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

$F_{\text{proportionaliteitsgrens}}$			
Meetelement	Start (eind traject I)	Maximale vervorming	Vervorming
[-]	[mm]	[mm]	[mm]
Mitutoyo 0	-0,224	-3,58	3,356
Mitutoyo 1	-0,115	-3,77	3,655
Mitutoyo 2	-0,325	-3,807	3,482
Mitutoyo 3	-0,437	-3,695	3,258
Bankverplaatsing	-0,3509	-4,39	4,03
Gemiddeld:			3,56
F_{max}			
Mitutoyo 0	-0,224	-5,524	5,3
Mitutoyo 1	-0,115	-5,667	5,55
Mitutoyo 2	-0,325	-5,916	5,591
Mitutoyo 3	-0,437	-5,905	5,47
Bankverplaatsing	-0,3509	-6,604	6,25
Gemiddeld:			5,63

	Diameter	F_{max}	$F_{\text{proportionaliteitsgrens}}$
	[mm]	[kN]	
Paalkop 3 (vuren)	214	505	270

$$\varepsilon_{n:\text{proportionaliteitsgrens}} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{3,56}{85} = 0,042 = 4,2 \cdot 10^{-2}$$

$$\varepsilon_{n:\text{max}} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{5,63}{85} = 0,066 = 6,6 \cdot 10^{-2}$$

$$N = A \cdot \sigma = A \cdot E \cdot \varepsilon_N$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A} = \frac{505 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 214^2}{4}} = 14,0 \text{ N/mm}^2$$

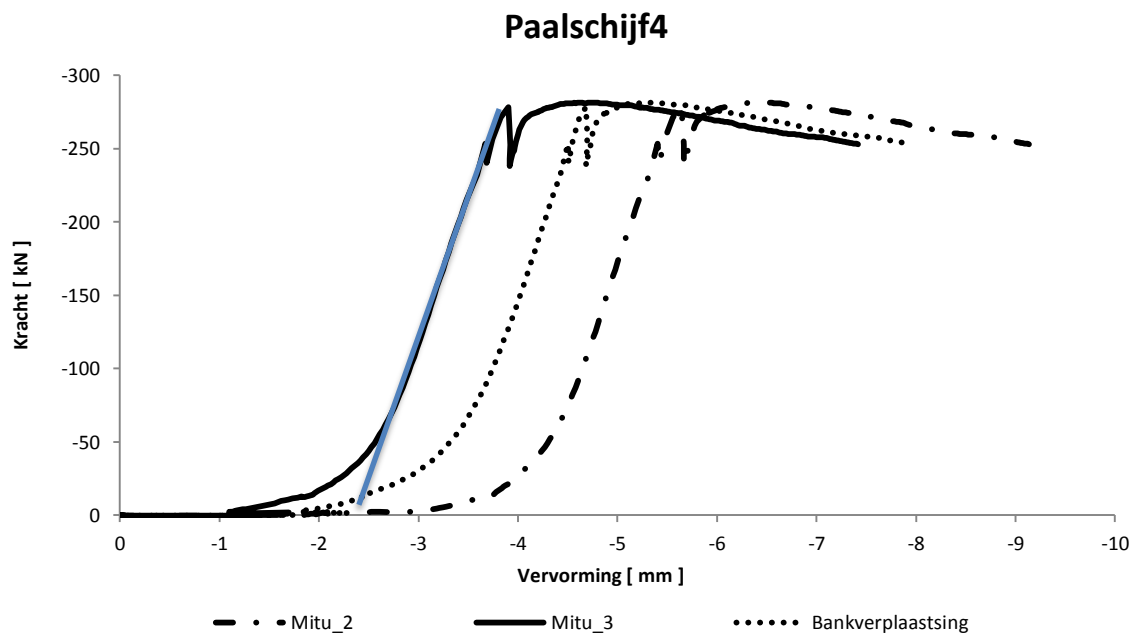
$$\sigma_{\text{prop}} = \frac{N}{A} = \frac{270 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 214^2}{4}} = 7,5 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{prop}} = \frac{\sigma_{\text{prop}}}{\varepsilon_{\text{prop}}} = \frac{7,5}{4,2 \cdot 10^{-2}} = 178,6 \text{ N/mm}^2$$

$$EA = 178,6 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 214^2}{4} \right) = 6,42 \cdot 10^6$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.7.4 Paalkop 4 (Grenen)



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

F_{proportionaliteitsgrens}			
Meetelement	Start (eind traject I)	Maximale vervorming	Vervorming
[-]	[mm]	[mm]	[mm]
Mitutoyo 0	x	x	x
Mitutoyo 1	x	x	x
Mitutoyo 2	-2,929	-5,4	2,471
Mitutoyo 3	-1,134	-3,673	2,539
Bankverplaatsing	-1,822	-4,502	2,68
Gemiddeld:			2,56
F_{max}			
Mitutoyo 0	x	x	x
Mitutoyo 1	x	x	x
Mitutoyo 2	-2,929	-5,559	2,63
Mitutoyo 3	-1,134	-3,827	2,693
Bankverplaatsing	-1,822	-4,621	2,799
Gemiddeld:			2,71

	Diameter	F_{max}	F_{proportionaliteitsgrens}
	[mm]	[kN]	
Paalkop 4 (vuren)	199	281	253

$$\varepsilon_{n:proportionaliteitsgrens} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{2,56}{128} = 0,020 = 2,0 \cdot 10^{-2}$$

$$\varepsilon_{n:max} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{2,71}{128} = 0,021 = 2,1 \cdot 10^{-2}$$

$$N = A \cdot \sigma = A \cdot E \cdot \varepsilon_N$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} = \frac{281 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 199^2}{4}} = 9 \text{ N/mm}^2$$

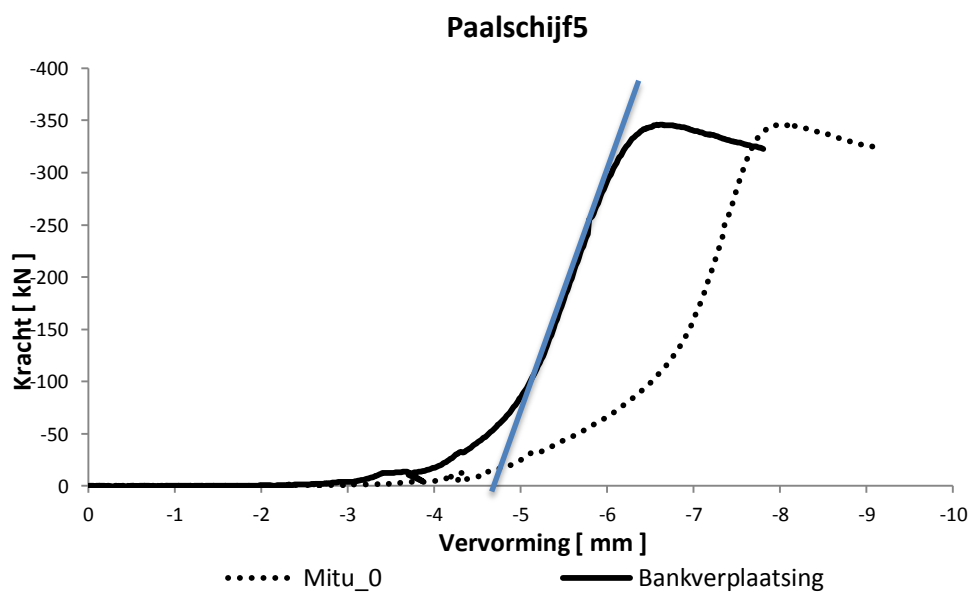
$$\sigma_{prop} = \frac{N}{A} = \frac{253 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 199^2}{4}} = 8,1 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{prop} = \frac{\sigma_{prop}}{\varepsilon_{prop}} = \frac{8,1}{2,0 \cdot 10^{-2}} = 405 \text{ N/mm}^2$$

$$EA = 405 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 199^2}{4} \right) = 1,26 \cdot 10^7$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.7.5 Paalkop 5 (Grenen)



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

$F_{\text{proportionaliteitsgrens}}$			
Meetelement	Start (eind traject I)	Maximale vervorming	Vervorming
[-]	[mm]	[mm]	[mm]
Mitutoyo 0	-1,964	-7,521	5,557
Mitutoyo 1	x	x	x
Mitutoyo 2	x	x	x
Mitutoyo 3	x	x	x
Bankverplaatsing	-1,7426	-5,9906	4,28
Gemiddeld:			4,92
F_{max}			
Mitutoyo 0	-1,964	-7,99	6,03
Mitutoyo 1	x	x	x
Mitutoyo 2	x	x	x
Mitutoyo 3	x	x	x
Bankverplaatsing	-1,7426	-6,116	4,37
Gemiddeld:			5,2

	Diameter	F_{max}	$F_{\text{proportionaliteitsgrens}}$
	[mm]	[kN]	
Paalkop 5 (vuren)	215	300	346

$$\varepsilon_{n:\text{proportionaliteitsgrens}} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{4,92}{65} = 0,076 = 7,6 \cdot 10^{-2}$$

$$\varepsilon_{n:\text{max}} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{5,2}{65} = 0,08 = 8 \cdot 10^{-2}$$

$$N = A \cdot \sigma = A \cdot E \cdot \varepsilon_N$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A} = \frac{346 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 215^2}{4}} = 9,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{prop}} = \frac{N}{A} = \frac{300 \cdot 10^3}{\frac{\pi \cdot 215^2}{4}} = 8,3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{prop}} = \frac{\sigma_{\text{prop}}}{\varepsilon_{\text{prop}}} = \frac{8,3}{7,6 \cdot 10^{-2}} = 108,7 \text{ N/mm}^2$$

$$EA = 108,7 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 215^2}{4} \right) = 3,9 \cdot 10^6$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.8 Theoretisch model op basis van twee schillen

3.8.1 Paalkop I (grenen)

Diameter paalkop= 210 mm
Indringing = 31 mm

Diameter gereduceerde doorsnede

$$D - (2 \cdot i) = 210 - (2 \cdot 31) = 148 \text{ mm}$$

Oppervlakte gereduceerde doorsnede

$$\frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 148^2}{4} = 17203 \text{ mm}^2$$

Oppervlakte zachte schil

$$D_{paal}^2 - A_{ga} = \frac{\pi \cdot 210^2}{4} - 17203 = 17433 \text{ mm}^2$$

Vochtgehalte zachte schil werkelijk:

$$(24,5 \cdot 357) + (6,5 \cdot 167) = 317 \%$$

$$(24,5 \cdot 265) + (6,5 \cdot 94) = 229 \%$$

$$(24,5 \cdot 359) + (6,5 \cdot 67) = 298 \%$$

$$(24,5 \cdot 358) + (6,5 \cdot 177) = 320 \%$$

$$\text{Gemiddeld} = 291 \%$$

Elasticiteitsmodulus zachte schil werkelijk:

$$(24,5 \cdot 202) + (6,5 \cdot 2431) = 669 \text{ N/mm}^2$$

$$(24,5 \cdot 1092) + (6,5 \cdot 10462) = 3057 \text{ N/mm}^2$$

$$(24,5 \cdot 195) + (6,5 \cdot 5991) = 1410 \text{ N/mm}^2$$

$$(24,5 \cdot 199) + (6,5 \cdot 2764) = 736 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Gemiddeld} = 1468 \text{ N/mm}^2$$

Vochtgehalte gereduceerde doorsnede werkelijk:

$$(11,5 \cdot 78) + (23 \cdot 68) + (23 \cdot 77) + (16,5 \cdot 167) = 94\%$$

$$(11,5 \cdot 78) + (23 \cdot 93) + (23 \cdot 80) + (16,5 \cdot 94) = 87\%$$

$$(11,5 \cdot 78) + (23 \cdot 81) + (23 \cdot 76) + (16,5 \cdot 67) = 76\%$$

$$(11,5 \cdot 78) + (23 \cdot 167) + (23 \cdot 85) + (16,5 \cdot 177) = 130\%$$

$$\text{Gemiddeld} = 97\%$$

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede werkelijk:

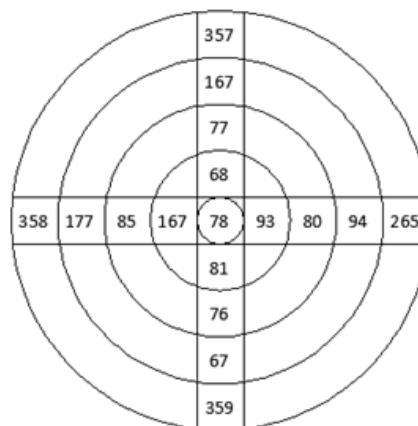
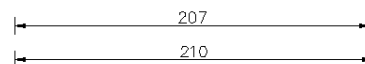
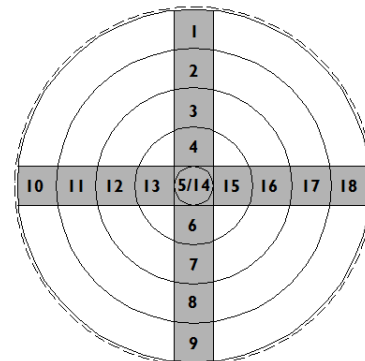
$$(11,5 \cdot 5560) + (23 \cdot 5766) + (23 \cdot 7624) + (16,5 \cdot 2431) = 5568 \text{ N/mm}^2$$

$$(11,5 \cdot 5560) + (23 \cdot 4790) + (23 \cdot 9359) + (16,5 \cdot 10462) = 7594 \text{ N/mm}^2$$

$$(11,5 \cdot 5560) + (23 \cdot 6958) + (23 \cdot 9945) + (16,5 \cdot 5991) = 7298 \text{ N/mm}^2$$

$$(11,5 \cdot 5560) + (23 \cdot 8661) + (23 \cdot 7191) + (16,5 \cdot 2764) = 6407 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Gemiddeld} = 6717 \text{ N/mm}^2$$



Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Bulkdichtheid zachte schil werkelijk:

$$(24,5 \cdot 193) + (6,5 \cdot 338) = 223 \text{ kg/m}^3$$

$$(24,5 \cdot 252) + (6,5 \cdot 434) = 290 \text{ kg/m}^3$$

$$(24,5 \cdot 198) + (6,5 \cdot 461) = 253 \text{ kg/m}^3$$

$$(24,5 \cdot 200) + (6,5 \cdot 456) = 254 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Gemiddeld} = 255 \text{ kg/m}^3$$

Bulkdichtheid zachte schil vergelijking:

$$595,03 \cdot 31^{-0,227} = 273 \text{ kg/m}^3$$

Elasticiteitsmodulus zachte schil vergelijking:

$$0,457 \cdot 255^2 - 5,3943 \cdot 255 - 444,23 = 1336 \text{ N/mm}^2$$

$$0,457 \cdot 273^2 - 5,3943 \cdot 273 - 444,23 = 1489 \text{ N/mm}^2$$

Bulkdichtheid gereduceerde doorsnede werkelijk:

$$(11,5 \cdot 462) + (23 \cdot 465) + (23 \cdot 488) + (16,5 \cdot 338) = 443 \text{ kg/m}^3$$

$$(11,5 \cdot 462) + (23 \cdot 452) + (23 \cdot 446) + (16,5 \cdot 434) = 448 \text{ kg/m}^3$$

$$(11,5 \cdot 462) + (23 \cdot 467) + (23 \cdot 502) + (16,5 \cdot 461) = 476 \text{ kg/m}^3$$

$$(11,5 \cdot 462) + (23 \cdot 481) + (23 \cdot 456) + (16,5 \cdot 325) = 435 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Gemiddeld} = 451 \text{ kg/m}^3$$

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede vergelijking:

$$0,457 \cdot 451^2 - 5,3943 \cdot 451 - 444,23 = 6418 \text{ N/mm}^2$$

Rekstijfheid EA doorsnede

- werkelijk

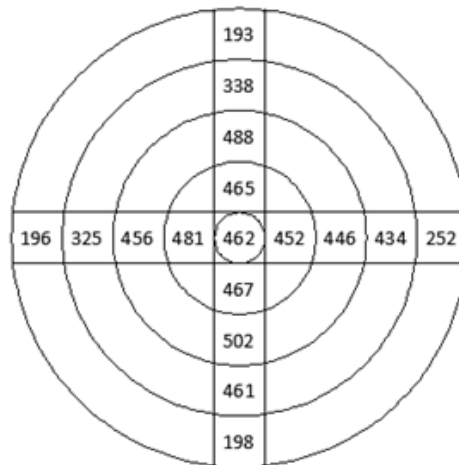
$$\sum EA = (1468 \cdot 17433) + (6408 \cdot 17203) = 1,36 \cdot 10^8$$

- Vergelijking ρ en E

$$\sum EA = (1336 \cdot 17433) + (6418 \cdot 17203) = 1,34 \cdot 10^8$$

- Vergelijking i en E

$$\sum EA = (1489 \cdot 17433) + (6418 \cdot 17203) = 1,36 \cdot 10^8$$



Bulkdichtheid [kg/m³]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

- **Werkelijke Elasticiteitsmoduli (paragraaf 5.4)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Vochtgehalte	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	1468	291	1,1	102
Gereduceerde doorsnede	6408	97	6,3	133

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{1,1}{1468}\right) \cdot \sum 1,36 \cdot 10^8 = 101907 N = 102 kN$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{6,3}{6408}\right) \cdot \sum 1,36 \cdot 10^8 = 133707 N = 133 kN$$

- **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (paragraaf 5.7.3)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	1336	255	1,1	110
Gereduceerde doorsnede	6418	451	6,3	132

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{1,1}{1336}\right) \cdot \sum 1,34 \cdot 10^8 = 110329 N = 110 kN$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{6,3}{6418}\right) \cdot \sum 1,34 \cdot 10^8 = 131536 N = 132 kN$$

- **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (bulkdichtheid zachte schil o.b.v. houtspecht)(paragraaf 5.7.4)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	1489	273	1,25	114
Gereduceerde doorsnede	6418	451	6,3	134

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{1,25}{1489}\right) \cdot \sum 1,36 \cdot 10^8 = 114170 N = 114 kN$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{6,3}{6418}\right) \cdot \sum 1,36 \cdot 10^8 = 133499 N = 134 kN$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.8.2 Paalkop 2 (grenen)

Diameter paalkop = 237 mm
Indringing = 43 mm

Diameter gereduceerde doorsnede

$$D - (2 \cdot i) = 237 - (2 \cdot 43) = 151 \text{ mm}$$

Oppervlakte gereduceerde doorsnede

$$\frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 151^2}{4} = 17908 \text{ mm}^2$$

Oppervlakte zachte schil

$$D_{paal}^2 - A_{gd} = \frac{\pi \cdot 237^2}{4} - 17908 = 26207 \text{ mm}^2$$

Vochtgehalte zachte schil werkelijk:

$$(15 \cdot 434) + (23 \cdot 378) + (5 \cdot 237) = 381 \%$$

$$(15 \cdot 434) + (23 \cdot 434) + (5 \cdot 275) = 416 \%$$

$$(15 \cdot 434) + (23 \cdot 396) + (5 \cdot 162) = 382 \%$$

$$(15 \cdot 434) + (23 \cdot 258) + (5 \cdot 314) = 326 \%$$

$$\text{Gemiddeld} = 376 \%$$

Elasticiteitsmodulus zachte schil werkelijk:

$$(15 \cdot 100) + (23 \cdot 411) + (5 \cdot 1204) = 395 \text{ N/mm}^2$$

$$(15 \cdot 100) + (23 \cdot 289) + (5 \cdot 1130) = 321 \text{ N/mm}^2$$

$$(15 \cdot 100) + (23 \cdot 139) + (5 \cdot 3262) = 489 \text{ N/mm}^2$$

$$(15 \cdot 100) + (23 \cdot 198) + (5 \cdot 3495) = 547 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Gemiddeld} = 438 \text{ N/mm}^2$$

Vochtgehalte gereduceerde doorsnede werkelijk:

$$(11,5 \cdot 120) + (23 \cdot 98) + (23 \cdot 187) + (18 \cdot 237) = 162 \%$$

$$(11,5 \cdot 120) + (23 \cdot 103) + (23 \cdot 134) + (18 \cdot 275) = 181 \%$$

$$(11,5 \cdot 120) + (23 \cdot 118) + (23 \cdot 94) + (18 \cdot 162) = 121 \%$$

$$(11,5 \cdot 120) + (23 \cdot 167) + (23 \cdot 119) + (18 \cdot 314) = 180 \%$$

$$\text{Gemiddeld} = 161 \%$$

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede werkelijk:

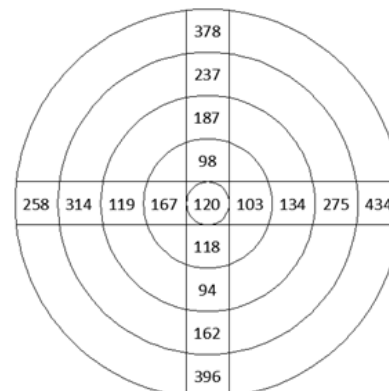
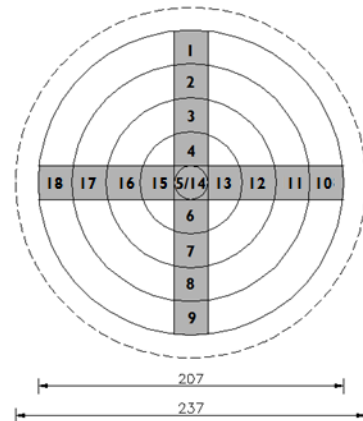
$$(11,5 \cdot 2733) + (23 \cdot 4259) + (23 \cdot 2357) + (18 \cdot 1204) = 2719$$

$$(11,5 \cdot 2733) + (23 \cdot 4482) + (23 \cdot 4032) + (18 \cdot 1130) = 3279$$

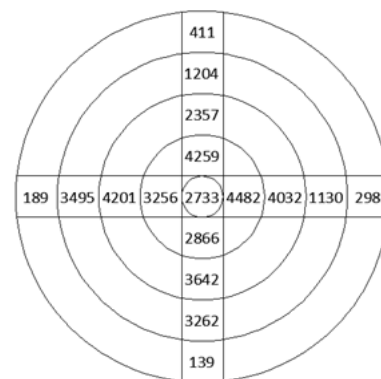
$$(11,5 \cdot 2733) + (23 \cdot 2866) + (23 \cdot 3642) + (18 \cdot 3262) = 3177$$

$$(11,5 \cdot 2733) + (23 \cdot 3256) + (23 \cdot 4201) + (18 \cdot 3495) = 3521$$

$$\text{Gemiddeld} = 3174 \text{ N/mm}^2$$



Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Bulkdichtheid zachte schil werkelijk:

$$(15 \cdot 177) + (23 \cdot 221) + (5 \cdot 278) = 213 \text{ kg/m}^3$$

$$(15 \cdot 177) + (23 \cdot 177) + (5 \cdot 263) = 196 \text{ kg/m}^3$$

$$(15 \cdot 177) + (23 \cdot 176) + (5 \cdot 339) = 196 \text{ kg/m}^3$$

$$(15 \cdot 177) + (23 \cdot 265) + (5 \cdot 222) = 225 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Gemiddeld} = 208 \text{ kg/m}^3$$

Bulkdichtheid zachte schil vergelijking:

$$595,03 \cdot 43^{-0,227} = 253 \text{ kg/m}^3$$

Elasticiteitsmodulus zachte schil vergelijking:

$$0,457 \cdot 208^2 - 5,3943 \cdot 208 - 444,23 = 410 \text{ N/mm}^2$$

$$0,457 \cdot 253^2 - 5,3943 \cdot 253 - 444,23 = 1116 \text{ N/mm}^2$$

Bulkdichtheid gereduceerde doorsnede werkelijk:

$$(11,5 \cdot 359) + (23 \cdot 454) + (23 \cdot 334) + (18 \cdot 278) = 361$$

$$(11,5 \cdot 359) + (23 \cdot 385) + (23 \cdot 369) + (18 \cdot 263) = 347$$

$$(11,5 \cdot 359) + (23 \cdot 395) + (23 \cdot 387) + (18 \cdot 339) = 374$$

$$(11,5 \cdot 359) + (23 \cdot 352) + (23 \cdot 393) + (18 \cdot 222) = 304$$

$$\text{Gemiddeld} = 347 \text{ kg/m}^3$$

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede vergelijking:

$$0,457 \cdot 347^2 - 5,3943 \cdot 347 - 444,23 = 3186 \text{ N/mm}^2$$

Rekstijfheid EA doorsnede

- werkelijk

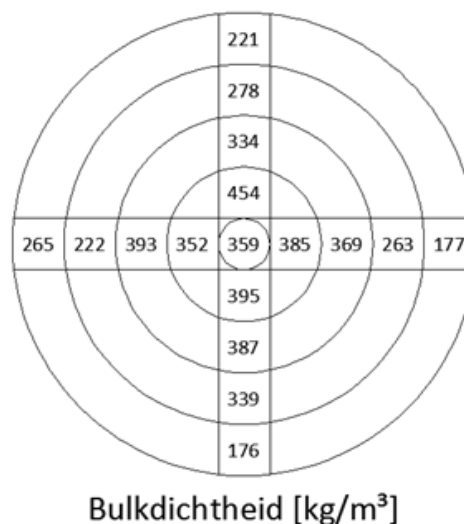
$$\sum EA = (438 \cdot 26207) + (3174 \cdot 17908) = 6,8 \cdot 10^7$$

- Vergelijking ρ en E

$$\sum EA = (410 \cdot 26207) + (3186 \cdot 17908) = 6,8 \cdot 10^7$$

- Vergelijking i en E

$$\sum EA = (1116 \cdot 26207) + (3186 \cdot 17908) = 8,6 \cdot 10^7$$



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

- **Werkelijke Elasticiteitsmoduli (paragraaf 5.4)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Vochtgehalte	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	438	376	0,51	79
Gereduceerde doorsnede	3174	161	3,55	76

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{0,51}{438}\right) \cdot \sum 6,8 \cdot 10^7 = 79178 \text{ N} = 79 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{3,55}{3174}\right) \cdot \sum 6,8 \cdot 10^7 = 76055 \text{ N} = 76 \text{ kN}$$

- **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (paragraaf 5.7.3)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	410	208	0,51	85
Gereduceerde doorsnede	3186	347	3,55	76

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{0,51}{410}\right) \cdot \sum 6,8 \cdot 10^7 = 84585 \text{ N} = 85 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{3,55}{3186}\right) \cdot \sum 6,8 \cdot 10^7 = 75769 \text{ N} = 76 \text{ kN}$$

- **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (bulkdichtheid zachte schil o.b.v. houtspecht) (paragraaf 5.7.4)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	1116	253	0,96	74
Gereduceerde doorsnede	3186	347	3,55	96

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{0,96}{1116}\right) \cdot \sum 8,6 \cdot 10^7 = 73978 \text{ N} = 74 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{3,55}{3186}\right) \cdot \sum 8,6 \cdot 10^7 = 95825 \text{ N} = 96 \text{ kN}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.8.3 Paalkop 3 (vuren)

Diameter paalkop= 214 mm
Indringing = 26 mm

Diameter gereduceerde doorsnede

$$D - (2 \cdot i) = 214 - (2 \cdot 26) = 162 \text{ mm}$$

Oppervlakte gereduceerde doorsnede

$$\frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 162^2}{4} = 20612 \text{ mm}^2$$

Oppervlakte zachte schil

$$D_{paal}^2 - A_{gd} = \frac{\pi \cdot 214^2}{4} - 20612 = 15356 \text{ mm}^2$$

Vochtgehalte zachte schil werkelijk:

$$(26 \cdot 277) = 277 \%$$

$$\text{Gemiddeld} = 277\%$$

Elasticiteitsmodulus zachte schil werkelijk:

$$(26 \cdot 2341) = 2341 \text{ N/mm}^2$$

$$(26 \cdot 2341) = 2341 \text{ N/mm}^2$$

$$(26 \cdot 2341) = 2341 \text{ N/mm}^2$$

$$(26 \cdot 2341) = 2341 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Gemiddeld} = 2341 \text{ N/mm}^2$$

Vochtgehalte gereduceerde doorsnede werkelijk:

$$(11,5 \cdot 99) + (23 \cdot 114) + (23 \cdot 92) + (23 \cdot 65) = 92\%$$

$$(11,5 \cdot 99) + (23 \cdot 62) + (23 \cdot 55) + (23 \cdot 146) = 89\%$$

$$(11,5 \cdot 99) + (23 \cdot 54) + (23 \cdot 50) + (23 \cdot 120) = 78\%$$

$$(11,5 \cdot 99) + (23 \cdot 67) + (23 \cdot 56) + (23 \cdot 135) = 88\%$$

$$\text{Gemiddeld} = 87\%$$

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede werkelijk:

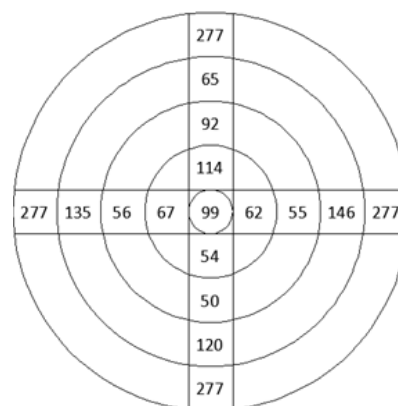
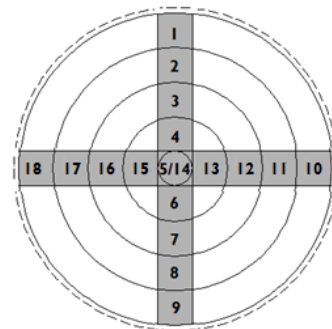
$$(11,5 \cdot 4421) + (23 \cdot 6924) + (23 \cdot 7229) + (23 \cdot 6861) = 6636$$

$$(11,5 \cdot 4421) + (23 \cdot 9208) + (23 \cdot 7129) + (23 \cdot 4573) = 6606$$

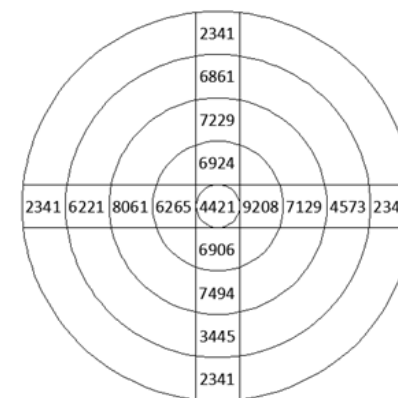
$$(11,5 \cdot 4421) + (23 \cdot 6906) + (23 \cdot 7494) + (23 \cdot 3445) = 5730$$

$$(11,5 \cdot 4421) + (23 \cdot 6265) + (23 \cdot 8061) + (23 \cdot 6221) = 6502$$

$$\text{Gemiddeld} = 6369 \text{ N/mm}^2$$



Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Bulkdichtheid zachte schil werkelijk:

$$(26 \cdot 258) = 258 \text{ kg/m}^3$$

$$(26 \cdot 258) = 258 \text{ kg/m}^3$$

$$(26 \cdot 258) = 258 \text{ kg/m}^3$$

$$(26 \cdot 258) = 258 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Gemiddeld} = 258 \text{ kg/m}^3$$

Bulkdichtheid zachte schil vergelijking:

$$595,03 \cdot 26^{-0,227} = 284 \text{ kg/m}^3$$

Elasticiteitsmodulus zachte schil vergelijking:

$$0,457 \cdot 258^2 - 5,3943 \cdot 258 - 444,23 = 1206 \text{ N/mm}^2$$

$$0,457 \cdot 284^2 - 5,3943 \cdot 284 - 444,23 = 1708 \text{ N/mm}^2$$

Bulkdichtheid gereduceerde doorsnede werkelijk:

$$(11,5 \cdot 383) + (23 \cdot 361) + (23 \cdot 427) + (23 \cdot 391) = 392 \text{ kg/m}^3$$

$$(11,5 \cdot 383) + (23 \cdot 384) + (23 \cdot 452) + (23 \cdot 399) = 408 \text{ kg/m}^3$$

$$(11,5 \cdot 383) + (23 \cdot 425) + (23 \cdot 463) + (23 \cdot 419) = 428 \text{ kg/m}^3$$

$$(11,5 \cdot 383) + (23 \cdot 382) + (23 \cdot 435) + (23 \cdot 376) = 396 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Gemiddeld} = 406 \text{ kg/m}^3$$

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede vergelijking:

$$0,457 \cdot 406^2 - 5,3943 \cdot 406 - 444,23 = 4898 \text{ N/mm}^2$$

Rekstijfheid EA doorsnede

- werkelijk

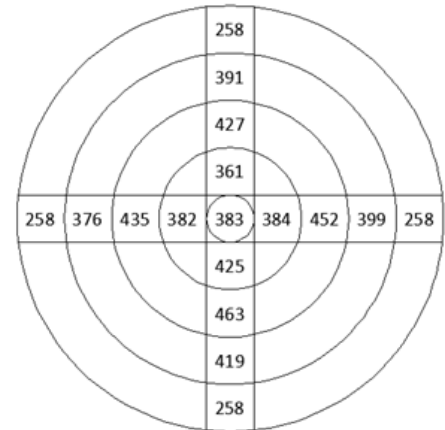
$$\sum EA = (2341 \cdot 15356) + (6369 \cdot 20612) = 1,65 \cdot 10^8$$

- Vergelijking ρ en E

$$\sum EA = (1206 \cdot 15356) + (4898 \cdot 20612) = 1,2 \cdot 10^8$$

- Vergelijking i en E

$$\sum EA = (1708 \cdot 15356) + (4898 \cdot 20612) = 1,3 \cdot 10^8$$



Bulkdichtheid [kg/m^3]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

- **Werkelijke Elasticiteitsmoduli (paragraaf 5.3)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Vochtgehalte	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	2341	277	1,25	89
Gereduceerde doorsnede	6369	87	6,9	179

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{1,25}{2341}\right) \cdot \sum 1,65 \cdot 10^8 = 89171 N = 89 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{6,9}{6369}\right) \cdot \sum 1,65 \cdot 10^8 = 178756 N = 179 \text{ kN}$$

- **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (paragraaf 5.7.3)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	1206	258	1,25	124
Gereduceerde doorsnede	4898	406	6,9	169

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{1,25}{1206}\right) \cdot \sum 1,2 \cdot 10^8 = 124378 N = 124 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{6,9}{4898}\right) \cdot \sum 1,2 \cdot 10^8 = 169048 N = 169 \text{ kN}$$

- **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (bulkdichtheid zachte schil o.b.v. houtspecht) (paragraaf 5.7.4)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	1708	284	1,4	107
Gereduceerde doorsnede	4898	406	6,9	183

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{1,4}{1708}\right) \cdot \sum 1,3 \cdot 10^8 = 106557 N = 107 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{6,9}{4898}\right) \cdot \sum 1,3 \cdot 10^8 = 183135 N = 183 \text{ kN}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.8.4 Paalkop 4 (grenen)

Diameter paalkop= 199 mm
Indringing = 32 mm

Diameter gereduceerde doorsnede

$$D - (2 \cdot i) = 199 - (2 \cdot 32) = 135 \text{ mm}$$

Oppervlakte gereduceerde doorsnede

$$\frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 135^2}{4} = 14314 \text{ mm}^2$$

Oppervlakte zachte schil

$$D_{paal}^2 - A_{gd} = \frac{\pi \cdot 199^2}{4} - 14314 = 16789 \text{ mm}^2$$

Vochtgehalte zachte schil werkelijk:

$$(19 \cdot 350) + (13 \cdot 282) = 322 \%$$

$$(19 \cdot 350) + (13 \cdot 403) = 372 \%$$

$$(19 \cdot 350) + (13 \cdot 247) = 308 \%$$

$$(19 \cdot 350) + (13 \cdot 208) = 292 \%$$

$$\text{Gemiddeld} = 324 \%$$

Elasticiteitsmodulus zachte schil werkelijk:

$$(19 \cdot 2341) + (13 \cdot 2093) = 2240 \text{ N/mm}^2$$

$$(19 \cdot 2341) + (13 \cdot 406) = 1555 \text{ N/mm}^2$$

$$(19 \cdot 150) + (13 \cdot 2180) = 975 \text{ N/mm}^2$$

$$(19 \cdot 150) + (13 \cdot 3307) = 1433 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Gemiddeld} = 1551 \text{ N/mm}^2$$

Vochtgehalte gereduceerde doorsnede werkelijk:

$$(11,5 \cdot 153) + (23 \cdot 154) + (23 \cdot 108) + (10 \cdot 282) = 157 \%$$

$$(11,5 \cdot 153) + (23 \cdot 101) + (23 \cdot 136) + (10 \cdot 43) = 113 \%$$

$$(11,5 \cdot 153) + (23 \cdot 95) + (23 \cdot 93) + (10 \cdot 247) = 127 \%$$

$$(11,5 \cdot 153) + (23 \cdot 96) + (23 \cdot 101) + (10 \cdot 208) = 124 \%$$

$$\text{Gemiddeld} = 130 \%$$

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede werkelijk:

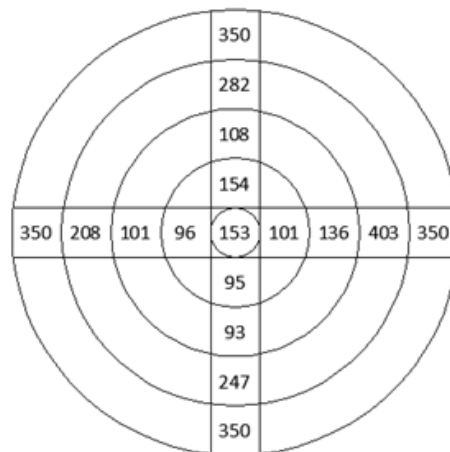
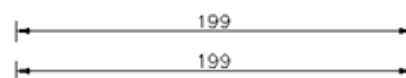
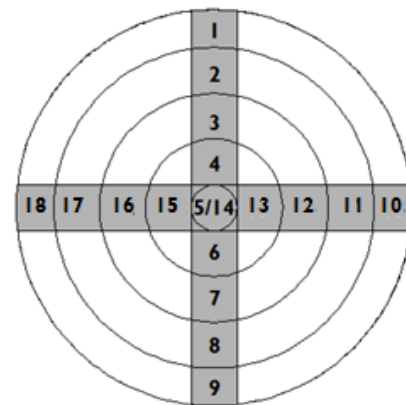
$$(11,5 \cdot 5940) + (23 \cdot 7134) + (23 \cdot 8372) + (10 \cdot 2093) = 6606 \text{ N/mm}^2$$

$$(11,5 \cdot 5940) + (23 \cdot 7292) + (23 \cdot 4950) + (10 \cdot 406) = 5243 \text{ N/mm}^2$$

$$(11,5 \cdot 5940) + (23 \cdot 7141) + (23 \cdot 5694) + (10 \cdot 2180) = 5708 \text{ N/mm}^2$$

$$(11,5 \cdot 5940) + (23 \cdot 3296) + (23 \cdot 6780) + (10 \cdot 3307) = 4935 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Gemiddeld} = 5623 \text{ N/mm}^2$$



Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Bulkdichtheid zachte schil werkelijk:

$$(19 \cdot 200) + (13 \cdot 296) = 239 \text{ kg/m}^3$$

$$(19 \cdot 200) + (13 \cdot 191) = 196 \text{ kg/m}^3$$

$$(19 \cdot 200) + (13 \cdot 275) = 230 \text{ kg/m}^3$$

$$(19 \cdot 200) + (13 \cdot 327) = 251 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Gemiddeld} = 229 \text{ kg/m}^3$$

Bulkdichtheid zachte schil vergelijking:

$$595,03 \cdot 32^{-0,227} = 271 \text{ kg/m}^3$$

Elasticiteitsmodulus zachte schil vergelijking:

$$0,457 \cdot 229^2 - 5,3943 \cdot 229 - 444,23 = 717 \text{ N/mm}^2$$

$$0,457 \cdot 271^2 - 5,3943 \cdot 271 - 444,23 = 1450 \text{ N/mm}^2$$

Bulkdichtheid gereduceerde doorsnede werkelijk:

$$(11,5 \cdot 411) + (23 \cdot 410) + (23 \cdot 436) + (10 \cdot 296) = 402 \text{ kg/m}^3$$

$$(11,5 \cdot 411) + (23 \cdot 427) + (23 \cdot 390) + (10 \cdot 191) = 377 \text{ kg/m}^3$$

$$(11,5 \cdot 411) + (23 \cdot 486) + (23 \cdot 461) + (10 \cdot 275) = 433 \text{ kg/m}^3$$

$$(11,5 \cdot 411) + (23 \cdot 454) + (23 \cdot 444) + (10 \cdot 327) = 424 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Gemiddeld} = 409 \text{ kg/m}^3$$

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede vergelijking:

$$0,457 \cdot 409^2 - 5,3943 \cdot 409 - 444,23 = 4994 \text{ N/mm}^2$$

Rekstijfheid EA doorsnede

- werkelijk

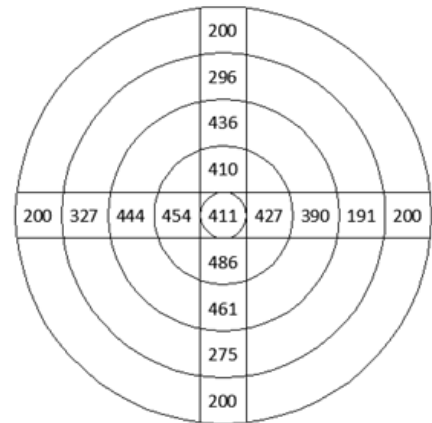
$$\sum EA = (1551 \cdot 16789) + (5623 \cdot 14314) = 1,07 \cdot 10^8$$

- Vergelijking ρ en E

$$\sum EA = (717 \cdot 16789) + (4994 \cdot 14314) = 8,35 \cdot 10^7$$

- Vergelijking i en E

$$\sum EA = (1450 \cdot 16789) + (4994 \cdot 14314) = 9,58 \cdot 10^7$$



Bulkdichtheid [kg/m³]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

- **Werkelijke Elasticiteitsmoduli (paragraaf 5.3)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Vochtgehalte	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	1551	324	0,82	57
Gereduceerde doorsnede	5623	130	4,7	89

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{0,82}{1551}\right) \cdot \sum 1,07 \cdot 10^8 = 56570 N = 57 kN$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{4,7}{5623}\right) \cdot \sum 1,07 \cdot 10^8 = 89436 N = 89 kN$$

- **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (paragraaf 5.7.3)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	717	229	0,82	95
Gereduceerde doorsnede	4994	409	4,7	79

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{0,82}{717}\right) \cdot \sum 8,35 \cdot 10^7 = 95495 N = 95 kN$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{4,7}{4994}\right) \cdot \sum 8,35 \cdot 10^7 = 78584 N = 79 kN$$

- **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (bulkdichtheid zachte schil o.b.v. houtspecht) (paragraaf 5.7.4)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	1450	271	1,2	79
Gereduceerde doorsnede	4994	409	4,7	90

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{1,2}{1450}\right) \cdot \sum 9,58 \cdot 10^7 = 79283 N = 79 kN$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{4,7}{4994}\right) \cdot \sum 9,58 \cdot 10^7 = 90160 N = 90 kN$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

3.8.5 Paalkop 5 (grenen)

Diameter paalkop= 215mm
Indringing = 41 mm

Diameter gereduceerde doorsnede
 $D - (2 \cdot i) = 215 - (2 \cdot 41) = 133 \text{ mm}$

Oppervlakte gereduceerde doorsnede
 $\frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 133^2}{4} = 13893 \text{ mm}^2$

Oppervlakte zachte schil
 $D_{paal}^2 - A_{gd} = \frac{\pi \cdot 215^2}{4} - 13893 = 22412 \text{ mm}^2$

Vochtgehalte zachte schil werkelijk:

$(27 \cdot 406) + (14 \cdot 166) = 324\%$
 $(27 \cdot 403) + (14 \cdot 201) = 314\%$
 $(27 \cdot 378) + (14 \cdot 452) = 410\%$
 $(27 \cdot 353) + (14 \cdot 143) = 261\%$
Gemiddeld = 327%

Elasticiteitsmodulus zachte schil werkelijk:

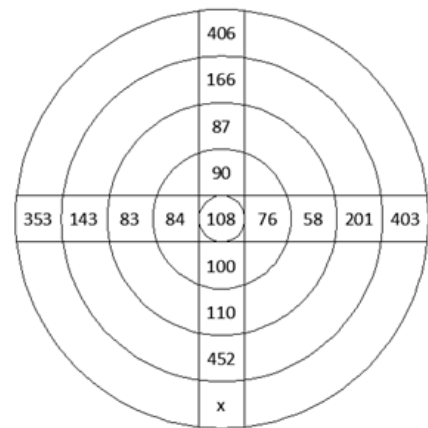
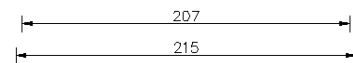
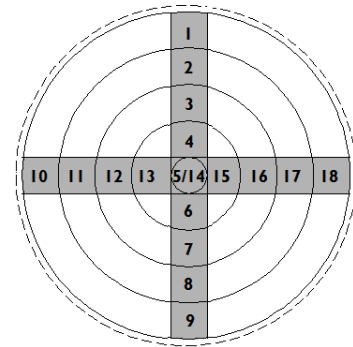
$(27 \cdot 152) + (14 \cdot 2874) = 941 \text{ N/mm}^2$
 $(27 \cdot 102) + (14 \cdot 2622) = 962 \text{ N/mm}^2$
 $(27 \cdot 143) + (14 \cdot 46) = 110 \text{ N/mm}^2$
 $(27 \cdot 353) + (14 \cdot 4765) = 1859 \text{ N/mm}^2$
Gemiddeld = 968 N/mm²

Vochtgehalte gereduceerde doorsnede werkelijk:

$(11,5 \cdot 108) + (23 \cdot 90) + (23 \cdot 87) + (9 \cdot 166) = 102 \%$
 $(11,5 \cdot 108) + (23 \cdot 76) + (23 \cdot 58) + (9 \cdot 201) = 92\%$
 $(11,5 \cdot 108) + (23 \cdot 100) + (23 \cdot 110) + (9 \cdot 452) = 152\%$
 $(11,5 \cdot 108) + (23 \cdot 84) + (23 \cdot 83) + (9 \cdot 143) = 96 \%$
Gemiddeld = 111 %

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede werkelijk:

$(11,5 \cdot 1681) + (23 \cdot 6484) + (23 \cdot 10120) + (9 \cdot 2874) = 6422 \text{ N/mm}^2$
 $(11,5 \cdot 1681) + (23 \cdot 6289) + (23 \cdot 11474) + (9 \cdot 2622) = 6789 \text{ N/mm}^2$
 $(11,5 \cdot 1681) + (23 \cdot 6197) + (23 \cdot 7734) + (9 \cdot 46) = 5115 \text{ N/mm}^2$
 $(11,5 \cdot 1681) + (23 \cdot 7931) + (23 \cdot 9951) + (9 \cdot 4765) = 7120 \text{ N/mm}^2$
Gemiddeld = 6362 N/mm²



Vochtgehalte [%]



Elasticiteitsmodulus [N/mm²]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Bulkdichtheid zachte schil werkelijk:

$$\begin{aligned}(27 \cdot 200) + (14 \cdot 342) &= 248 \text{ kg/m}^3 \\ (27 \cdot 192) + (14 \cdot 303) &= 230 \text{ kg/m}^3 \\ (27 \cdot 179) + (14 \cdot 179) &= 179 \text{ kg/m}^3 \\ (27 \cdot 215) + (14 \cdot 385) &= 273 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Gemiddeld} &= 233 \text{ kg/m}^3\end{aligned}$$

Bulkdichtheid zachte schil vergelijking:

$$595,03 \cdot 41^{-0,227} = 256 \text{ kg/m}^3$$

Elasticiteitsmodulus zachte schil vergelijking:

$$\begin{aligned}0,457 \cdot 233^2 - 5,3943 \cdot 233 - 444,23 &= 780 \text{ N/mm}^2 \\ 0,457 \cdot 256^2 - 5,3943 \cdot 256 - 444,23 &= 1169 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Bulkdichtheid gereduceerde doorsnede werkelijk:

$$\begin{aligned}(11,5 \cdot 454) + (23 \cdot 456) + (23 \cdot 497) + (9 \cdot 342) &= 454 \text{ kg/m}^3 \\ (11,5 \cdot 454) + (23 \cdot 471) + (23 \cdot 532) + (9 \cdot 303) &= 466 \text{ kg/m}^3 \\ (11,5 \cdot 454) + (23 \cdot 454) + (23 \cdot 424) + (9 \cdot 179) &= 406 \text{ kg/m}^3 \\ (11,5 \cdot 454) + (23 \cdot 493) + (23 \cdot 512) + (9 \cdot 385) &= 478 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Gemiddeld} &= 451 \text{ kg/m}^3\end{aligned}$$

Elasticiteitsmodulus gereduceerde doorsnede vergelijking:

$$0,457 \cdot 451^2 - 5,3943 \cdot 451 - 444,23 = 6418 \text{ N/mm}^2$$

Rekstijfheid EA doorsnede

- werkelijk

$$\sum EA = (968 \cdot 22412) + (6362 \cdot 13893) = 1,1 \cdot 10^8$$

- Vergelijking ρ en E

$$\sum EA = (780 \cdot 22412) + (6418 \cdot 13893) = 1,07 \cdot 10^8$$

- Vergelijking i en E

$$\sum EA = (1169 \cdot 22412) + (6418 \cdot 13893) = 1,15 \cdot 10^8$$



Bulkdichtheid [kg/m³]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

• **Werkelijke Elasticiteitsmoduli (paragraaf 5.3)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Vochtgehalte	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	968	327	0,8	91
Gereduceerde doorsnede	6362	111	5,6	97

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{0,8}{968}\right) \cdot \sum 1,1 \cdot 10^8 = 90909 \text{ N} = 91 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{5,6}{6362}\right) \cdot \sum 1,1 \cdot 10^8 = 96824 \text{ N} = 97 \text{ kN}$$

• **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (paragraaf 5.7.3)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	780	233	0,8	110
Gereduceerde doorsnede	6418	451	5,6	93

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{0,8}{780}\right) \cdot \sum 1,07 \cdot 10^8 = 109743 \text{ N} = 110 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{5,6}{6418}\right) \cdot \sum 1,07 \cdot 10^8 = 93406 \text{ N} = 93 \text{ kN}$$

• **Elasticiteitsmodulus op basis van bulkdichtheid (bulkdichtheid zachte schil o.b.v. houtspecht) (paragraaf 5.7.4)**

Schil	Elasticiteitsmodulus	Bulkdichtheid	Sterkte	Bezwijkkracht schil
[-]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[N/mm ²]	[kN]
Zachte schil	1169	256	1,0	98
Gereduceerde doorsnede	6418	451	5,6	100

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{1,0}{1169}\right) \cdot \sum 1,15 \cdot 10^8 = 98375 \text{ N} = 98 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{f_{c:0d}}{E}\right) \cdot \sum EA = \left(\frac{5,6}{6418}\right) \cdot \sum 1,15 \cdot 10^8 = 100342 \text{ N} = 100 \text{ kN}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4 Bijlage 4. Invloed biologische aantasting op de draagkracht van de verbinding.

4.1 Bepaling draagkracht $F_{c:90:k}$ 1% vervorming

4.1.1 Case 3A

Gegevens:

Kesp (170x230x68 mm) in combinatie met een funderingspaal (ϕ 120 mm) – $\omega=12\%$

Maximale draagkracht Case 3A:

Experiment

$$A = \pi \cdot \frac{120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot A_{paal} = 4,55 \cdot (11309) = 51455 \text{ N} = 51 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 3A

NEN-EN-1995-1

$$A = \frac{\pi \cdot 120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$f_{c:90:k} = 1,34 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c:90-1} = 1,25$$

$$A_{ef} = 120 + (2 \cdot 25) = \frac{\pi \cdot 170^2}{4} = 22698 < A_{kesp}$$

$$A_{ef} = 22698 \text{ mm}^2$$

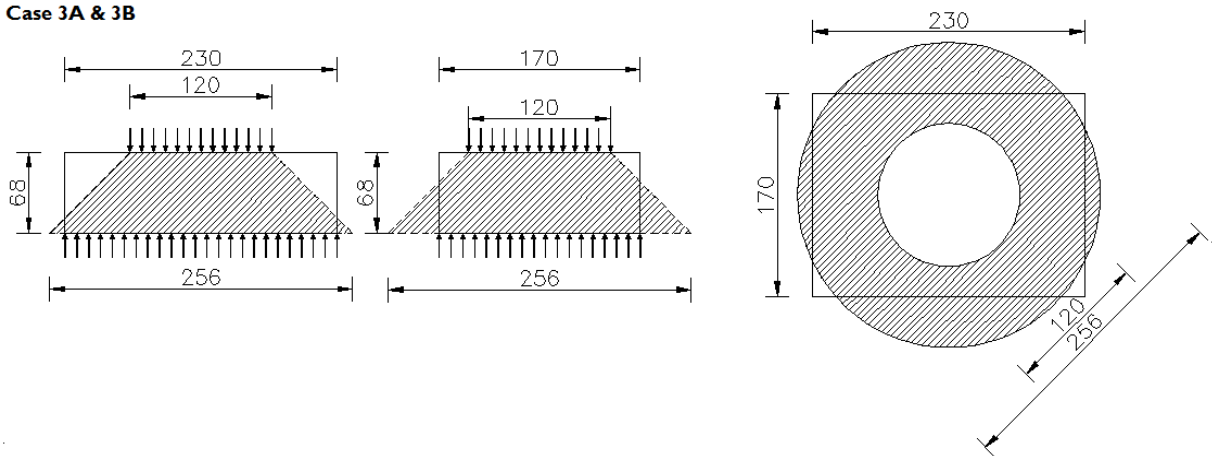
$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot k_{c:90} \cdot A_{ef} = 1,34 \cdot 1,25 \cdot 22698 = 38019 \text{ N} = 38 \text{ kN}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 3A

Van der Put

Case 3A & 3B



$$L_{eff} = 120 + (2 \cdot 68) = 256 > L (230 \text{ mm})$$

$$A = \pi \cdot \frac{120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$f_{c,90:k} = 1,34 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c,90-2D} = \sqrt{\frac{l_{eff}}{s}} = \sqrt{\frac{230}{120}} = 1,38$$

$$F_{c,90:k} = f_{c,90:k} \cdot k_{c,90} \cdot A = 1,34 \cdot 1,38 \cdot 11309 = 20912 \text{ N} = 21 \text{ kN}$$

$$k_{c,90-3D} = \sqrt{\frac{A_{kresp}^*}{A_{paal}}} = \sqrt{\frac{(38,36 \cdot 10^3)}{\left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4}\right)}} = \sqrt{\frac{38,36 \cdot 10^3}{11,3 \cdot 10^3}} = 1,84$$

$$F_{c,90:k} = f_{c,90:k} \cdot k_{c,90} \cdot A = 1,34 \cdot 1,84 \cdot 11309 = 27883 \text{ N} = 28 \text{ kN}$$

Oppervlakte spreiding kesp 3A

$$A_{cirkel} = \pi \cdot \frac{d}{2} = \pi \cdot \frac{256}{2} = 51472 \text{ mm}^2$$

$$A = 1/2 \cdot R^2 \cdot \left(\frac{\alpha \cdot \pi}{180} - \sin \alpha\right) =$$

$$1/2 \cdot 128^2 \cdot \left(\frac{52 \cdot \pi}{180} - \sin 52\right) = 979 \text{ mm}^2$$

$$A = 1/2 \cdot R^2 \cdot \left(\frac{\alpha \cdot \pi}{180} - \sin \alpha\right) =$$

$$1/2 \cdot 128^2 \cdot \left(\frac{96 \cdot \pi}{180} - \sin 96\right) = 5579 \text{ mm}^2$$

$$A_{hoekjes} = (A_{kresp}) - (A_{cirkel} - (2 \cdot A_1) - (2 \cdot A_2)) =$$

$$(230 \cdot 170) - (51472 - (2 \cdot 979) - (2 \cdot 5579)) =$$

$$= 39100 - 38356 = 744 \text{ mm}^2$$

$$A_{spreiding} = (A_{kresp} - A_{hoekjes}) = 39100 - 744 = 38356 \text{ mm}^2$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.1.2 Case 3B

Gegevens Case 3B:

Kesp (170x230x68 mm) in combinatie met een funderingspaal (\varnothing 120 mm) – $\omega=45\%$

Maximale draagkracht Case 3B

Experiment

$$A = \pi \cdot \frac{120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot A_{\text{cirkel}} = 2,17 \cdot (11309) = 24540 \text{ N} = 25 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 3B

NEN-EN-1995-1

$$A = \frac{\pi \cdot 120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$f_{c,90:k} = 1,0 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c,90-1} = 1,25$$

$$A_{ef} = 120 + (2 \cdot 25) = \frac{\pi \cdot 170^2}{4} = 22698 < A_{\text{kesp}}$$

$$A_{ef} = 22698 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot k_{c,90} \cdot A_{ef} = 1,0 \cdot 1,25 \cdot 22698 = 28372 \text{ N} = 28 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 3B

Van der Put

$$L_{eff} = 120 + (2 \cdot 68) = 256 > L (230 \text{ mm})$$

$$A = \pi \cdot \frac{120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$f_{c,90:k} = 1,00 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c,90-2D} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{s}} = \sqrt{\frac{230}{120}} = 1,38$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot k_{c,90} \cdot A = 1,0 \cdot 1,38 \cdot 11309 = 15606 \text{ N} = 16 \text{ kN}$$

$$k_{c,90-3D} = \sqrt{\frac{A_{\text{kesp}}}{A_{\text{paal}}}} = \sqrt{\frac{(38,36 \cdot 10^3)}{\left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4}\right)}} = \sqrt{\frac{38,36 \cdot 10^3}{11,3 \cdot 10^3}} = 1,84$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot k_{c,90} \cdot A = 1,0 \cdot 1,84 \cdot 11309 = 20808 \text{ N} = 21 \text{ kN}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.1.3 Case 3C

Gegevens Case 3C:

Kesp (170x230x68 mm) in combinatie met een funderingspaal (\varnothing 150 mm) – $\omega=45\%$

Maximale draagkracht Case 3C:

Experiment

$$A = \pi \cdot \frac{150^2}{4} = 17671 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot A_{\text{cirkel}} = 2,03 \cdot (17671) = 35872 \text{ N} = 36 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 3C:

NEN-EN-1995-1

$$A = \pi \cdot \frac{150^2}{4} = 17671 \text{ mm}^2$$

$$f_{c:90:k} = 1,0 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c:90-1} = 1,25$$

$$A_{ef} = (150 + (2 \cdot 10)) = \frac{\pi \cdot 170^2}{4} = 22698 < A_{\text{kesp}}$$

$$A_{ef} = 22698 \text{ mm}^2$$

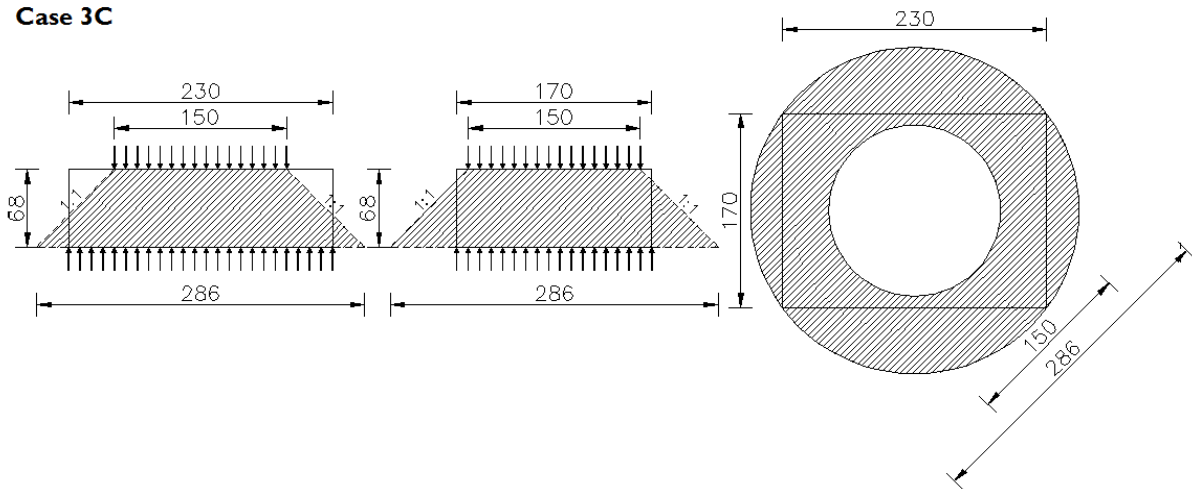
$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot k_{c:90} \cdot A_{ef} = 1,0 \cdot 1,25 \cdot 22698 = 28372 \text{ N} = 28 \text{ kN}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 3C:

Van der Put:

Case 3C



$$L_{eff} = 150 + (2 \cdot 68) = 286 > L (230 \text{ mm})$$

$$k_{c,90-2D} = \sqrt{\frac{l_{eff}}{s}} = \sqrt{\frac{230}{150}} = 1,24$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot k_{c,90} \cdot A = 1,0 \cdot 1,24 \cdot 17671 = \mathbf{21912 \text{ N} = 22 \text{ kN}}$$

$$k_{c,90-3D} = \sqrt{\frac{A_{kresp}}{A_{paal}}} = \sqrt{\frac{(170 \cdot 230)}{\left(\frac{\pi \cdot 150^2}{4}\right)}} = \sqrt{\frac{39,1 \cdot 10^3}{17,67 \cdot 10^3}} = 1,48$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:k} \cdot k_{c,90} \cdot A = 1,0 \cdot 1,48 \cdot 17671 = \mathbf{26153 \text{ N} = 26 \text{ kN}}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.2 Bepaling draagkracht $F_{c:90:d}$ 40 % vervorming

4.2.1 Case 6A

Gegevens Case 6A:

Kesp (300x200x46 mm) in combinatie met een funderingspaal (ϕ 190 mm) – $\omega=45\%$

Maximale draagkracht Case 6A:

Experiment

$$A = \pi \cdot \frac{190^2}{4} = 28352 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:d} = f_{c:90:d} \cdot A_{cirkel} = 3,4 \cdot (28352) = 96399 \text{ N} = 96 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 6A:

NEN-EN-1995-1

$$A = \pi \cdot \frac{190^2}{4} = 28352 \text{ mm}^2$$

$$f_{c:90:d} = 2,0 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c:90-1} = 1,25$$

$$A_{ef} = (190 + (2 \cdot 5)) = 200 = D \quad \frac{\pi \cdot 200^2}{4} = 31416 < A_{kesp}$$
$$A_{ef} = 31416 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:d} \cdot k_{c:90} \cdot A_{ef} = 2,0 \cdot 1,25 \cdot 31416 = 78537 \text{ N} = 79 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 6A:

F3O 2011

$$D_{langshout} = 190 \text{ mm}$$

$$A = \pi \cdot \frac{190^2}{4} = 28352 \text{ mm}^2$$

$$f_{c:90:k} = 4,5 \cdot 28352 = 127584 \text{ N} = 128 \text{ kN}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 6A:

Van der Put

$$A_{paal} = \pi \cdot \frac{190^2}{4} = 28352 \text{ mm}^2$$

$$f_{c,90:d} = 2 \text{ N/mm}^2$$

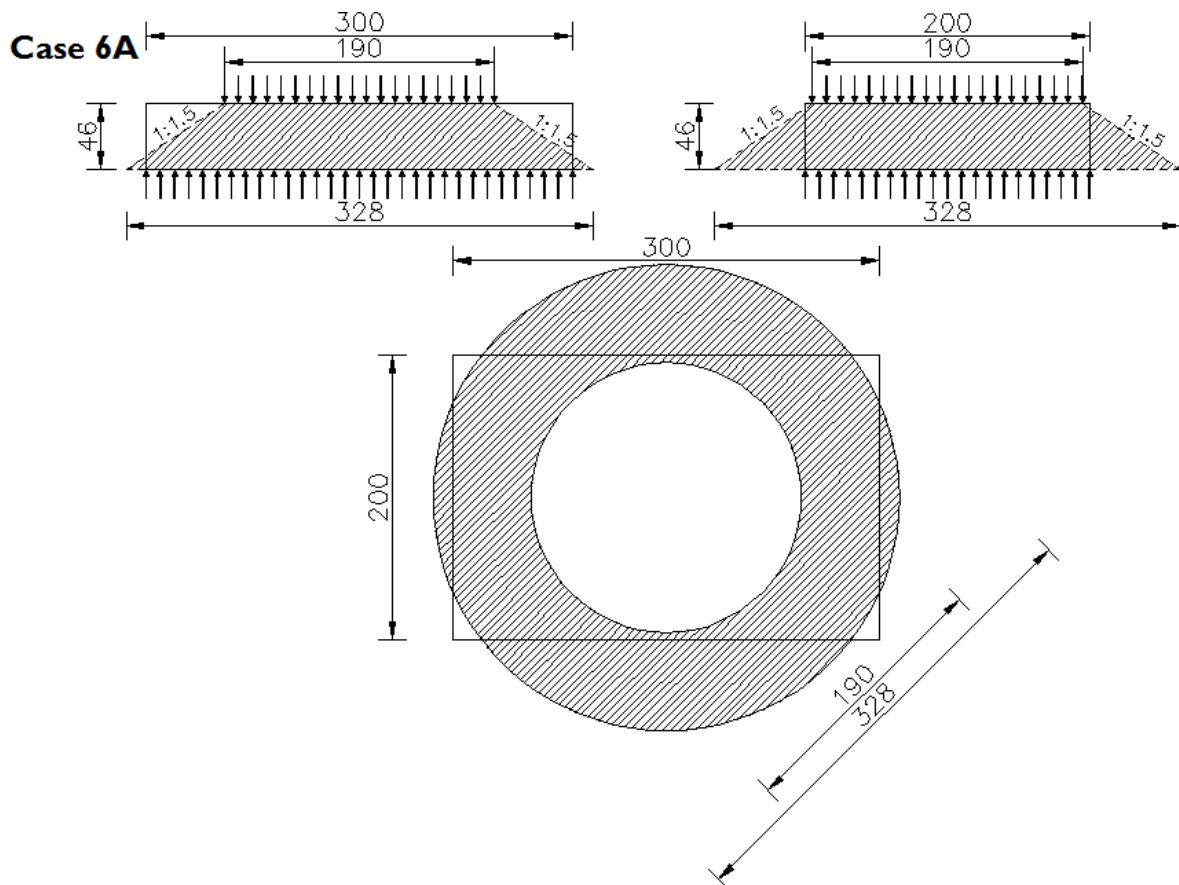
$$L_{eff} = 190 + (3 \cdot 46) = 328 > L (300 \text{ mm})$$

$$k_{c,90-2D} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{s}} = \sqrt{\frac{300}{190}} = 1,25$$

$$F_{c:90:d} = f_{c:90:d} \cdot k_{c,90} \cdot A = 2 \cdot 1,25 \cdot 28352 = 70880 \text{ N} = 71 \text{ kN}$$

$$k_{c,90-3D} = \sqrt{\frac{A_{kresp*}}{A_{paal}}} = \sqrt{\frac{(58,77 \cdot 10^3)}{(\frac{\pi \cdot 190^2}{4})}} = \sqrt{\frac{58,77 \cdot 10^3}{28,35 \cdot 10^3}} = 1,44$$

$$F_{c:90:d} = f_{c:90:d} \cdot k_{c,90} \cdot A = 2 \cdot 1,44 \cdot 28352 = 81653 \text{ N} = 82 \text{ kN}$$



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.2.2 Case 6B

Gegevens Case 6B:

Kesp (300x200x46 mm) in combinatie met een funderingspaal (\varnothing 150 mm) – $\omega=45\%$

Maximale draagkracht Case 6B:

Experiment

$$A = \pi \cdot \frac{150^2}{4} = 17671 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:d} = f_{c:90:d} \cdot A_{\text{cirkel}} = 3 \cdot (17671) = 53014 \text{ N} = 53 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 6B:

NEN-EN-1995-1

$$A = \pi \cdot \frac{150^2}{4} = 17671 \text{ mm}^2$$

$$f_{c:90:d} = 2,0 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c:90-1} = 1,25$$

$$A_{ef} = (150 + (2 \cdot 25)) = 200 = D \quad \frac{\pi \cdot 200^2}{4} = 31416 < A_{\text{kesp}}$$
$$A_{ef} = 31416 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:d} \cdot k_{c:90} \cdot A_{ef} = 2,0 \cdot 1,25 \cdot 31416 = N = 78540 \text{ kN} = 79 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 6B:

F30 2011

$$D_{\text{langshout}} = 150 \text{ mm}$$

$$A = \pi \cdot \frac{150^2}{4} = 17671 \text{ mm}^2$$

$$f_{c:90:k} = 4,5 \cdot 17671 = 79519 \text{ N} = 80 \text{ kN}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 6B:

Van der Put

$$A_{paal} = \pi \cdot \frac{150^2}{4} = 17671 \text{ mm}^2$$

$$f_{c,90:d} = 2 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{eff} = 150 + (3 \cdot 46) = 288 > L (300 \text{ mm})$$

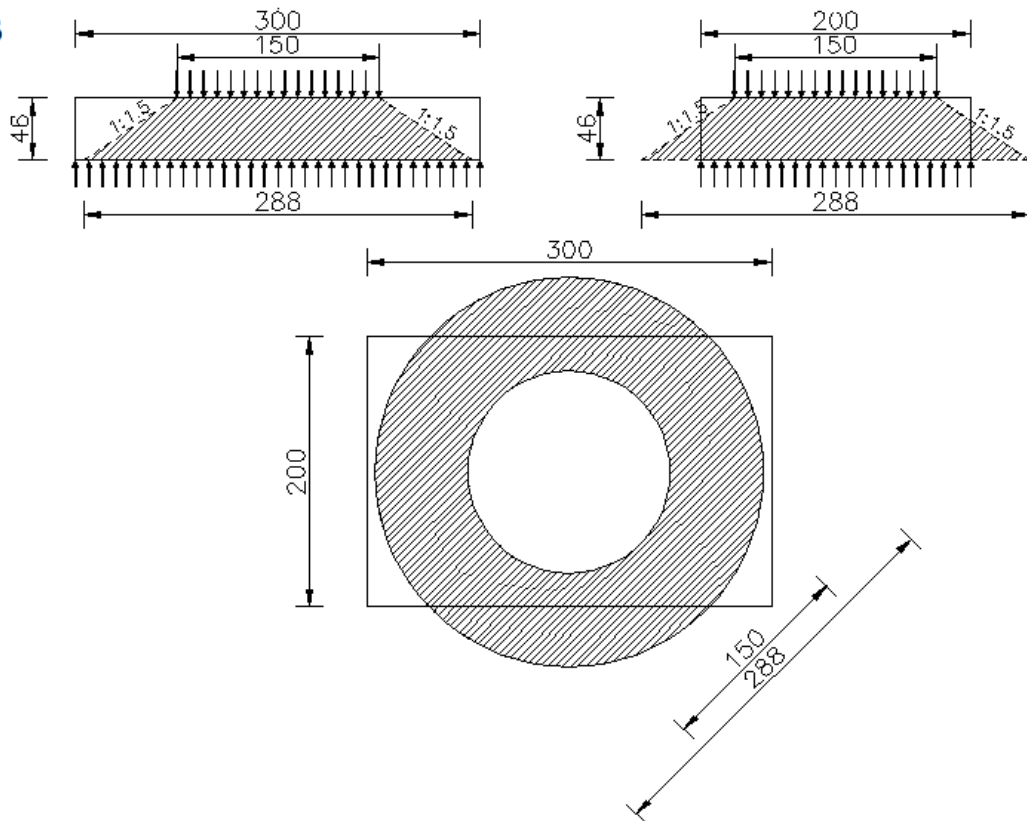
$$k_{c,90-2D} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{s}} = \sqrt{\frac{288}{150}} = 1,39$$

$$F_{c:90:d} = f_{c:90:d} \cdot k_{c,90} \cdot A = 2 \cdot 1,39 \cdot 17671 = 49125 \text{ N} = 49 \text{ N}$$

$$k_{c,90-3D} = \sqrt{\frac{A_{ef*}}{A_{paal}}} = \sqrt{\frac{(52,56 \cdot 10^3)}{(\frac{\pi \cdot 150^2}{4})}} = \sqrt{\frac{52,56 \cdot 10^3}{17,67 \cdot 10^3}} = 1,72$$

$$F_{c:90:d} = f_{c:90:d} \cdot k_{c,90} \cdot A = 2 \cdot 1,72 \cdot 17671 = 60788 \text{ N} = 61 \text{ kN}$$

Case 6B



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.2.3 Case 6C

Gegevens Case 6C:

Kesp (300x200x46 mm) in combinatie met een funderingspaal (\varnothing 120 mm) – $\omega=45\%$

Maximale draagkracht Case 6C:

Experiment

$$A = \pi \cdot \frac{120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:d} = f_{c:90:d} \cdot A_{\text{cirkel}} = 5 \cdot (11309) = 56545 \text{ N} = 57 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 6C:

NEN-EN-1995-1

$$A = \pi \cdot \frac{120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$f_{c:90:d} = 2,0 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c,90-1} = 1,25$$

$$A_{ef} = (120 + (2 \cdot 30)) = 180 = D \quad \frac{\pi \cdot 180^2}{4} = 25447 < A_{\text{kesp}}$$
$$A_{ef} = 25447 \text{ mm}^2$$

$$F_{c:90:k} = f_{c:90:d} \cdot k_{c,90} \cdot A_{ef} = 2,0 \cdot 1,25 \cdot 25447 = 63615 \text{ N} = 64 \text{ kN}$$

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 6C:

F30 2011

$$D_{\text{langshout}} = 120 \text{ mm}$$

$$A = \pi \cdot \frac{120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$f_{c:90:k} = 4,5 \cdot 11309 = 50890 \text{ N} = 51 \text{ kN}$$

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Maximale draagkracht berekeningsmodel Case 6C:

Van der Put

$$A = \pi \cdot \frac{120^2}{4} = 11309 \text{ mm}^2$$

$$L_{eff} = 120 + (3 \cdot 46) = 258 > L (300 \text{ mm})$$

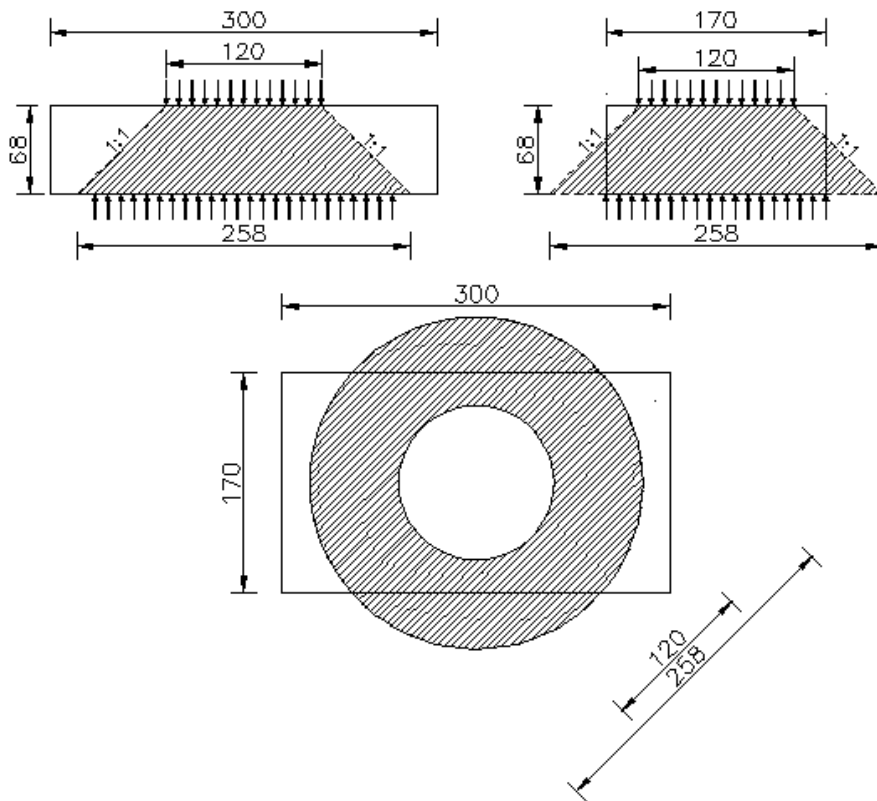
$$k_{c,90-2D} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{s}} = \sqrt{\frac{258}{120}} = 1,47$$

$$F_{c,90:d} = f_{c,90:d} \cdot k_{c,90} \cdot A = 2 \cdot 1,47 \cdot 11309 = 33250 \text{ N} = 33 \text{ kN}$$

$$k_{c,90-3D} = \sqrt{\frac{A_{ef*}}{A_{paal}}} = \sqrt{\frac{(38,23 \cdot 10^3) *}{\left(\frac{\pi \cdot 60^2}{4}\right)}} = \sqrt{\frac{38,23 \cdot 10^3}{11,31 \cdot 10^3}} = 1,83$$

$$F_{c,90:d} = f_{c,90:d} \cdot k_{c,90} \cdot A = 2 \cdot 1,83 \cdot 11309 = 41390 \text{ N} = 41 \text{ kN}$$

Case 6C



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

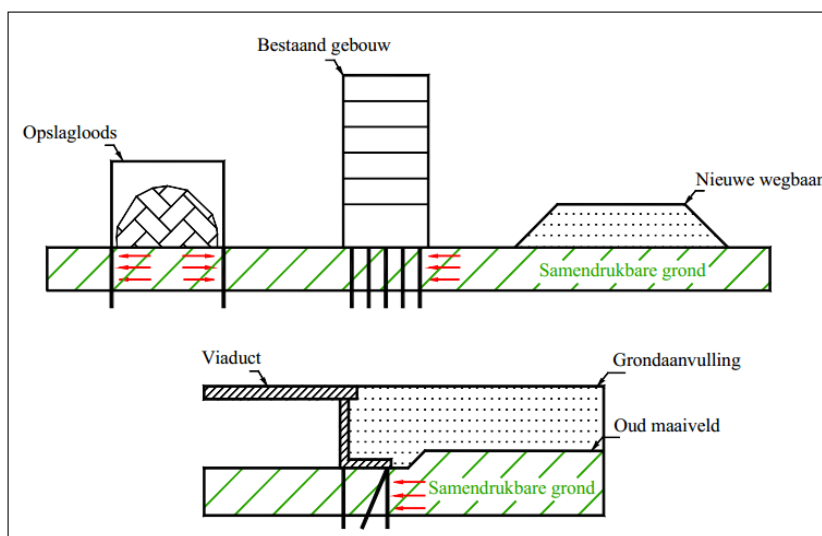
4.3 Door grond horizontaal belaste palen³⁵

4.3.1 Theorie

In grote delen van Nederland bestaan de bovenste grondlagen uit sterk samendrukbare grond zoals klei en veen. Indien verticale belastingen op het maaiveld worden aangebracht, die niet oneindig uitgestrekt zijn, ontstaan in weinig draagkrachtige gronden naast verticale verplaatsingen ook horizontale grondverplaatsingen. En indien zich in of nabij een dergelijke ophoging (of ontgraving) op palen gefundeerde constructies bevinden, dan zullen deze palen door de horizontale grondverplaatsingen worden belast. Door de horizontale belasting kunnen momenten en dwarskrachten in de paal ontstaan die tot scheurvorming kunnen leiden, hetgeen ongewenst is. Enkele voorbeelden van door grond horizontaal belaste palen zijn (Figuur 74):

- aardebaan van een hooggelegen weg (langs bestaand gebouw of viaduct op palen)
- grondaanvulling achter het landhoofd van een op palen gefundeerd viaduct
- grondbelasting door opslag in een op palen gefundeerde loods
- maar ook eenzijdige ontgraving in plaats van eenzijdige ophoging

De belasting op de paal ontstaat doordat de paal, die stijver is dan de grond, de vervorming van de grond slechts gedeeltelijk zal volgen. De paal houdt de horizontale beweging van de grond gedeeltelijk tegen, waardoor de paal door de grond wordt belast.



Figuur 74. Voorbeelden horizontaal belaste palen.

³⁵ Deze paragraaf betreft een letterlijke vertaling van het onderzoek naar horizontaal belaste palen [Cherqaoui 2006]

De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.4 Moment normaalkracht interactiediagram (aangetast hout)

4.4.1 Paalkop I (grenen)

Diameter paalkop	210 mm
Dikte zachte schil	31 mm
Diameter gereduceerde doorsnede (GD)	148 mm

Schil	Oppervlakte A	Elasticiteitsmodulus E	Sterkte $f_{c,0;d}$	Bezwijksterkte schil
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
ZS	17433	1468	1,1	102
GD	17203	6408	6,3	133

$$traagheidsmoment (gd) = \frac{\pi \cdot a^4}{4} = \frac{\pi \cdot 74^4}{4} = 2,36 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$traagheidsmoment (zs) = \left(\frac{\pi \cdot a^4}{4} - I_{gd} \right) = \left(\frac{\pi \cdot 105^4}{4} - 2,36 \cdot 10^7 \right) = 7,18 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\sum EA = (1468 \cdot 17433) + (6408 \cdot 17203) = 1,36 \cdot 10^8$$

$$\sum EI = (1468 \cdot 7,18 \cdot 10^7) + (6408 \cdot 2,36 \cdot 10^7) = 2,56 \cdot 10^{11}$$

$$W_{gd} = \frac{I_{gd}}{1/2D} = \frac{2,36 \cdot 10^7}{74} = 3,18 \cdot 10^5$$

$$W_{zs} = \frac{I_{zs}}{1/2D} = \frac{7,18 \cdot 10^7}{105} - \frac{2,36 \cdot 10^7}{74} = 3,66 \cdot 10^5$$

$$\frac{\sum EA}{N} = \frac{\sum EI}{Mz}$$

$$\frac{1,36 \cdot 10^8}{N} = \frac{2,56 \cdot 10^{11}}{Mz}$$

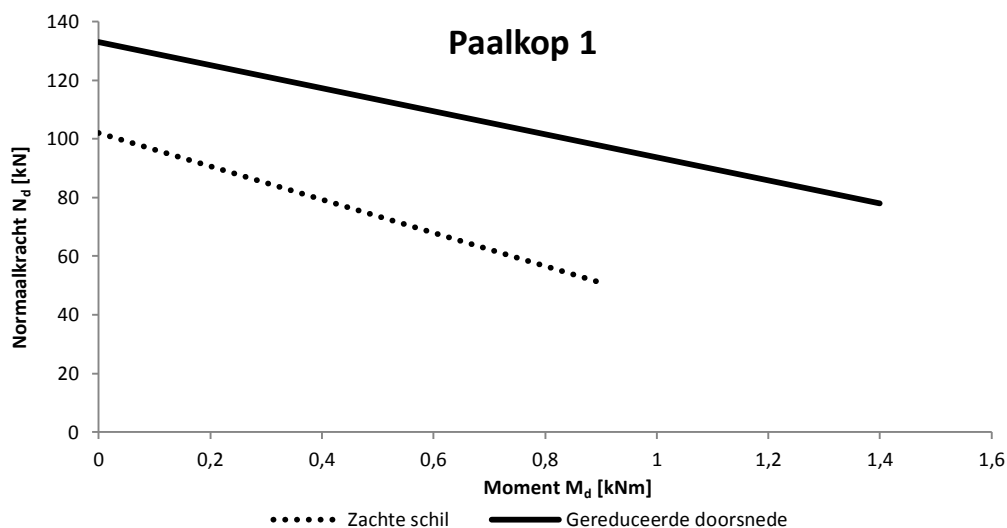
$$2,56 \cdot 10^{11} N = 1,36 \cdot 10^8 Mz$$

$$1882 N = Mz$$

$$\frac{1882}{105} N = M \rightarrow 17,92 N = M \text{ Kernstraal doorsnede} = 17,92 \text{ mm}$$

$$ZS: \frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k;i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{1,1}{1468} \cdot 2,56 \cdot 10^{11}}{105} = 1826910 \text{ Nmm} = 1,8 \text{ kNm}$$

$$GD: \frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k;i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{6,3}{6408} \cdot 2,56 \cdot 10^{11}}{74} = 3401153 \text{ Nmm} = 3,4 \text{ kNm}$$



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.4.2 Paalkop 2 (grenen)

Diameter paalkop	237 mm
Dikte zachte schil	43mm
Diameter gereduceerde doorsnede (GD)	151 mm

Schil	Oppervlakte A	Elasticiteitsmodulus E	Sterkte $f_{c,0,d}$	Bezwijksterkte schil
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
ZS	26207	438	0,51	79
GD	17908	3174	3,55	76

$$traagheidsmoment (gd) = \frac{\pi \cdot a^4}{4} = \frac{\pi \cdot 75,5^4}{4} = 2,55 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$traagheidsmoment (zs) = \left(\frac{\pi \cdot a^4}{4} - I_{gd} \right) = \left(\frac{\pi \cdot 118,75^4}{4} - 2,55 \cdot 10^7 \right) = 13,06 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\sum EA = (438 \cdot 26207) + (3174 \cdot 17908) = 6,83 \cdot 10^8$$

$$\sum EI = (2,55 \cdot 10^7 \cdot 438) + (13,06 \cdot 10^7 \cdot 3174) = 4,26 \cdot 10^{11}$$

$$W_{gd} = \frac{I_{gd}}{1/2D} = \frac{2,55 \cdot 10^7}{75,5} = 3,38 \cdot 10^5$$

$$W_{zs} = \frac{I_{zs}}{1/2D} = \frac{13,06 \cdot 10^7}{118,5} - \frac{2,55 \cdot 10^7}{75,5} = 7,64 \cdot 10^5$$

$$\frac{N}{\sum EA} = \frac{Mz}{\sum EI}$$

$$\frac{6,83 \cdot 10^8}{N} = \frac{4,26 \cdot 10^{11}}{Mz}$$

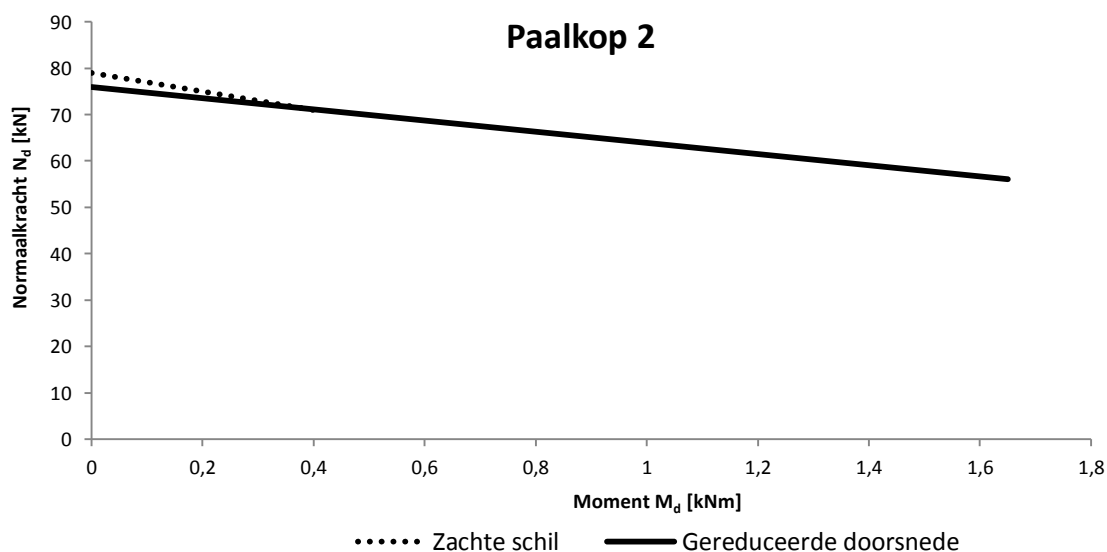
$$4,26 \cdot 10^{11} N = 6,83 \cdot 10^8 Mz$$

$$623N = Mz$$

$$\frac{623}{118,5} N = M \rightarrow 5,25 N = M \text{ Kernstraal doorsnede} = 5,25 \text{ mm}$$

$$ZS: \frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k,i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{0,51}{438} \cdot 4,26 \cdot 10^{11}}{118,5} = 4185885 \text{ Nmm} = 4,2 \text{ kNm}$$

$$GD: \frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k,i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{3,55}{3174} \cdot 4,26 \cdot 10^{11}}{74} = 6438716 \text{ Nmm} = 6,4 \text{ kNm}$$



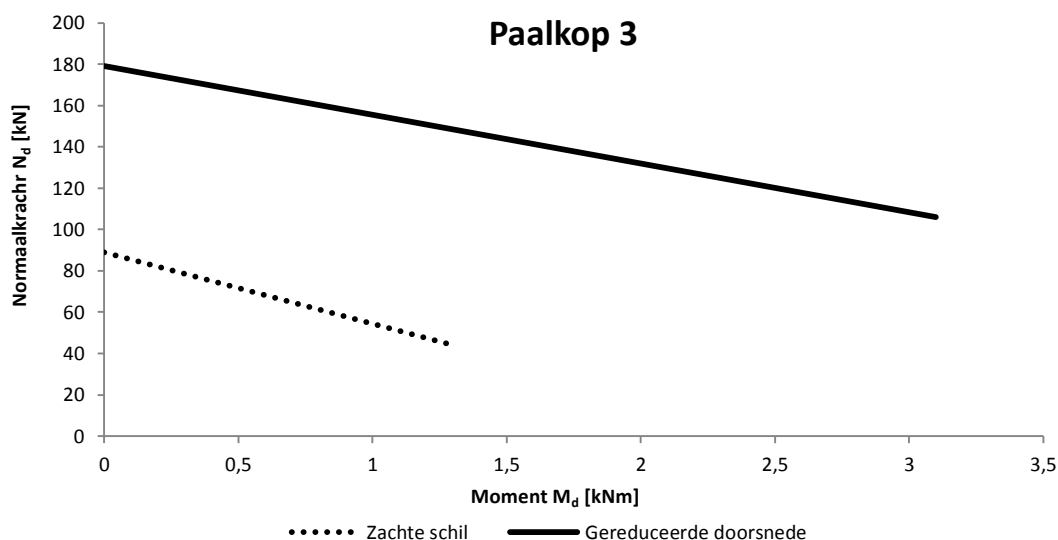
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.4.3 Paalkop 3 (vuren)

Diameter paalkop	214 mm
Dikte zachte schil	26 mm
Diameter gereduceerde doorsnede (GD)	162 mm

Schil	Oppervlakte A	Elasticiteitsmodulus E	Sterkte $f_{c,0,ed}$	Bezwijksterkte schil
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
ZS	15356	2341	1,25	89
GD	20612	6369	6,9	179

$traagheidsmoment (gd) = \frac{\pi \cdot a^4}{4} = \frac{\pi \cdot 81^4}{4} = 3,38 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
$traagheidsmoment (zs) = \left(\frac{\pi \cdot a^4}{4} - I_{gd} \right) = \left(\frac{\pi \cdot 107^4}{4} - 3,38 \cdot 10^7 \right) = 6,91 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
$\sum EA = (2341 \cdot 15356) + (6369 \cdot 20612) = 1,65 \cdot 10^8$
$\sum EI = (3,38 \cdot 10^7 \cdot 2341) + (6,91 \cdot 10^7 \cdot 6369) = 5,19 \cdot 10^{11}$
$W_{gd} = \frac{I_{gd}}{1/2D} = \frac{3,38 \cdot 10^7}{81} = 4,17 \cdot 10^5$
$W_{zs} = \frac{I_{zs}}{1/2D} = \frac{6,91 \cdot 10^7}{107} - \frac{3,38 \cdot 10^7}{81} = 2,28 \cdot 10^5$
$\frac{N}{\sum EA} = \frac{Mz}{\sum EI}$
$\frac{1,65 \cdot 10^8}{N} = \frac{5,19 \cdot 10^{11}}{Mz}$
$5,19 \cdot 10^{11} N = 1,65 \cdot 10^8 Mz$
$3146 N = Mz$
$\frac{3146}{107} N = M \rightarrow 29,41 N = M \quad \text{Kernstraal doorsnede} = 29,41 \text{ mm}$
ZS: $\frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k;i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{1,25}{2341} \cdot 5,19 \cdot 10^{11}}{107} = 2589954 \text{ Nmm} = 2,6 \text{ kNm}$
GD: $\frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k;i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{6,9}{6369} \cdot 5,19 \cdot 10^{11}}{74} = 7598248 \text{ Nmm} = 7,6 \text{ kNm}$



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.4.4 Paalkop 4 (grenen)

Diameter paalkop	199 mm
Dikte zachte schil	32 mm
Diameter gereduceerde doorsnede (GD)	135 mm

Schil	Oppervlakte A	Elasticiteitsmodulus E	Sterkte $f_{c,0,d}$	Bezwijksterkte schil
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
ZS	16789	1551	0,82	57
GD	14314	5623	4,7	89

$$traagheidsmoment (gd) = \frac{\pi \cdot a^4}{4} = \frac{\pi \cdot 67,5^4}{4} = 1,63 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$traagheidsmoment (zs) = \left(\frac{\pi \cdot a^4}{4} - I_{gd} \right) = \left(\frac{\pi \cdot 99,5^4}{4} - 1,63 \cdot 10^7 \right) = 6,07 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\sum EA = (1551 \cdot 16789) + (5623 \cdot 14314) = 1,07 \cdot 10^8$$

$$\sum EI = (1,63 \cdot 10^7 \cdot 1551) + (6,07 \cdot 10^7 \cdot 5623) = 3,67 \cdot 10^{11}$$

$$W_{gd} = \frac{I_{gd}}{1/2D} = \frac{1,63 \cdot 10^7}{67,5} = 2,41 \cdot 10^5$$

$$W_{zs} = \frac{I_{zs}}{1/2D} = \frac{6,07 \cdot 10^7}{99,5} - \frac{1,63 \cdot 10^7}{67,5} = 3,82 \cdot 10^5$$

$$\frac{N}{\sum EA} = \frac{Mz}{\sum EI}$$

$$\frac{1,07 \cdot 10^8}{N} = \frac{3,67 \cdot 10^{11}}{Mz}$$

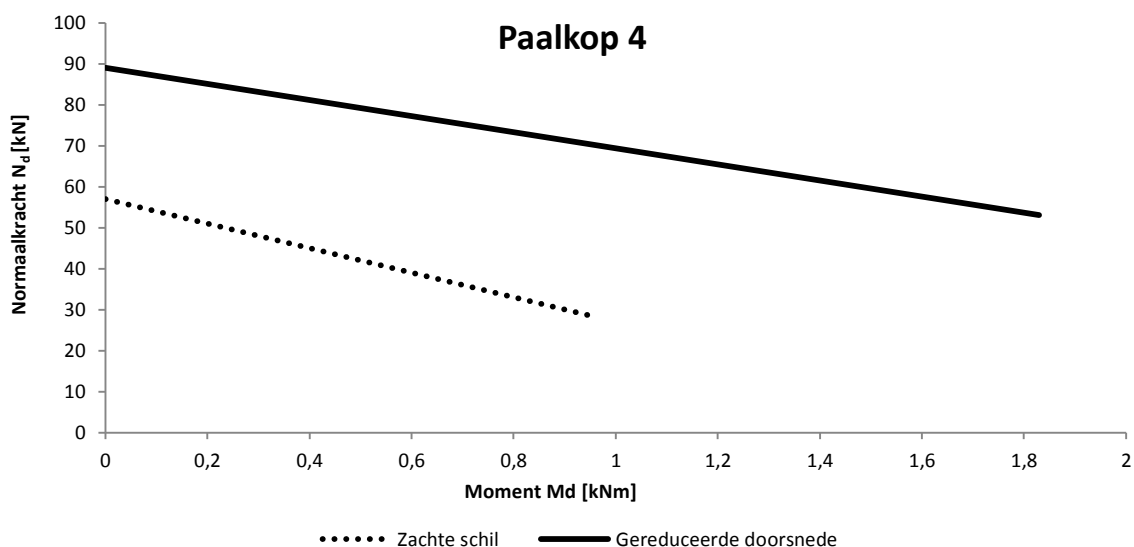
$$3,67 \cdot 10^{11} N = 1,07 \cdot 10^8 Mz$$

$$12523N = Mz$$

$$\frac{3426}{99,5} N = M \rightarrow 34,43 N = M \quad \text{Kernstraal doorsnede} = 34,43 \text{ mm}$$

$$ZS: \frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k,i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{0,81}{1551} \cdot \frac{3,67 \cdot 10^{11}}{99,5} = 1926265 \text{ Nmm} = 1,9 \text{ kNm}$$

$$GD: \frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k,i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{4,7}{5623} \cdot \frac{3,67 \cdot 10^{11}}{67,5} = 4544562 \text{ Nmm} = 4,5 \text{ kNm}$$



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

4.4.5 Paalkop 5 (grenen)

Diameter paalkop	215 mm
Dikte zachte schil	41 mm
Diameter gereduceerde doorsnede (GD)	133 mm

Schil	Oppervlakte A	Elasticiteitsmodulus E	Sterkte $f_{c,0,d}$	Bezwijksterkte schil
[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
ZS	22412	968	0,8	91
GD	13893	6363	5,6	97

$$traagheidsmoment (gd) = \frac{\pi \cdot a^4}{4} = \frac{\pi \cdot 66,5^4}{4} = 1,54 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$traagheidsmoment (zs) = \left(\frac{\pi \cdot a^4}{4} - I_{gd} \right) = \left(\frac{\pi \cdot 107,5^4}{4} - 1,54 \cdot 10^7 \right) = 8,94 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\sum EA = (968 \cdot 22412) + (6363 \cdot 13893) = 1,1 \cdot 10^8$$

$$\sum EI = (1,54 \cdot 10^7 \cdot 968) + (8,94 \cdot 10^7 \cdot 6363) = 5,83 \cdot 10^{11}$$

$$W_{gd} = \frac{I_{gd}}{1/2D} = \frac{1,54 \cdot 10^7}{66,5} = 2,32 \cdot 10^5$$

$$W_{zs} = \frac{I_{zs}}{1/2D} = \frac{8,94 \cdot 10^7}{107,5} - \frac{1,54 \cdot 10^7}{66,5} = 6 \cdot 10^5$$

$$\frac{N}{\sum EA} = \frac{Mz}{\sum EI}$$

$$\frac{1,1 \cdot 10^8}{N} = \frac{5,83 \cdot 10^{11}}{Mz}$$

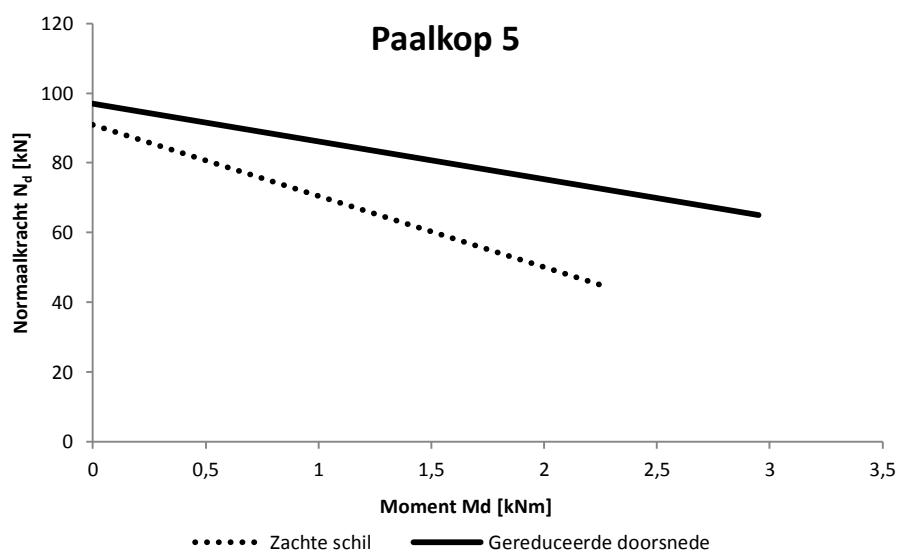
$$1,59 \cdot 10^{12} N = 1,1 \cdot 10^8 Mz$$

$$5306 N = Mz$$

$$\frac{5306}{107,5} N = M \rightarrow 49,36 N = M \quad \text{Kernstraal doorsnede} = 49,36 \text{ mm}$$

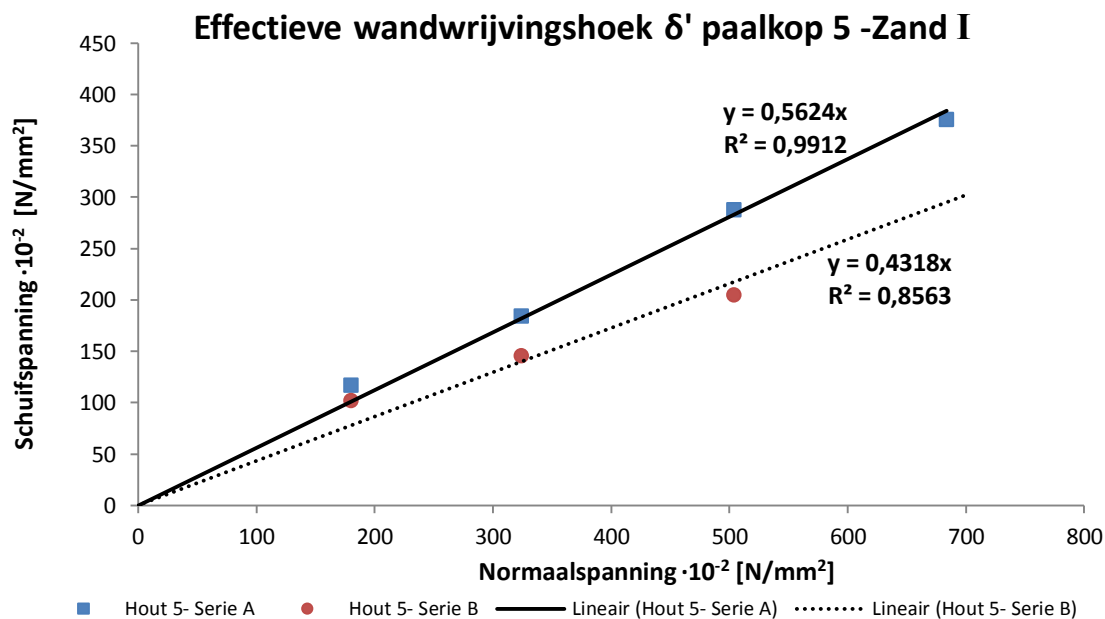
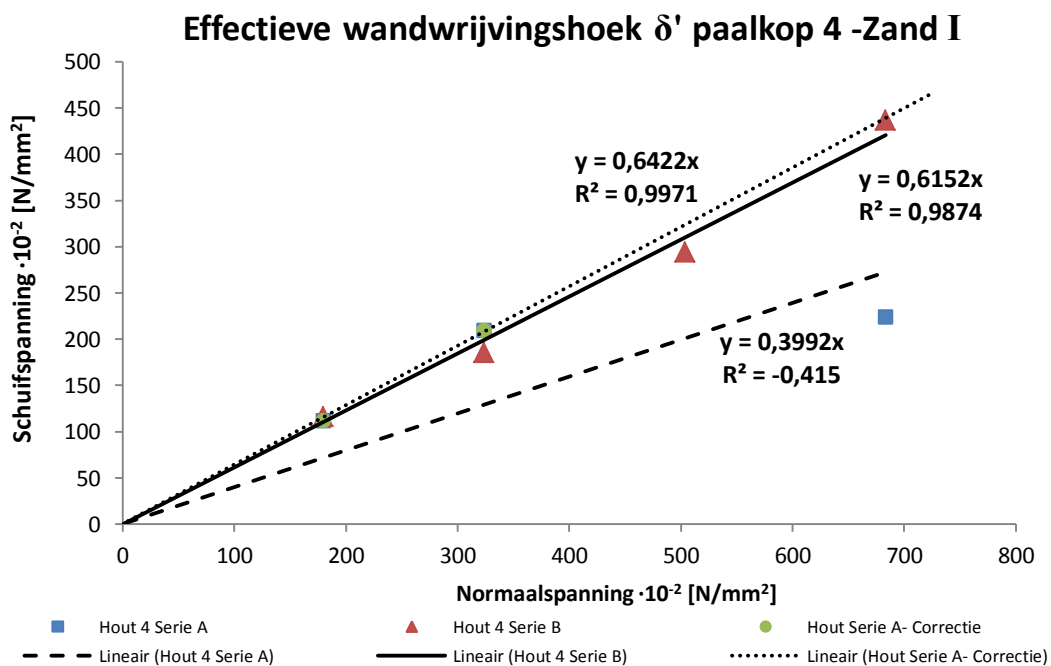
$$ZS: \frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k,i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{0,8}{968} \cdot 5,83 \cdot 10^{11}}{107,5} = 4482029 \text{ Nmm} = 4,5 \text{ kNm}$$

$$GD: \frac{[(\frac{\sigma_{c,0,k,i}}{E_i}) \cdot \sum EI]}{z} = \frac{5,6}{6363} \cdot 5,83 \cdot 10^{11}}{66,5} = 7715658 \text{ Nmm} = 7,7 \text{ kNm}$$

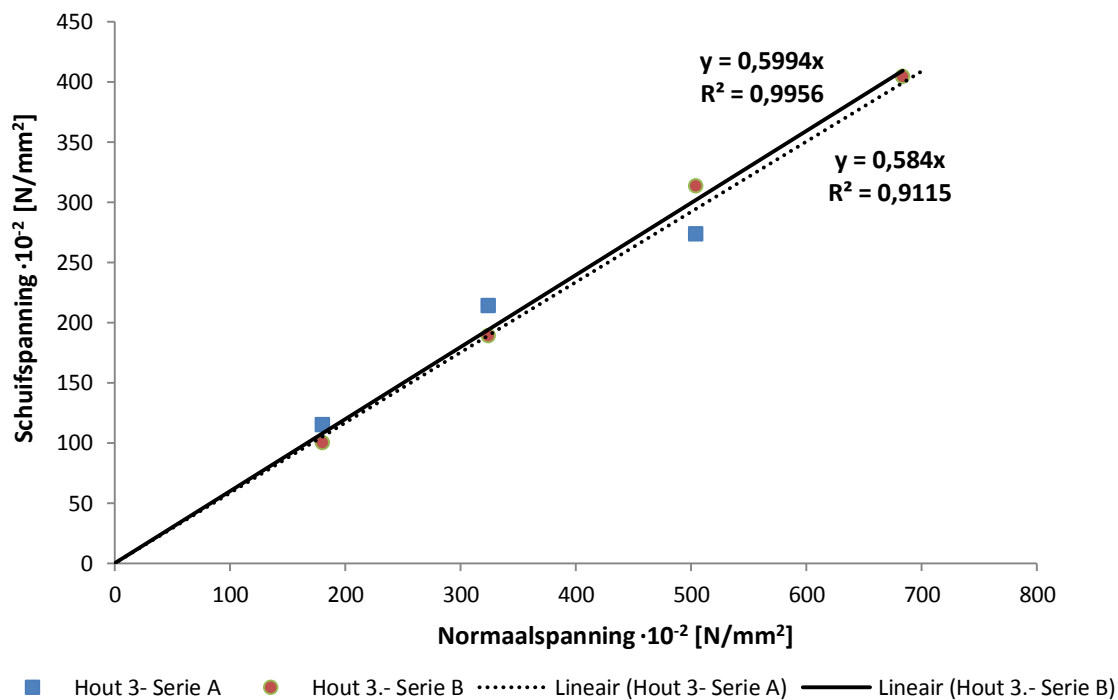


5 Bijlage 5. Invloed aantasting op de geotechnische draagkracht

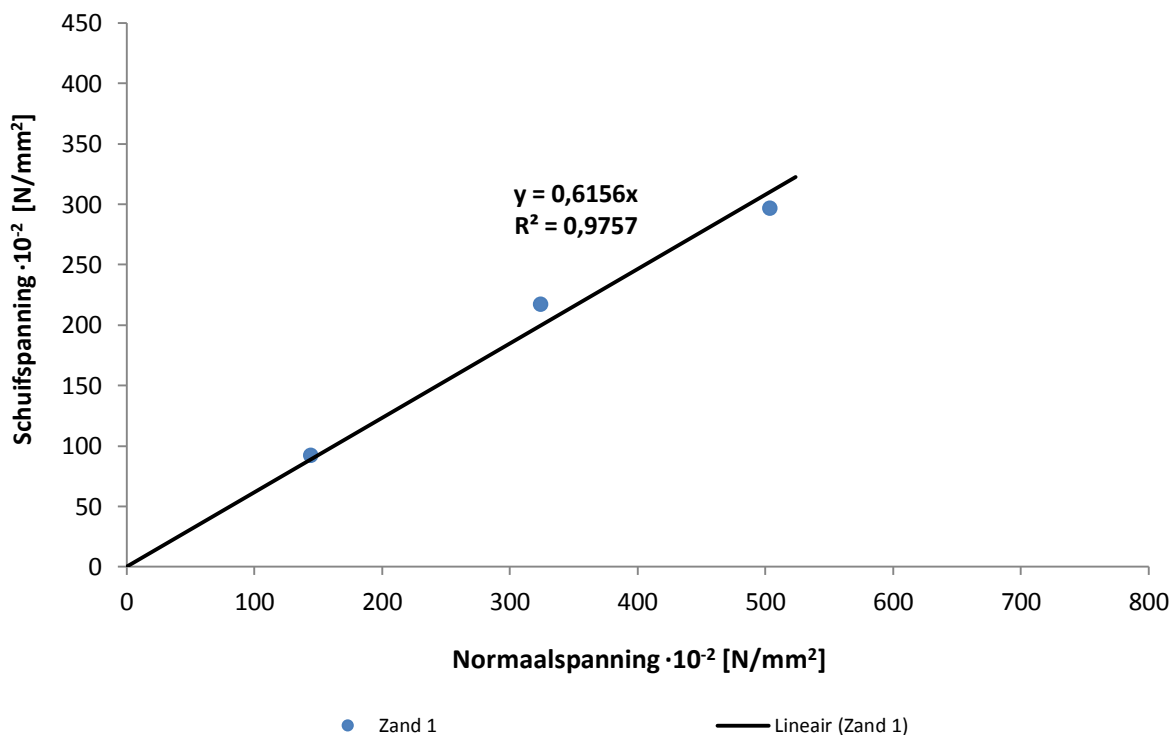
5.1.1 Zand I



Effectieve wandwrijvingshoek δ' paalkop 3 -Zand I

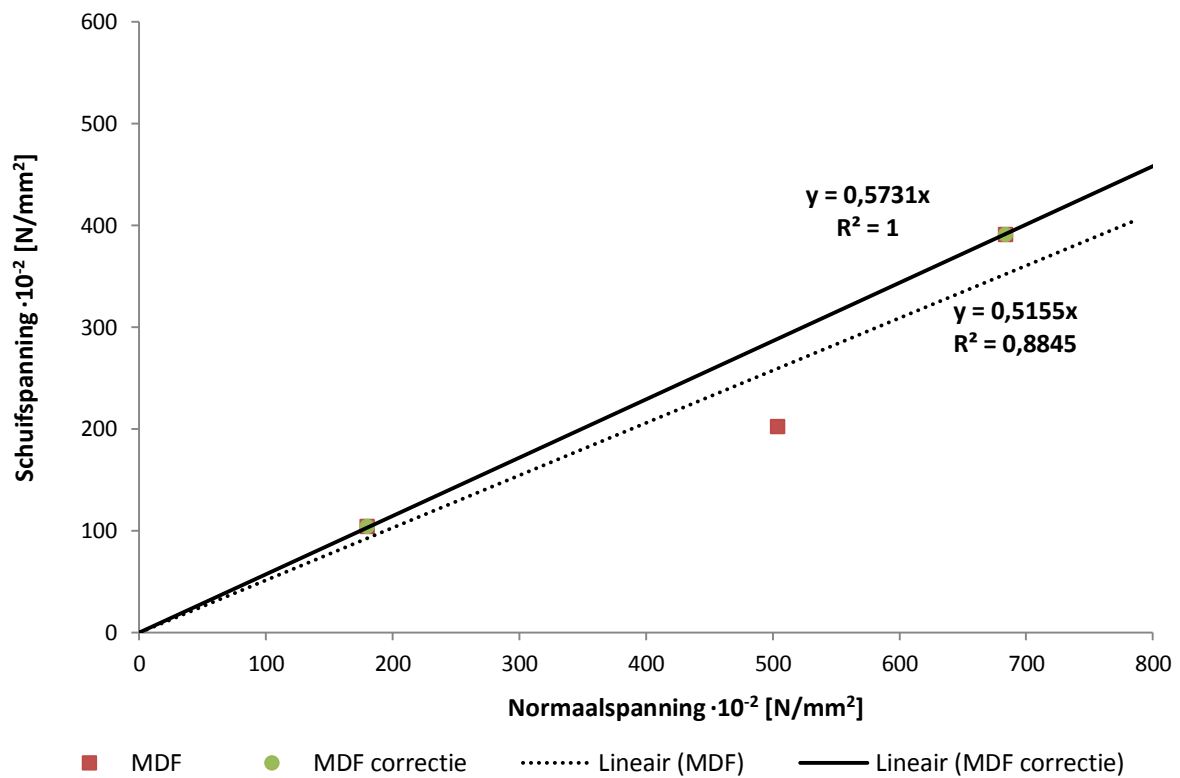


Effectieve inwendige wrijvingshoek φ' -Zand I

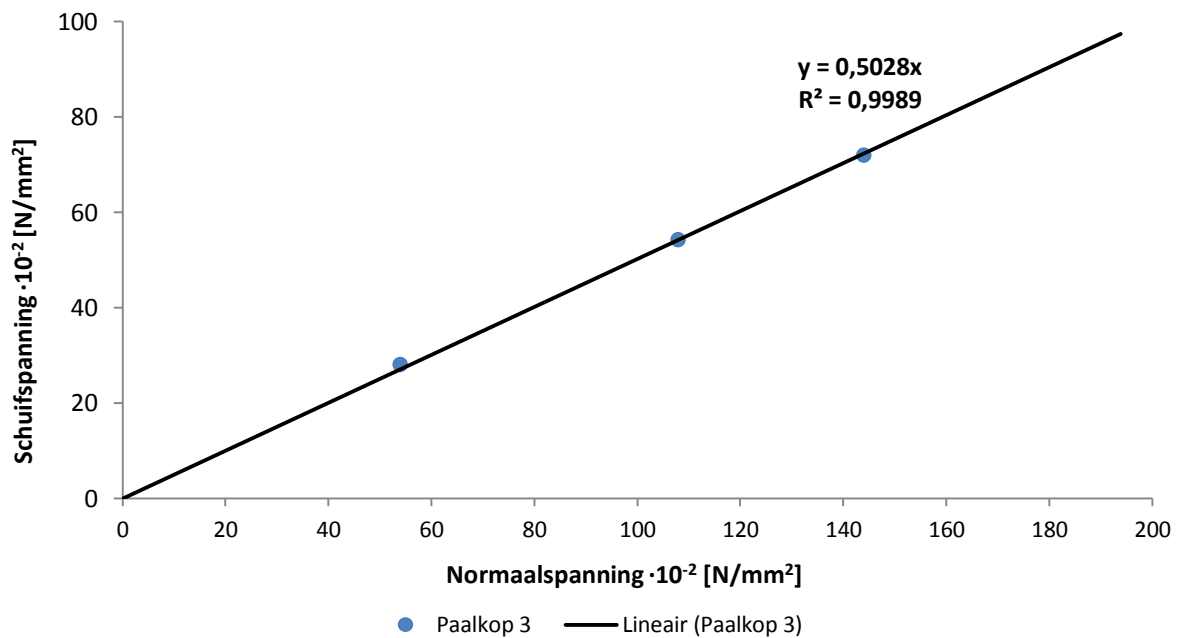


De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

Effectieve wandwrijvingshoek δ' paalkop MDF -Zand I

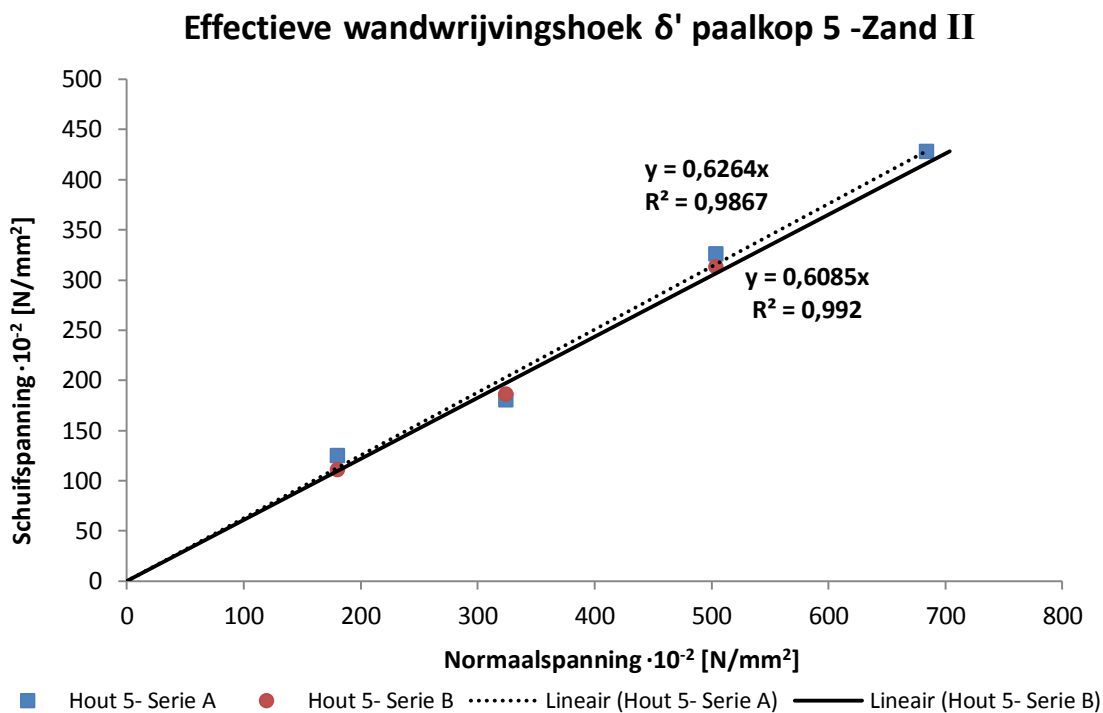
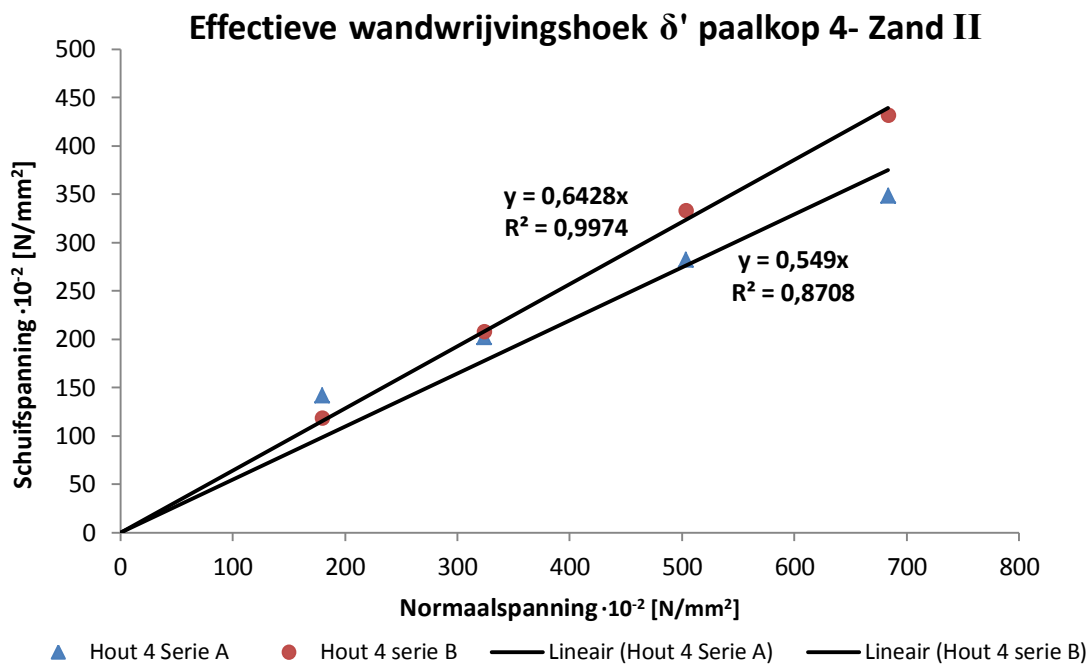


Effectieve wandwrijvingshoek δ' paalkop 3 -Zand I



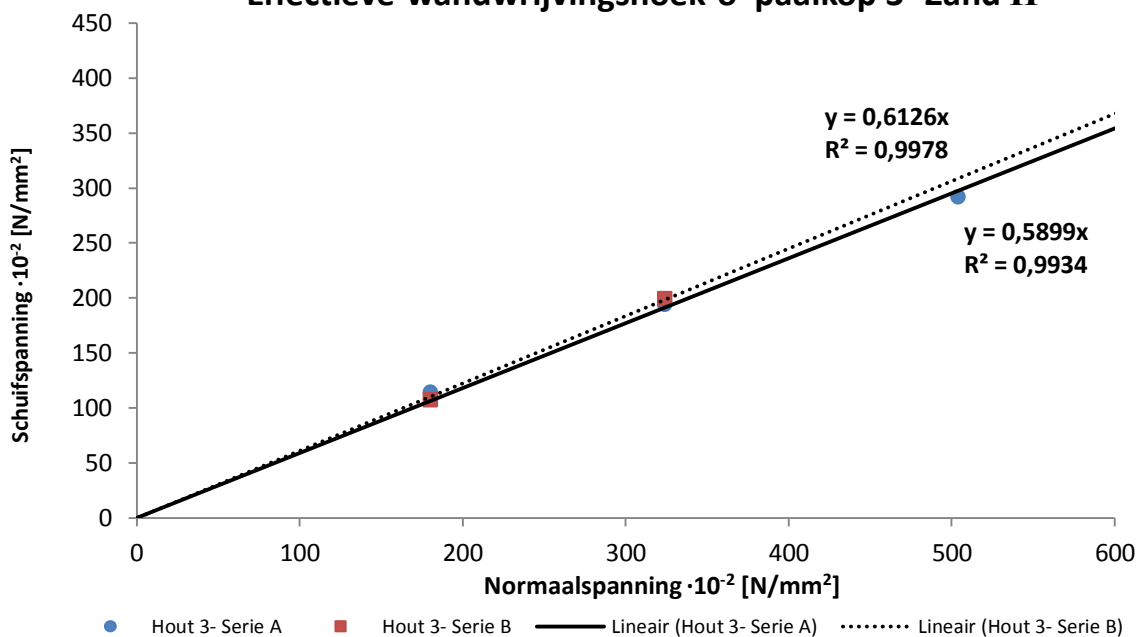
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

5.1.2 Zand 2

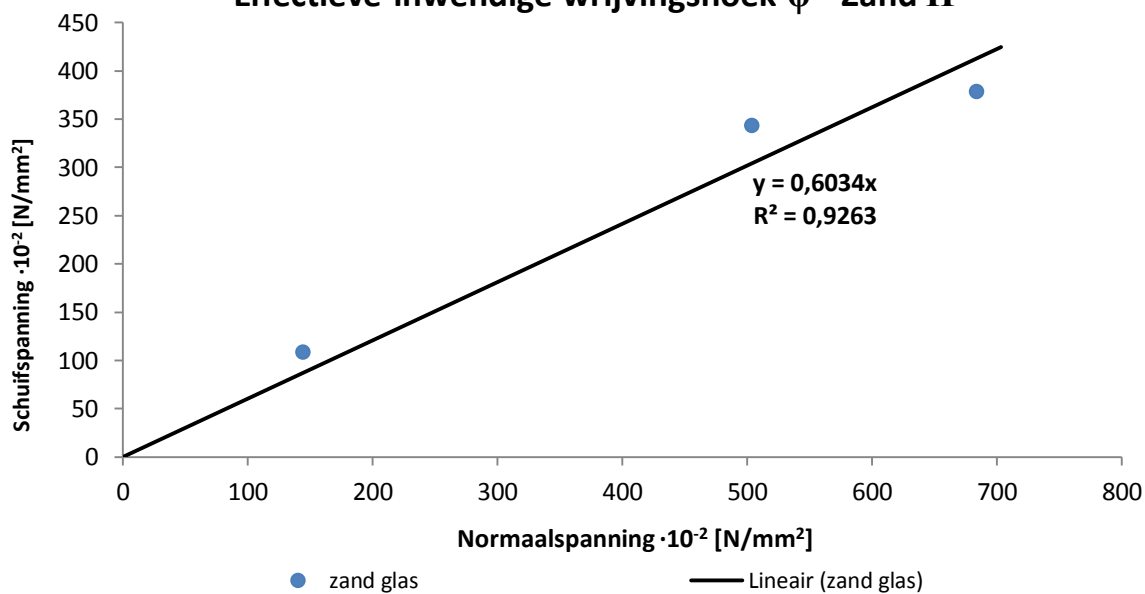


De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

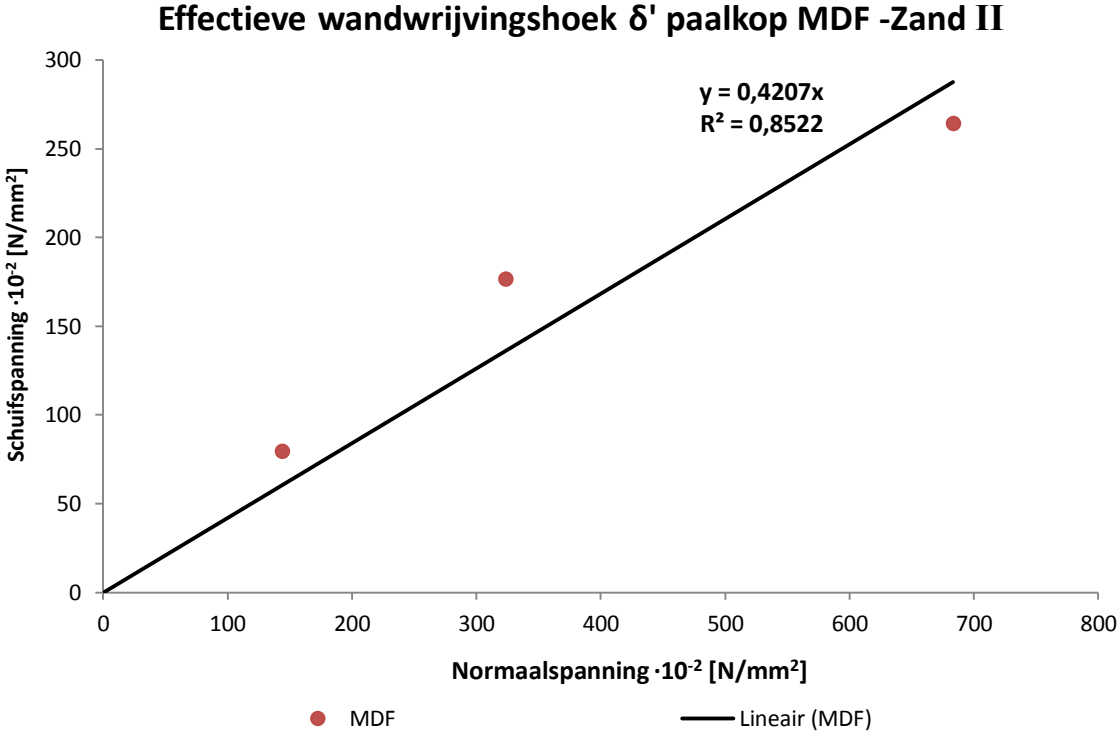
Effectieve wandwrijvingshoek δ' paalkop 3 -Zand II



Effectieve inwendige wrijvingshoek ϕ' -Zand II



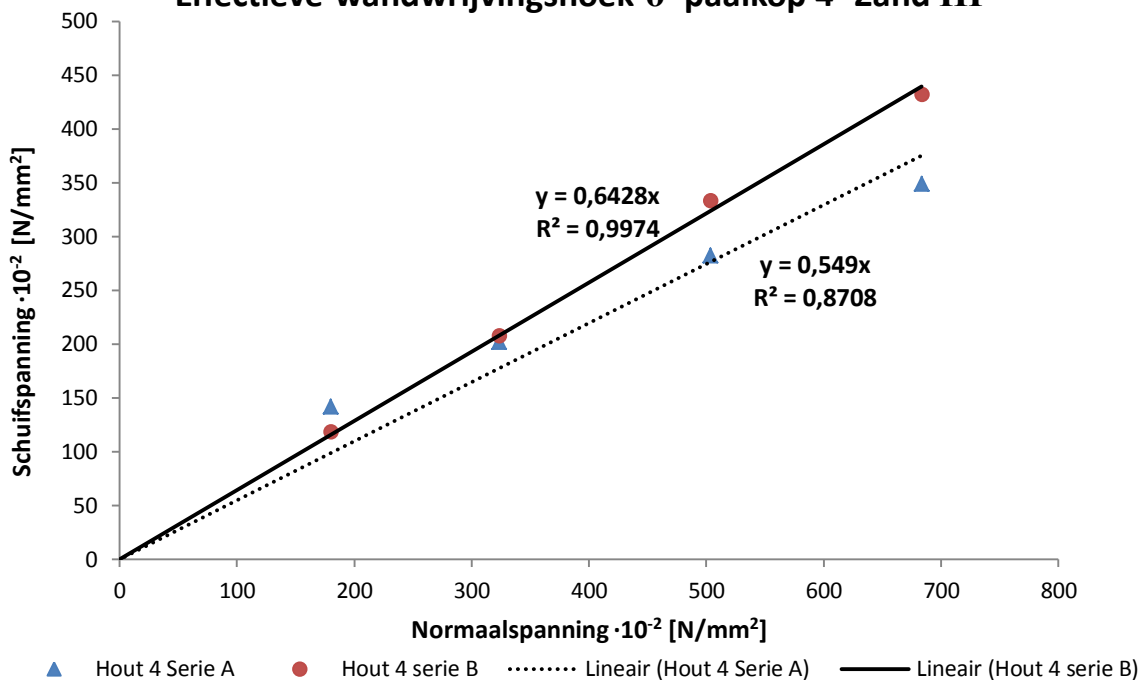
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen



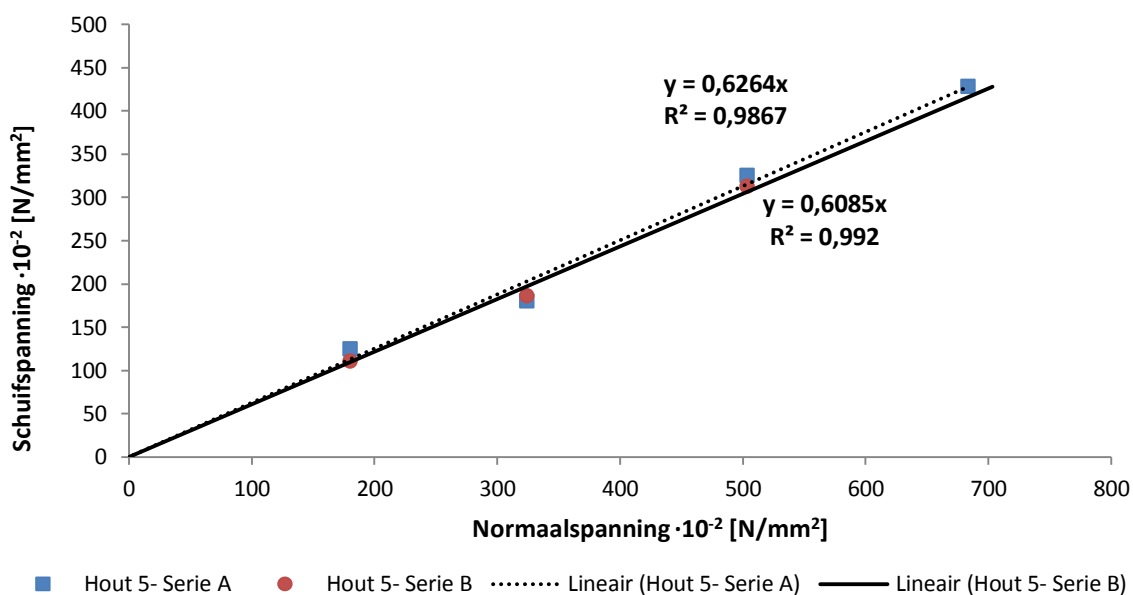
De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

5.1.3 Zand 3

Effectieve wandwrijvingshoek δ' paalkop 4- Zand III

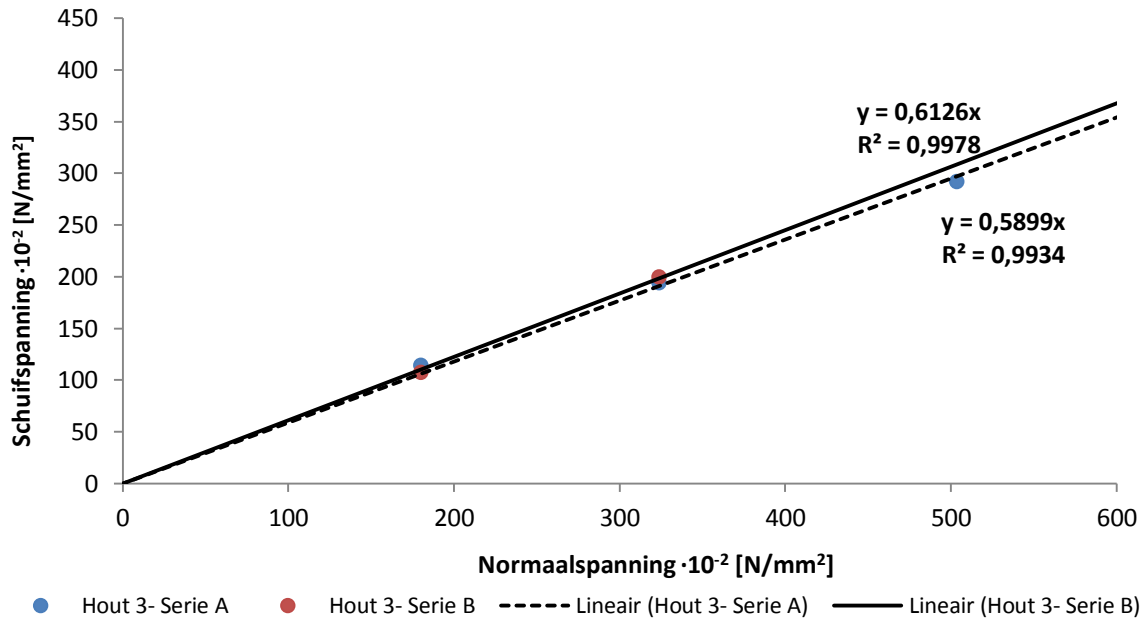


Effectieve wandwrijvingshoek δ' paalkop 5 -Zand III

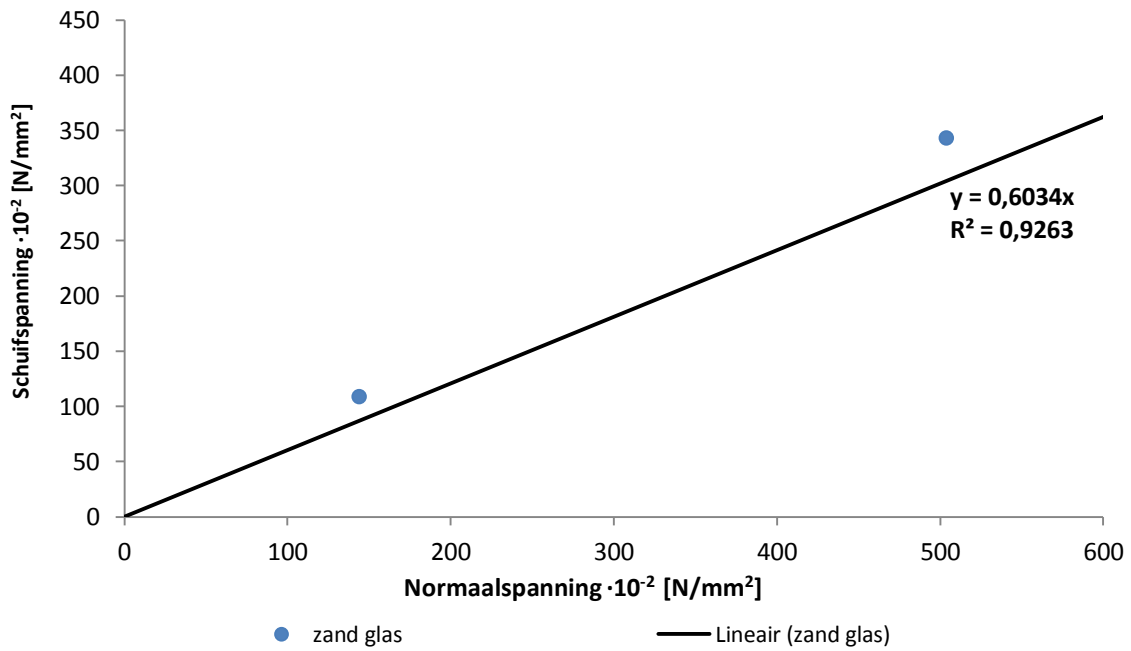


De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

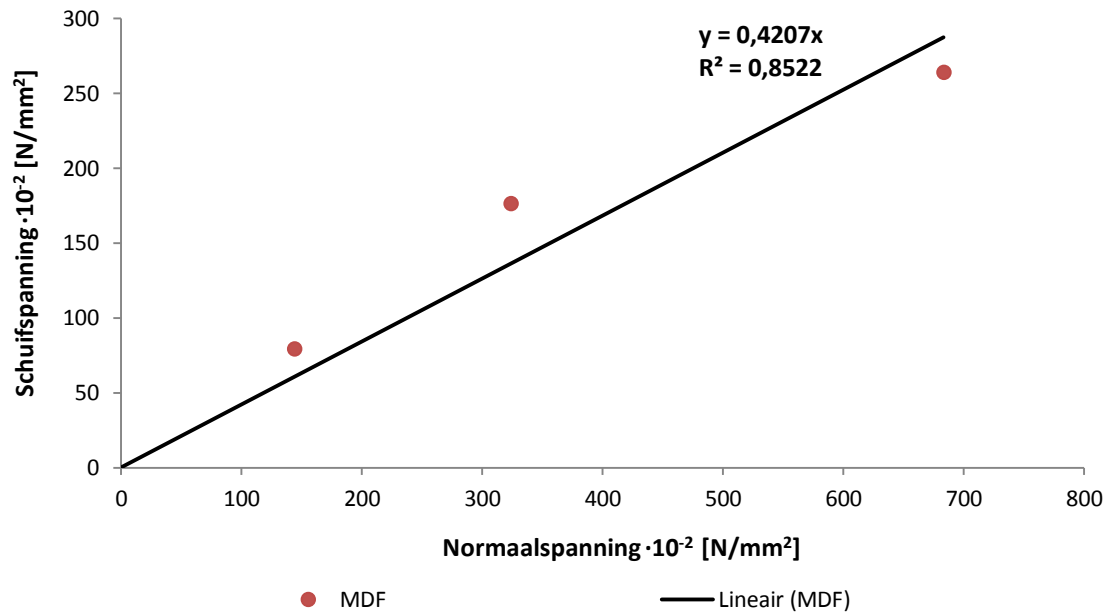
Effectieve wandwrijvingshoek δ' paalkop 3 -Zand III



Effectieve inwendige wrijvingshoek φ' -Zand III



Effectieve wandwrijvingshoek δ' paalkop MDF -Zand III



De resterende (geotechnische) draagkracht van bestaande houten funderingspalen.
Bijlagen

5.1.4 Samenvatting resultaten

Paalkop	Serie	Zandsoort	δ	φ	δ/φ
4	Serie A	1	21,76	31,62	0,69
4	Serie A-correctie	1	32,71	31,62	1,03
4	Serie B	1	31,6	31,62	1,00
Gem:	-	-	28,69	31,62	0,91
4	Serie A	2	28,77	31,11	0,92
4	Serie B	2	32	31,11	1,03
Gem:	-	-	30,39	31,11	0,98
4	Serie A	3	29,49	31,11	0,95
4	Serie B	3	35,82	33,96	1,05
4	Serie B	3	34,25	33,96	1,01
Gem:	-	-	33,19	33,01	1,00
5	Serie A	1	29,35	31,62	0,93
5	Serie B	1	23,35	31,62	0,74
Gem:	-	-	26,35	31,62	0,84
5	Serie A	2	32,06	31,11	1,03
5	Serie B	2	31,32	31,11	1,01
Gem:	-	-	31,69	31,11	1,02
5	Serie A	3	31,45	33,96	0,93
5	Serie B	3	29,93	33,96	0,88
Gem:	-	-	30,69	33,96	0,91
3	Serie A	1	30,28	31,62	0,96
3	Serie B	1	30,94	31,62	0,98
Gem:	-	-	30,61	31,62	0,97
3	Serie A	2	30,54	31,11	0,98
3	Serie B	2	31,49	31,11	1,01
Gem:	-	-	31,02	31,11	1,0
3	Serie A	3	30,61	33,96	0,90
3	Serie B	3	22,86	33,96	0,67
Gem:	-	-	26,74	33,96	0,79
MDF	-	1	27,27	31,62	0,86
MDF	-	2	22,82	31,11	0,73
MDF	correctie	2	29,82	31,62	0,94
Gem:	-	-	26,32	31,365	0,835
MDF	-	3	30,18	33,96	0,89