

De houten paalfundering doorgezaagd.

Rekenen aan een sterk verouderde houten paalfundering.

Op basis van de vele gegevens en wijziging van de Normen is dit document constant in ontwikkeling.

F. Sas

Versie 2006/2007/....

Inhoud:

- Inleiding. - blz 2.
- Omschrijving van de constructie onderdelen. - blz 3.
- Functie van de onderdelen. - blz 3.
- Gevolgen van het niet (goed) functioneren van de onderdelen ten gevolge van veroudering, uitvoering en ontwerp. - blz 4.
- Gegevens die nodig zijn, respectievelijk een bijdrage leveren, om te kunnen rekenen aan de 'aangetaste' paalfundering zijn. - blz 6.
- Bepaling van de mate van representativiteit van de steekproef. - blz 7.
- Visuele controle van de mate van representativiteit aan de hand van de inspectieput gegevens en de paalbelasting berekening. - blz 7.
- Uitgangspunten voor het rekenen aan de houten paalfundering. - blz 8.
- Sterkte van de kesp en de platen loodrecht op de vezel, in vergelijking met **NEN 6760 (NEN-EN-1995-1-1 nog te verwerken)**. - blz 11.
- Gegevens uit beproevingen loodrecht op de vezel in 2007. - blz 14.
- Reststerkte bepaling aan de hand van indringwaarden van de pilodyn, beschouwing uit 2002. - blz 23.
- Tapsheid van de houten heipalen, beschouwing uit 2002. - blz 30.
- De paalschacht en het geotechnisch draagvermogen. - blz 31.
- Het rekenmodel van de "hele kesp" met grafiek. - blz 37.
- Grafieken met de draagkracht van de Amsterdamse fundering. - blz 40.
- Het rekenmodel van de verwoeste of gebroken kesp. - blz 40.
- Het rekenmodel van de Rotterdamse fundering. - blz 42.
- Grafieken met de draagkracht van de Rotterdamse en verwoeste Amsterdamse funderingen. - blz 43.
- Stroomschema funderingbeoordeling via berekening. - blz 45.

Inleiding.

Deze funderingsbeschouwing van de bestaande bouw is bedoeld om een mogelijkheid te bieden, op een verantwoorde wijze een volledige controleberekening te maken. En niet zoals tot heden gebruikelijk is om maar een deel van de onderzochte fundering te toetsen, daar het overige deel van de fundering bij de huidige normen geen reële waardering oplevert en daarom maar niet getoetst wordt.

In de praktijk liggen namelijk de rekenspanningen van het funderingshout ver boven het toelaatbare spanningen van de houtnorm **NEN 6760 en NEN-EN-1995-1-1**. Deze hoge drukspanningen loodrecht op de vezel leiden alleen tot grote vervormingen van het hout. Zolang de constructie nog steeds blijft functioneren zijn deze vervormingen aanvaardbaar. Ook bij toetsing via "Het funderingsprotocol van VROM" geschiedt maar een toetsing van één onderdeel, namelijk de houten heipalen en wel op een "nieuwbouw" wijze. Om de werkelijke situatie beter te benaderen reken ik ook met een gedeelte van het aangetaste hout, zolang de aanwezige veiligheid maar voldoet. Ook voor een reële beoordeling van het metselwerk zal gedeeltelijk van de voorschriften afgeweken moeten worden.

Omschrijving van de constructie onderdelen.

De Amsterdamse funderingen bestaan uit een houtconstructie van plaathout, schuifhout met daaronder de kesp en daaronder de houtenpalen, die het metselwerk dragen van: de bouwmuren, de gevels en de andere dragende muren.

De Rotterdamse fundering bestaat uit een enkele rij palen met daarop een houtenbalk, kesp of plaat genaamd al of niet met schuifhout, waarop het metselwerk rust. Meestal werd deze constructie in Amsterdam toegepast onder de dragende tussenmuren in het pand.

Deze houtconstructies moeten “constant” onder water staan, om aantasting door schimmels te voorkomen.

Functie van de onderdelen.

De palen.

De houtenpalen zijn het meest essentiële element, zonder palen geen paalfundering. De palen brengen het gewicht van het pand plus een deel van het grondgewicht van de ophoging (de negatieve kleeft*) over naar de dieper gelegen vastere grondlagen, opdat de zetting van het pand beperkt blijft. Zonder palen (op staal dus) zou voor de bouw van ca 5 bouwlagen, een zetting van circa één meter normaal zijn (in Amsterdam). Omgekeerd geredeneerd panden die een absolute zetting hebben van aanzienlijk meer dan 0,3 m, hebben een slechte of onvoldoende functionerende paalfundering.

De kesp en.

De functie van de kesp is om de palen tijdens de bouw te koppelen (grotere stabiliteit) en om de eventuele excentriciteit van de palen ten opzichte van het metselwerk op te vangen. Tevens is de kesp de plaats, waar de lasverbinding van het plaat- en schuifhout tijdens de bouw gemaakt kon worden (het plaat- en schuifhout is niet onbeperkt lang).

Het schuifhout.

Wat het woord al zegt, dit hout heeft als functie om het metselwerk te fixeren en horizontale belastingen op te nemen. Tevens heeft het schuifhout, bij de Amsterdamse paalfundering, een meedragende functie voor het metselwerk.

De platen (ook wel vloerplaten of vloeren genoemd).

De functie van de platen was om de eerste laag van het metselwerk op te leggen, de zogenaamde vlijlaag, waarna op de vlijlaag en het schuifhout de muur werd gemetseld.

Het langshout (platen plus schuifhout).

Na verharding van het metselwerk draagt het langshout, als “samengestelde balk”, het onderste deel van de muur. Tevens draagt het, als drukverdelend materiaal, het overige gewicht via boogwerking in het metselwerk direct over aan de kesp en de paal. Tevens werd het langshout, o.a. bij spaarbogen, vaak gebruikt als verband tussen de penanten en voor het opvangen van de palen in de langsrichting van de muur, die niet volledig onder de metselwerkpenanten staan.

Het metselwerk.

Het metselwerk draagt, in de lengte richting van de muur, voor het grootste deel zichzelf door de belasting via boogwerking via het langshout aan de kesp over te dragen naar de paal. In de dwarsrichting zorgt de vlijlaag met daarboven een eventuele versnijding voor spreiding van de belasting over de breedte van de platen.

(*Het grondgewicht, dat via wrijving aan het funderingsmetselwerk en aan de palen hangt heet negatieve kleeft).

Gevolgen van het niet (goed) functioneren van de onderdelen ten gevolge van veroudering, uitvoering en/of ontwerp:

Het metselwerk.

De stenen kennen weinig veroudering. Alleen bij een hele zachte kwaliteit (rood) heb ik een keer meegemaakt dat het metselwerk zo zacht was, dat het niet meer bruikbaar was. Het algemene probleem bij het metselwerk is dat de versnijding meestal ontbreekt, waardoor de muur van de Amsterdamse fundering tot op de vlijlaag maar 1½ steens (ca 33 cm) dik is. Bij het ontbreken van deze versnijding krijgt de kesp het zwaar te verduren en vervormt meer of breekt, waardoor het plaathout vaak kantelt en de vlijlaag breekt. Gevolg: de spreiding van de belasting in de breedte van het metselwerk naar de palen is slechter geworden of niet meer mogelijk.

Het langshout.

Indien het langshout door aantasting niet meer naar behoren functioneert, wil het onderste deel van de muur door het langshout zakken. Het langshout zoekt hierbij steun aan de grond, waardoor het bezwijken van het langshout niet tot grote plotselinge veranderingen kan leiden. Gezien de verschillen in veroudering en de variatie in de kespafstanden in de fundering zal dit niet op meerdere plaatsen tegelijkertijd gebeuren. Indien er geen dragende balken in of vlak boven het bezwijkende metselwerk opgelegd zijn, leidt dit niet tot een calamiteit. Wel verdwijnt het verband in de fundering.

Het schuifhout.

Het schuifhout kan het best gemist worden, nadeel van het schuifhout is dat het de kesp op de meest ongunstigste plaats belast, namelijk in het midden van de overspanning. Aantasting van het schuifhout zou dus zelfs positief kunnen zijn. Zelden komt het voor dat de muur en dus het schuifhout een grondkerende functie heeft. Soms is het schuifhout ingekeept in de kesp, in plaats van gecontramald, en daarmee een verzwakking van de kesp.

Het plaathout.

Indien de platen fors worden samengedrukt, zijn de platen minder in staat om voor spreiding van de krachten te zorgen. Kespen worden dan steeds meer in het midden van de overspanning belast door het schuifhout, en de kans op kespbreuk neemt toe. Tevens wordt de spanning in het bovenliggende metselwerk extreem hoog.

De kespen.

Aantasting van de kesp doet de samendrukking en kans op kespbreuk toenemen. Gevolg is dat de palen tengevolge van kespbreuk de excentriciteit van de belasting zelf moeten opnemen en als daarbij een horizontale spatkracht ontstaat, zullen de palen zich onder de muur proberen uit te werken, herkenbaar doordat de kesp onder de muur samendrukt en buiten de muur omhoog komt. Tevens heeft de plaat hierbij sterk de neiging om te verdraaien, en als daardoor het uitstekende deel van de vlijlaag afbreekt wordt dit effect verergerd.

Indien de spatkracht groot wordt, leidt dit ook tot paalbreuk op ca 1 tot 4 meter onder de paalkop (in slappe grond is de paal naast de muur dan met de hand horizontaal te bewegen).

Indien de kesp niet breekt maar wel totaal wordt platgedrukt, komt de plaat direct op de paal te rusten en bij een geringe excentriciteit is het mogelijk dat de paal deze excentriciteit zelf kan opnemen.

Dit is aan de zijkant herkenbaar, doordat de kesp symmetrisch wordt samengedrukt.

Doordat de paal rond is wordt de kesp aan het uiteinde in het midden meer samengedrukt dan aan de zijkant, hierdoor ontstaat scheurvorming aan de kopse kant.

De palen.

Van de palen moeten drie functies gescheiden worden:

1. Als oplegging voor de kesp / plaathout.
2. Het functioneren als houten kolom.
3. Het geotechnische draagvermogen.

De paal als oplegging.

Indien de palen onder de kesp ver uit elkaar geheid zijn, of door enige andere oorzaak grotendeels naast de fundering staan (bijvoorbeeld door paalplaats-afwijkingen tijdens de bouw), is de kans op kespbreuk aanzienlijk groter, en dan neemt de paalbelasting op de overige palen toe. Aantasting van de palen doet de afstand tussen de onaangetaste delen van de palen toenemen, en daarmee de overspanning voor de kesp. Indien de spanningen in de paalkoppen extreem toenemen, worden de kespen volledig samengedrukt (bijvoorbeeld door ernstige aantasting van kespen en/ of palen of kespbreuk van andere kespen). De paal is hier niet de zwakste schakel.

De paal als houten kolom.

Indien de paal als kolom de spanningen niet meer aankan, leidt dit tot stuik van de paal. Als dit gebeurt terwijl de paal zijdelings voldoende gesteund wordt, zal dit alleen maar tot vervorming leiden. Volgens de huidige nieuwbouw regelgeving is stuik niet toelaatbaar.

Er wordt op deze wijze een nieuwe constructie vorm gecreëerd, namelijk een samenwerkende grond-hout constructie, waarbij het hout tot na het “plastisch” vervormen nog wordt gebruikt (een variant op: het voorkomen van knik van de palen door de grond als horizontale steun te gebruiken).

Geotechnisch draagvermogen.

De palen werden vroeger, aan de hand van de Hollandse heiformule o.i.d., afgeheid op de belasting die ze moesten dragen. Via een proefpaal werd het inheiveau vastgesteld, hierbij was de kalender (zakking per 30 slagen) bepalend of de paal voldoende stuit had. Aan de hand hiervan werd de definitieve paallengte bepaald. In deze berekening werd geen rekening gehouden met de negatieve kleef, zoals we het nu kennen, want van dit effect kende men de invloed (en zeker de grootte ervan) niet.

Van het benodigd geotechnisch draagvermogen mag na meer dan 65 jaar, en bij een normaal zettinggedrag (i.h.a. < 0,2 m) van het pand en van de bouweenheid en bij goed geplaatste palen, geacht worden dat het overtuigende bewijs geleverd is, en dat het voldoet als proefbelasting in tijd. Dit moet men absoluut niet met de huidige nieuwbouw normen vergelijken. Hoe het wel werkt is als volgt: De paal haalt het maximale draagvermogen uit de zandlaag. Tevens vervormt de zandlaag of stuikt de paal zodanig, dat de verplaatsingen zo groot worden dat de slappe lagen boven de zandlaag mee gaan dragen, totdat er evenwicht ontstaat tussen [**paalkopbelasting + negatieve kleef**] en [**positieve kleef + puntdraagvermogen**], (*n.b. stuik treedt alleen op als de grond een grotere kracht/ spanning kan leveren dan de houten paalschacht aankan en gezien de variatie in houtkwaliteit kan dit altijd maar bij een klein aantal palen optreden*).

Het punt langs de paal waar de negatieve kleef in positieve kleef over gaat noemen we het omslagpunt. Bij deze paalfundering kan alleen maar van een instabiel evenwichtsdragvermogen gesproken worden. Indien bij nog meer vervorming nog meer draagvermogen gemobiliseerd kan worden is er ook een zekere mate van veiligheid. Deze mate van veiligheid zou in grootte best aan de huidige nieuwbouw normen kunnen voldoen, maar niet op de wijze waarop ze aan de grond wordt ontleend.

Indien de paal ook ter plaatse van de punt ernstig aangetast raakt (door bacteriën) zal de effectieve puntdiameter afnemen en daarmee het schachtdraagvermogen bij de punt; gevolg is meer vervorming en meer ontwikkeling van draagvermogen in de hogere slappe lagen.

Als de paalbelasting door kespbreuk blijft toenemen, zal er een ogenblik komen waarbij de paal geen nieuw draagvermogen meer kan ontwikkelen. In dit geval ontstaat er een paal-staalfundering welke, door de Amsterdamse grondopbouw, relatief snel zakt en blijft zakken. Deze zakking gaat heel lang door en biedt te weinig veiligheid, hierdoor is het binnen elke regelgeving (nieuwbouw of bestaande bouw) onaanvaardbaar.

Gegevens die nodig zijn, respectievelijk een bijdrage leveren, om te kunnen rekenen aan de 'aangetaste' paalfundering zijn:

1. Een funderingsonderzoek (via een inspectieput), waarmee de afmetingen, de plaatsing en de mate van aantastingen van de onderdelen worden bepaald. En eventueel de toegepaste houtsoorten.
2. Archiefgegevens zoals: details van de fundering, palenplan om te bepalen waar en hoeveel palen er staan en om samen met de vloerwaterpassing de plaats van de steekproef te bepalen (plaats van de funderingsinspectieput), heistaat en aanlegniveau van het peil ($AP \approx NAP$).
3. Een vloerwaterpassing van het pand, om de mate van representativiteit van de steekproef te bepalen.
4. Lintvoegwaterpassing, om het gedrag van de bouweenheid te bepalen, geeft kwaliteitsindicatie t.o.v. andere bouwfases/ bouweenheden.
5. Hoogte meting van de begane grondvloer, om de absolute zakking te bepalen door het verschil te bepalen met het aanlegniveau, dit om het omslagpunt in te schatten en daarmee eventueel de grootte van de aanwezige geotechnische veiligheid te bepalen.
6. Een gewichtsberekening om de paalbelasting te bepalen, een globale paalbelasting is eventueel uit de heistaat of van het palenplan (bij de 20-40 gordel) te halen .
7. Zakkingsnelheid meting van het pand en zettingsnelheid van het maaiveld om het geotechnisch functioneren van de fundering te bepalen.
8. Eventueel een sondering om het theoretische geotechnische draagvermogen te 'kunnen bepalen'.

Als er gegevens ontbreken, zullen er aannames gedaan moeten worden, die de nauwkeurigheid nooit te goede zullen komen.

Bepaling van de mate van representativiteit van de steekproef.

Door een vloerwaterpassing als uitgangspunt te nemen is de steekproef niet meer aselekt. Is de steekproef op het meest gezakte punt van het gebouw genomen en is het pand duidelijk op dit punt veel meer gezakt dan de rest van het gebouw (minimaal 50 mm tussen 2 funderingselementen), dan is de minimale kwaliteit aangetroffen. Is er een gelijkmatige zakking van het gebouw gemeten dan wordt de gemiddelde kwaliteit aangetroffen en is er op het minst gezakte punt onderzocht dan moet er hiervoor gecorrigeerd worden (gemiddelde kwaliteit is dan slechter). Is de steekproef aan de buitenkant (vaak aan de voorgevel) genomen dan moet de steekproef ook geëxtrapoleerd worden naar de zwaarder belaste bouwmuren.

Let op, geotechnische matig tot slecht dragende funderingen kunnen ten gevolge van de grote negatieve kleeft uit het ophoogpakket van de straat meer dan 50 mm voorover zakken, idem dito bij extreme ophogingen bij bruggen. Tevens bij asymmetrische funderingen en/of belastingen kan scheefstand ook "normaal" zijn.

Visuele controle van de mate van representativiteit aan de hand van de inspectieput gegevens en de paalbelasting berekening.

Uit de vervorming van de kessen en/ of de platen kan geconstateerd worden, aan de hand van de berekening, of de belasting en de vervorming met elkaar in overeenstemming zijn. Meer vervorming dan bij de berekening hoort betekent dat de kwaliteit minder is dan rekentechnisch wordt aangetoond. Minder vervorming betekent dat de kwaliteit beter is dan uitgerekend is, nb rekening houdend met waar de inspectieput gegraven is.

Als er niet ter plaatse van de bouwmuur in het pand gegraven kan worden, is de kruising bouwmuur / gevel aan de straat- of tuinkant de beste mogelijkheid.

Dan moet de steekproef, aan de buitenkant (vaak aan de voorgevel) genomen, ook geëxtrapoleerd worden naar de bouwmuur en tussenbouwmuur.

Uitgangspunten voor het rekenen aan de houten paalfundering.

Algemeen:

Gezien er met aangetast hout wordt gerekend, waarvan in de toekomst de aantasting toeneemt, moet voor de te bepalen restlevensduur gecontroleerd worden op de aantasting aan het einde van de levensduur.

Houtonderzoek door SHR (Stichting Hout Research) kan mogelijk uitsluitel geven of de aantasting stopt. Indien er geen houtonderzoek van SHR is, 'moet' voor de toekomstige aantastingtoename in de diepte een lineair gedrag, t.o.v. de huidige aantasting, aangenomen worden.

Dit is met name belangrijk voor de paalberekening en bij ernstige aantasting van de kesp, indien er met een "nog hele kesp" en een lange referentie periode gerekend wordt.

Sinds het bouwbesluit van kracht is zijn er voor de bestaande bouw geen vervormingcriteria. Echter zitten in de NEN voorschriften nog steeds, voor de toetsing van de fundering, drie essentiële vervormingbeperkingen ten aanzien van de sterkte.

- 1. Namelijk: de toelaatbare zetting van paalfunderingen en de daaraan gekoppelde restricties t.a.v. meedragende grondlagen.*
- 2. De toelaatbare spanning loodrecht op de vezel bij hout, welke ooit bepaald is op basis dat hout maar beperkt (elastisch) mag vervormen.*
- 3. De toelaatbare spanning in metselwerk, dat bestaat uit een combinatie van steensterkte en voegsterkte. Hout dat alleen met steen in aanraking komt (plaat met vlijlaag) heeft alleen met de steensterkte te maken. En als de voeg samengedrukt wordt neemt de sterkte van "de voeg" ook toe.*

Alle drie soorten vervormingen zijn al opgetreden, en dat is des te meer reden om van de normen af te wijken.

Er vanuit gaande dat er sprake is van bacteriële aantasting, en gezien de voorschriften hiervoor geen restricties opleggen zoals bij schimmelaantasting en aantasting door (nat-) houtboorders en de huidige sterkte gemeten wordt, is het logisch om de effectieve houtafmetingen te baseren op het deel dat nog een aanzienlijk constructief aandeel kan leveren. Voor de duurzaamheid van het hout moet het echter wel nat staan. Ook uitgaande van de restlevensduur (NEN 8700), waarbij van veroudering uitgegaan wordt, kan de bacteriële aantasting als normale veroudering gezien worden.

De paalschacht:

Voor de paal is er sinds enige jaren een protocol, waarmee het draagvermogen van de paalschacht te berekenen is (en dus te controleren). Hierbij is een van de toetsingsvoorwaarde, dat volgens NEN 6760 art 10.1.2.7 de buitenste 10 mm van de paal niet meegeteld mag worden. Tevens mag de schachtafmeting waarmee gerekend wordt niet groter zijn dan: **fictieve straal gezond hout is straal min (indringing + 5 mm)**. De reken druksterkte $f_{u;0;d} = 10,8 \text{ N/mm}^2$ voor Vuren. (Grenen $f_{u;0;d} = 6,25 \text{ N/mm}^2$).

Dit protocol leidt echter niet tot een reëel en werkbaar resultaat en wordt daarom in dit rekenmodel niet gebruikt. Wat betreft NEN 6760 dat de buitenste 10 mm niet mee gerekend mag worden, is een onzekerheidsfactor over de betrouwbaarheid van deze buitenste 10 mm, daar de reststerkte nu na lange tijd (meer dan 70 jaar) wordt bepaald is dit niet meer ter zake doende.

Uitgangspunt wordt: de schachtspanning mag niet tot stuik leiden, als dit tot grote "oncontroleerbare" vervormingen leidt.

Dit betekent dat t.o.v. de sterk vervormbare laag, het veenpakket tot ca 5,5 m min NAP, de paalschacht gecontroleerd moet worden op de belasting inclusief de negatieve kleef om stuik in dit deel van de paal te voorkomen. Door het omslagpunt t.p.v. het bovenkant wadzand te kiezen, gaat bij geringe stuik van de paal op grotere diepte dan het wadzand direct gepaard met verlies aan negatieve kleef in de lagen onder het veenpakket tot het niveau waar de stuik optreedt. Tot het omslagpunt en lager zal hierdoor maar een beperkte vervorming t.g.v. stuik optreden en tevens gebeurt dit in de grondlagen die de meeste steundruk kunnen leveren. De paalschacht hoeft dus nergens berekend te worden op een kracht groter dan: **gebouwgewicht + negatieve kleef tot onderkant veenpakket incl. negatieve kleef op het funderingsmetselwerk.**

Door het omslagpunt voor het geotechnische draagvermogen ter plaatse van de bovenkant van het "wadzand" (ca 7 – 8 m min NAP) te kiezen, is er een reëel en meestal ook voldoende draagvermogen te mobiliseren. **Een toetsing met een omslagpunt op zandlaagniveau leidt altijd tot het stuk rekenen van de paal.** Namelijk de extreme situatie van maximale kwaliteit zandlaag in combinatie met de minimale kwaliteit paalhout leidt haast altijd tot overschrijding van de houtspanning. Ook de combinatie gebouwgewicht plus negatieve kleef tot bovenkant zandlaag leidt tot extreme grond- en of houtspanningen.

Een omslagpunt hoger dan het "wadzand" is gezien het aantal aannames dat gedaan moet worden een groot risico.

Van de paalschacht aantasting op grote diepte moet een inschatting gemaakt worden voor zowel: de paalschachtberekening op bovenkant wadzandniveau als op bovenkant zandlaagniveau en voor het geotechnisch draagvermogen. **De paal "kan" geen grotere geotechnische krachten naar boven doorgeven als dat de paalschacht "aankan".** Voor het contactvlak van de paal met de kesp/ plaat, levert een lagere reststerkte van de paal - dan als kolom - nog een aanzienlijk aandeel in het draagvermogen. Er vanuit gaande dat er sprake is van bacteriële aantasting is het logisch om de effectieve paaldiameter te baseren op **indringing min een aantal mm's** tot een diepte waarbij de paal nog een aanzienlijke spanning loodrecht op de vezel van de kesp kan overdragen.

De kessen:

Om aan het hout te kunnen rekenen dient eerst de restkwaliteit van het hout te worden bepaald, zie reststerkte van kessen en platen.

Er zijn drie situaties voor de kesp mogelijk, namelijk:

1. De palen staan zo goed onder het metselwerk, dat de kesp geen functie heeft als balk. Van alle palen staat het grootste deel van de paalkop onder het metselwerk (vlijlaag niet meegerekend).
2. De palen staan zodanig dat er een diagonale drukkracht vanuit het metselwerk via het plaathout en de kesp naar de paal kan optreden. Kesp wordt niet op buiging belast, maar werkt als trekband voor de spatkracht. Eventueel levert de paal een kleine bijdrage in de excentriciteit, door een excentrische oplegging op de paal.
3. De palen staan zover naast het metselwerk, dat de krachten alleen via buiging en afschuiving opgenomen kunnen worden (i.h.a., hart paal staat ruim buiten de zijkant van de muur).

Het probleem dat hierbij optreedt, is dat geen 2 situaties van de kessen hetzelfde zijn. Hoe om te gaan met deze variatie? Enige oplossing is om alle palen eerst apart uit te rekenen en daarna het gemiddelde. Waarbij de palen waarvan maar een gering deel van het paalkop oppervlak contact heeft met de bovenliggende constructie, maar wel van goede kwaliteit (zowel hout- als geotechnisch), elk ogenblik kan leiden tot het stuk drukken van de constructie en zich daarmee gaan onttrekken aan het dragen van het pand en dus niet meegerekend kunnen worden.

Asymmetrische ondersteuning door een excentrische paalpositie van een enkele paal wordt door de muur zelf opgelost, via horizontale gronddruk en horizontale krachten op vloerniveau.

Waarop de kesp te toetsen:

1. Indien de kesp alleen maar vulmiddel is tussen het metselwerk, het plaathout en de palen is een berekening van de kesp overbodig (aan een heimutsvulling hoeft je ook niet te rekenen).
2. Indien de kesp als trekband werkt, dient de druksterkte en treksterkte van de kesp berekend en gecontroleerd te worden.
3. Indien de kesp een excentrische oplegging heeft, moet de paal hierop uitgerekend worden.
4. Indien de kesp ook op buiging wordt belast, moet er gerekend worden aan de druksterkte, de afschuifsterkte en de buigsterkte van de kesp. Dit is zelden zinvol, omdat dit weinig draagvermogen oplevert.

Visuele controle:

Nb., sterk samengedrukte kesp, terwijl er weinig aantasting van de kesp en de palen aangetroffen is, kan alleen komen door extreem hoge spanningen (dus hoge belastingen). Indien deze hoge belastingen niet in overeenstemming zijn met de gewichtsberekening en de aangetroffen situatie, dan worden deze hoge belastingen veroorzaakt door uitgeschakelde palen in het niet onderzochte deel (meestal van de bouwmuur er achter). Indien sterk aangetaste palen en / of kesp weinig worden samengedrukt (t.o.v. de belasting) wijst dit op lage spanningen, dus in de omgeving moeten er constructieonderdelen zijn die dit onderdeel van de constructie ontlast, enz.

Het langshout, (vooral de platen want het schuifhout is haast niet te testen op aantasting):

Voor het functioneren van de plaat moet ook eerst de reststerkte bepaald worden.

Er zijn 3 situaties mogelijk:

1. Indien de kesp goed functioneren is het voldoende om het langshout te controleren op buiging t.g.v. een driehoekige belasting (boogwerking in de muur), dit is bij weinig aantasting of kespafstanden < 1,2 m overbodig.
2. Indien de kesp niet goed functioneren als balk (veel aantasting en/of samendrukking), maar de palen staan goed onder het metselwerk (van alle palen staat het grootste deel van de paalkop onder het metselwerk, vlijlaag niet meegerekend) en volledig onder het plaathout, dan moet er gerekend worden aan de druksterkte van de plaat en moet er gecontroleerd worden of het plaathout de drukkracht kan doorgeven, en of de aanname over de spreiding via de plaat reëel is (rest afmetingen plaat en let op las van de plaat t.p.v. de kesp).

Ook hier geldt, is de steekproef aan de buitenkant (vaak aan de voorgevel) genomen, dan moet de steekproef ook geëxtrapoleerd worden naar de bouwmuur.

Het metselwerk:

Voor het contactvlak plaathout met de vlijlaag, is bij druk loodrecht op de vezel de plaat de zwakste schakel en bij buiging is de steensterkte maatgevend. Het bovenliggende metselwerk zal de drukspanningen sterk spreiden (60°). De steen is in het algemeen sterker dan de plaat, maar het metselwerk is door de voeg vaak minder sterk dan de "verhoogte" sterkte van de plaat.

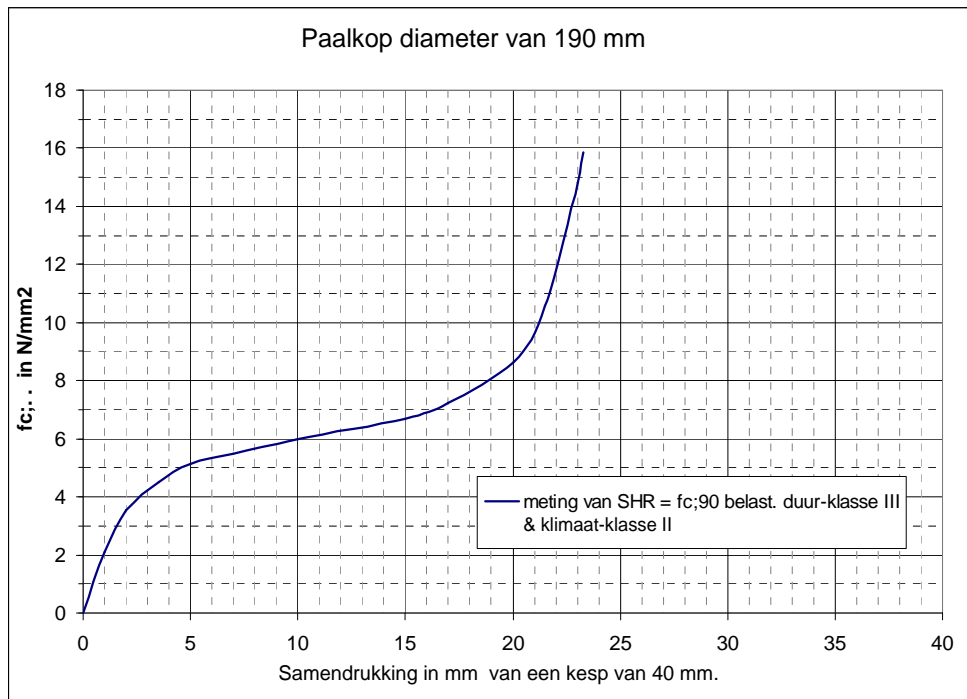
Sterkte van de kesp en de platen loodrecht op de vezel.

Bij vervorming loodrecht op de vezel, door de paalkop, zit er een geleidelijke overgang van niet samengedrukt hout naar samengedrukt hout. Deze overgang wordt door de aangetaste buitenkant van de paal nog beter ingeleid. Hout dat samengedrukt wordt, wordt steviger (denk aan spaanplaat). Hout kent dus als het ware een versterkend plastisch vervormingsgedrag loodrecht op de vezel.

Over dit effect heb ik uit diverse bronnen gegevens beschouwd:

1. Uit toelichting van de heer Raadschelders over het achterliggende onderzoek van de voorschriften blijkt dat (K17 enz): door “koordwerking” van de vezels een extra meewerkende breedte/ lengte optreedt, van ongeveer de helft van de dikte van het hout met een maximum van 30 mm. Dit betekent dat een paaldiameter van 150 mm een fictieve diameter van 210 mm krijgt en het meewerkende oppervlak 2 keer zo groot wordt, bij effectieve afmetingen van een kesp van minimaal 60 mm dik en 210 mm breed.
2. SHR (Stichting Hout Research) heeft een proef gedaan waaruit blijkt, dat bij een spanning van ca 5 N/mm² de samendrukking beperkt blijft tot ca 5 mm, daarna een “soort plastisch” traject ontstaat waarbij de spanning toeneemt tot ca 7,5 N/mm² bij een samendrukking tot 17 à 18 mm. Hierna treedt een “soort verstevigingstraject” op waarbij de spanning oploopt tot 16 N/mm² bij een samendrukking tot 23,5 mm, dit alles bij een “kesp” van 40 mm en een “paal” van 190 mm en vochtig hout en een kortdurende belasting, zie grafiek A.
3. In 2007 heb ik meerdere drukproeven door SHR laten verrichten op nat hout van vuren en grenen, om o.a. met een grotere nauwkeurigheid een “hogere” houtdruksterkte loodrecht op de vezel voor funderingshout te bepalen. Hierbij wordt een grote vervorming als acceptabel gevonden (ten slotte is het niet in zicht), zolang de constructie blijft functioneren. Hierbij zijn 3 hardhouten “palen” getest Ø190, Ø150 en Ø120 mm in combinatie met vuren- of grenenhout van 46 mm dik, uitgaande dat er via interpolatie een model voor alle diameters te maken is. Daar factor k_{con} (NEN6760) pas bij een lastlengte van < 150 mm tot een opwaardering van de houtspanning loodrecht op de vezel leidt. Tevens zijn er proefstukken van gezaagd hout van resp 200x300 en 200x200 getest op vervorming op diverse wijzen, een laag, twee lagen kruislings, twee lagen parallel en sommige ook in combinatie met paal. Alle proeven zijn korteduur belastingen van hout met klimaatklasse III. Hierbij heb ik zowel diverse combinaties paal/kesp als kesp/plaat laten beproeven, zie onder andere de grafieken 1 t/m 12.

Meting van SHR van voor 2002.



Grafiek A.

Vergelijking koordwerking met SHR:

Koordwerking:

Paal rond 190 mm

K17 $f_{c;90;u;d} = 2,6 \text{ N/mm}^2$ ($(0,6 \cdot 5,2/1,2) = 2,6 \text{ N/mm}^2$) ~ C24 $f_{c;90;u;d} = 2,5 \text{ N/mm}^2$.

Voor een paal met een diameter van 190 mm en een kesp van minimaal 60 mm dikte: $f_{c;90;u;d} = 2,6 \times (190 + 2 \times 30)^2 / 190^2 = 4,5 \text{ N/mm}^2$

Tabel a – invloed van de houtafmetingen op de spanning.

		$f_{c;90;u;d;K17} = 2,6$		
		$f_{c;90;u;d}$ in N/mm^2		
Paaldia in mm	dikte kesp:	60	40	mm
210		4,3	3,7	N/mm^2
190		4,5	3,8	N/mm^2
170		4,8	4,0	N/mm^2
150		5,1	4,2	N/mm^2
130		5,6	4,4	N/mm^2

Meting SHR:

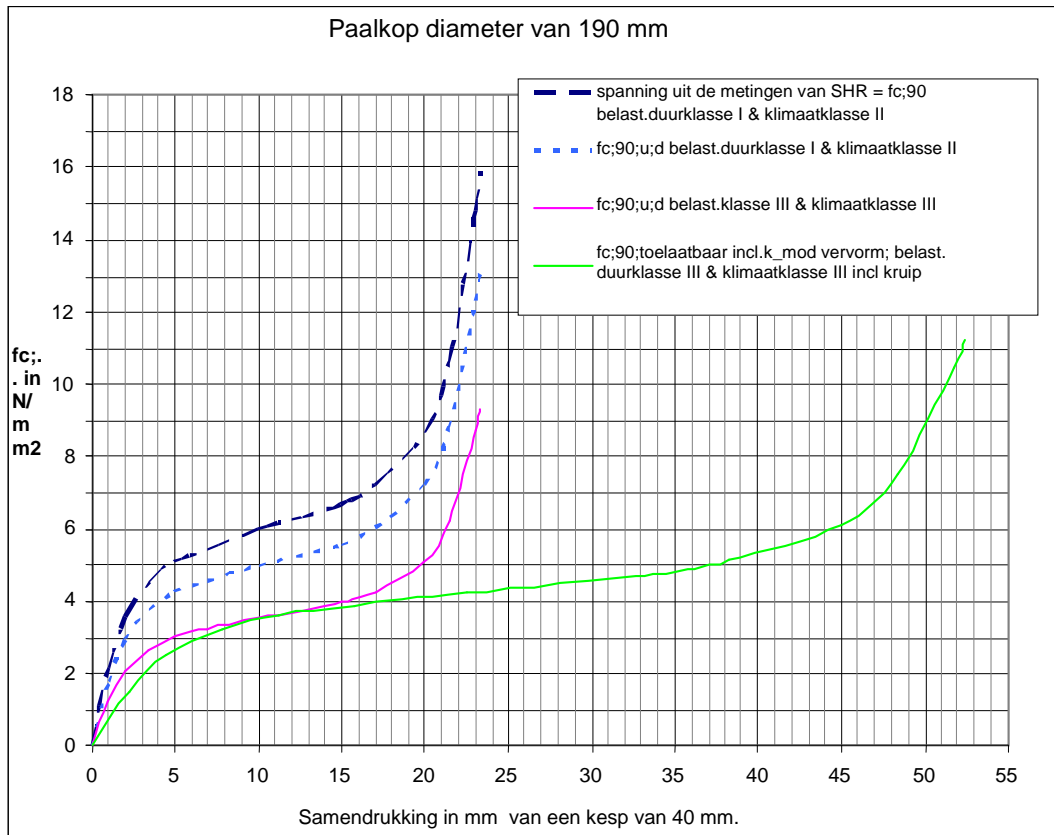
Daar “bepaalde” vervorming de basis is voor de mogelijkheid tot spreiding en de sterkte een afgeleide is van de nieuwe toegestane vervorming, wordt het volgende model beschouwd, nl:

Tot welke rekenwaarde leidt de representatieve belasting bij 50% vervorming inclusief kruip.

K_mod sterkte correctie factor = klimaatklasse III bij belastingduur klasse III / klimaatklasse II bij belastingduur I = $0,6/0,85 = 0,71$

k_mod vervorming correctie factor = $0,80/0,90 = 0,89$

Bij de representatieve belasting, bij klimaatklasse III en belastingduurklasse III is de vergrotingsfactor t.g.v. kruip: $1+\Psi_{krp} = 2$ en leidt tot de volgende grafiek B, waarbij de kruip tot meer vervorming zou leiden dan het hout dik is.



grafiek B.

Als er van een acceptabele vervorming uitgegaan wordt, door 20 mm toegestane vervorming van het “gezonde” hout als uitgangspunt te nemen, is de “toelaatbare spanning” in gebruikssituatie uit de grafiek af te lezen, namelijk een spanning van ca 4,1 N/mm² en hierbij hoort een rekenspanning van $4,1 \times 1,2 = \text{ca } 4,9 \text{ N/mm}^2$ **fc;90;u;d = 4,9 N/mm²**. Echter is dit in een deel van de grafiek waarbij kleine variatie in spanning tot grote vervormingsverschillen leidt, dit is wel sterk vertekend door de onwerkelijke kruipfactor voor het “plastisch traject”.

N.b. de vervorming kan incl. kruip nooit groter zijn dan $\ll 40$ mm (dikte proefstuk).

Gegevens uit beproevingen in 2007:

Inleiding:

In de praktijk liggen de rekenspanningen van funderingshout ver boven het toelaatbare van de houtnorm 6760. Deze hoge spanningen leiden vaak alleen tot grote vervormingen van het hout, maar de constructie blijft nog steeds functioneren. Om de veiligheid geen geweld aan te doen heb ik aan de hand van drukproeven, die ik door SHR heb laten verrichten op nat hout van vuren en grenen, een “hogere” houtdruksterkte loodrecht op de vezel voor funderingshout “proberen” te bepalen. Hierbij wordt een grote vervorming als acceptabel gevonden (ten slotte is het niet in zicht) zolang de constructie blijft functioneren.

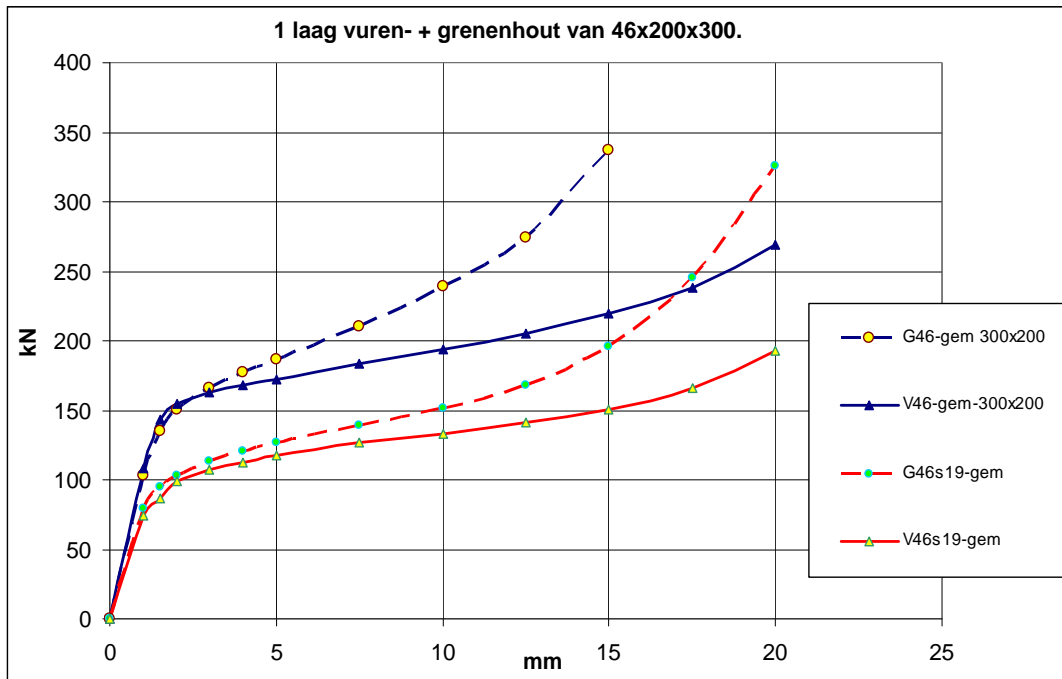
Hierbij zijn 3 hardhouten “palen” getest Ø190, Ø150 en Ø120 mm in combinatie met vuren- of grenenhout van 46 mm dik, uitgaande dat er via interpolatie een model voor alle diameters te maken is. Daar factor k_{con} (NEN6760) pas bij een lastlengte van < 150 mm tot een opwaardering van de houtspanning loodrecht op de vezel leidt.

Tevens zijn er proefstukken van gezaagd hout van resp 200x300 en 200x200 getest op vervorming op diverse wijzen, een laag, twee lagen kruislings, twee lagen parallel en sommige ook in combinatie met paal.

Alle proeven zijn korteduur belastingen van hout bij klimaatklasse III.

Verskil tussen Grenen en Vuren.

Uit de drukproeven blijkt duidelijk dat grenenhout loodrecht op de vezel bij grote samendrukking aanzienlijk sterker is dan vuren, factor van ca 1,5. (zie grafiek hieronder). Dat grenen en vuren hetzelfde samendrukkingsgedrag vertonen bij kleine krachten (lage spanningen, conform NEN 6760).



Grafiek 1.

In de grafiek 1 hierboven zijn:

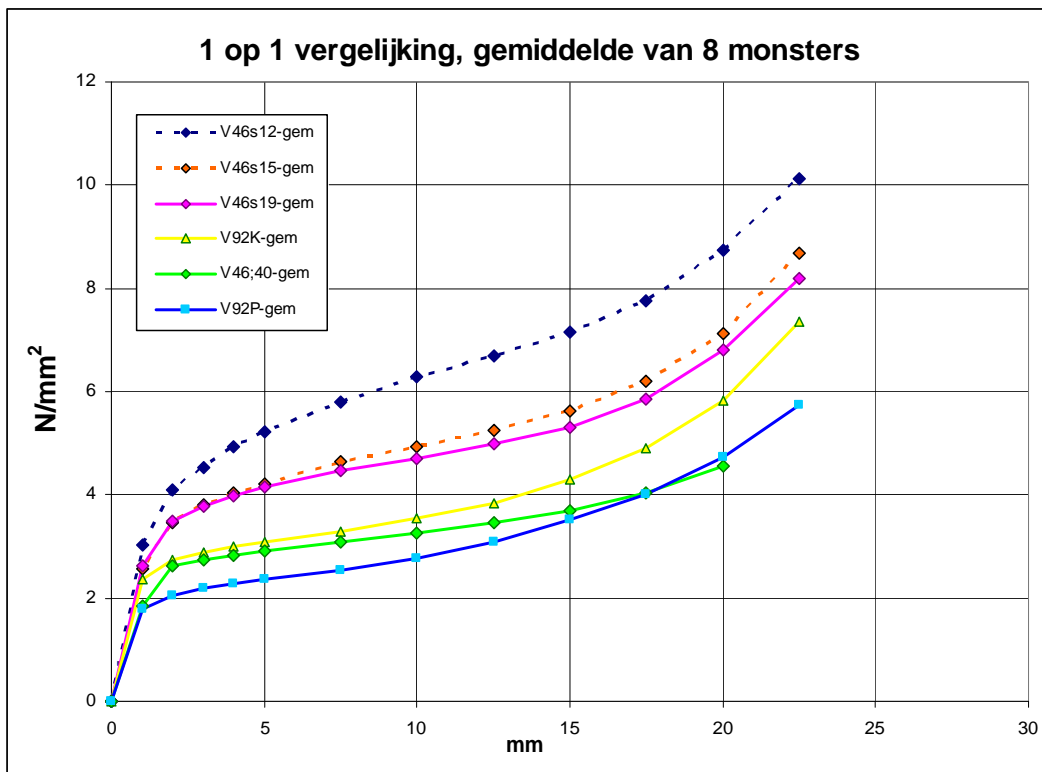
- G46-gem 300x200= de beproeving van 1 laag grenen van 300x200x46 mm;
- V46-gem 300x200= de beproeving van 1 laag vuren van 300x200x46 mm;
- G46s19-gem = de combinatie van een paal Ø190 met 1 laag grenen van 300x200x46 mm;
- V46s19-gem = de combinatie van een paal Ø190 met 1 laag vuren van 300x200x46 mm;

Voor de verdere beschouwing wordt hier alleen het vurenhout, als zijnde maatgevend, nader uitgewerkt.

Vergelijking van 6 van de verschillende proefstukken (combinaties).

In onderstaande grafiek zijn de gemiddelde van 8 proefstukken uit 8 verschillende bomen grafisch weergegeven, waarbij:

- V46s12-gem = de combinatie van een paal Ø120 met 1 laag vuren van 300x150x46 mm;
- V46s15-gem = de combinatie van een paal Ø150 met 1 laag vuren van 300x170x46 mm;
- V46s19-gem = de combinatie van een paal Ø190 met 1 laag vuren van 300x200x46 mm;
- V92K-gem = de combinatie van 2 lagen vuren van 300x200x46 mm die met de vezels kruislinks op elkaar gestapelde zijn, totale dikte dus 92 mm; en omgerekend naar 46 mm.
- V46;40-gem = de beproeving van 1 laag vuren van 300x200x46 mm en omgerekend naar 200x200x46;
- V92P-gem = de combinatie van 2 lagen vuren van 200x200x46 mm die met de vezels parallel op elkaar gestapelde zijn, totale dikte dus 92 mm; en omgerekend naar 46 mm.



Grafiek 2.

Conclusies :

Zoals NEN 6760 al aangeeft, zijn er bij spanningen < 2 N/mm² en bij afmetingen groter dan 120 mm geen aanzienlijke verschillen in samendrukking.

Bij de groene en de gele lijn, V46;40-gem en V92K-gem, wordt het verschil pas boven de 3,5 N/mm² duidelijk merkbaar.

Bij de paal Ø 190 mm (paarse lijn) treedt bij 3,5 N/mm² al een grote spreiding op (geringere samendrukking van de balk) *noot: nog vergelijken met NEN-EN-1995-1-1.*

Echter is het verschil tussen paal Ø 150 en Ø 190 mm gering.

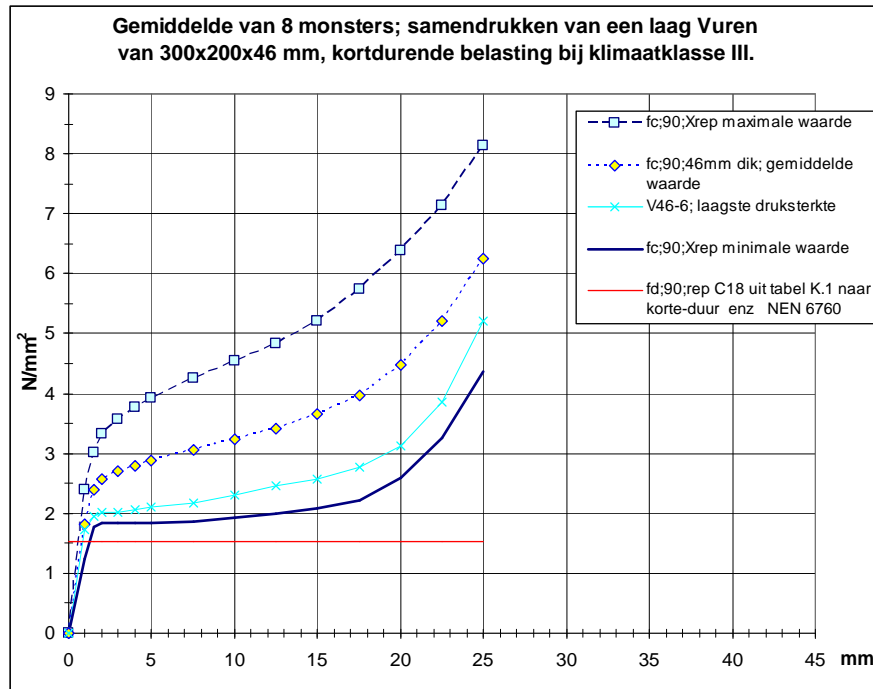
Bij de paal Ø 120 mm treedt bij spanningen > 4 N/mm² een aanzienlijke spreiding op, ca 2 x zo grote spanning bij dezelfde samendrukking als bij massief gedrukte monsters.

Door veel samendrukking toe te laten, treedt veel meer spreiding op.

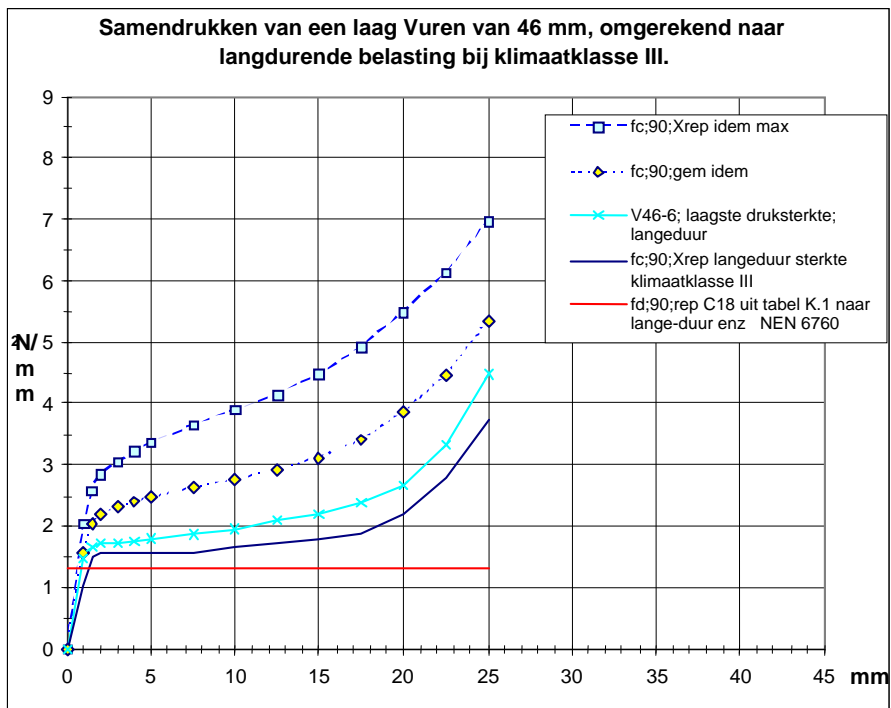
Nb: Het verschil tussen V46;40-gem en V92P-gem wordt veroorzaakt, doordat bij 2 lagen parallel de beide gespiegelde slappere delen van het hout eerst samengedrukt worden en daarna de hardere delen.

Houtsterkte loodrecht op de vezel uit beproevingen van 1 laag vuren.

1 laag vurenhout van 300x200x46 mm tussen de drukpers:



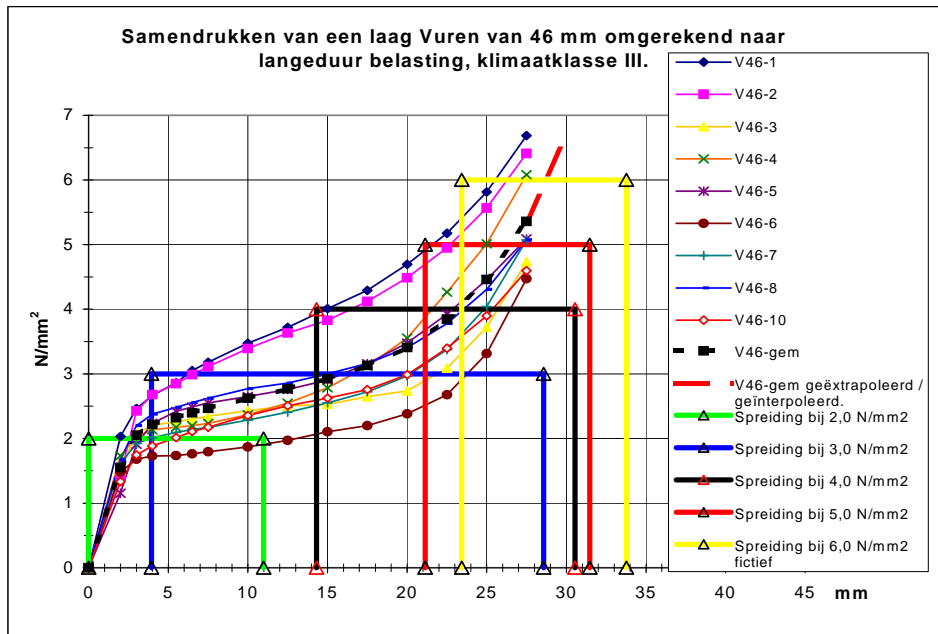
Grafiek 3.



Grafiek 4.

Grafiek 4 is de gemiddelde en representatieve waarde van de 8 proefstukken omgerekend naar langeduur belasting klimaatklasse III; met uitgangspunt de spanningen die kunnen optreden bij een zekere vervorming. (Incl. het proefstuk met de laagste druksterkte).

Grafiek 5 is de spreiding van de vervorming bij de belasting (spanningen) excl. kruip.



Grafiek 5.

Als de spanning toeneemt, wordt de spreiding kleiner, zie grafiek 5. Als de functie van het hout alleen de functie van spreid-element heeft, zoals bij een gebroken kesp, dan kunnen de spanningen nog fors opgevoerd worden, zie de “paalbeproevingen”.

Conclusie:

De druksterkte loodrecht op de vezel neemt niet rechtlijnig toe met de vervorming. Echter in tegenstelling tot de beproeving, waar het hout aan 2 kanten opgesloten is, kan het hout behalve zijdelings vervormen (dwarscontractie) ook splijten. Limitering van de vervorming is daarmee een logische grondslag voor de sterkte van het funderingshout voor het blijven functioneren als geheel.

Uitgaande van maximaal 50% vervorming (23 mm), dan moet de waarde van de beproevingen met ca 5mm kruip vermeerderd worden, dan = $f_{d;90;Xrep}$ uit grafiek 4 bij $23 - 5 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$, dan is $f_{d;90} \approx 2,0 \text{ N/mm}^2$.

De overschrijdingskans van de vervorming is maximaal 5%, echter doordat er altijd meerdere elementen samenwerken is dit te verwaarlozen;

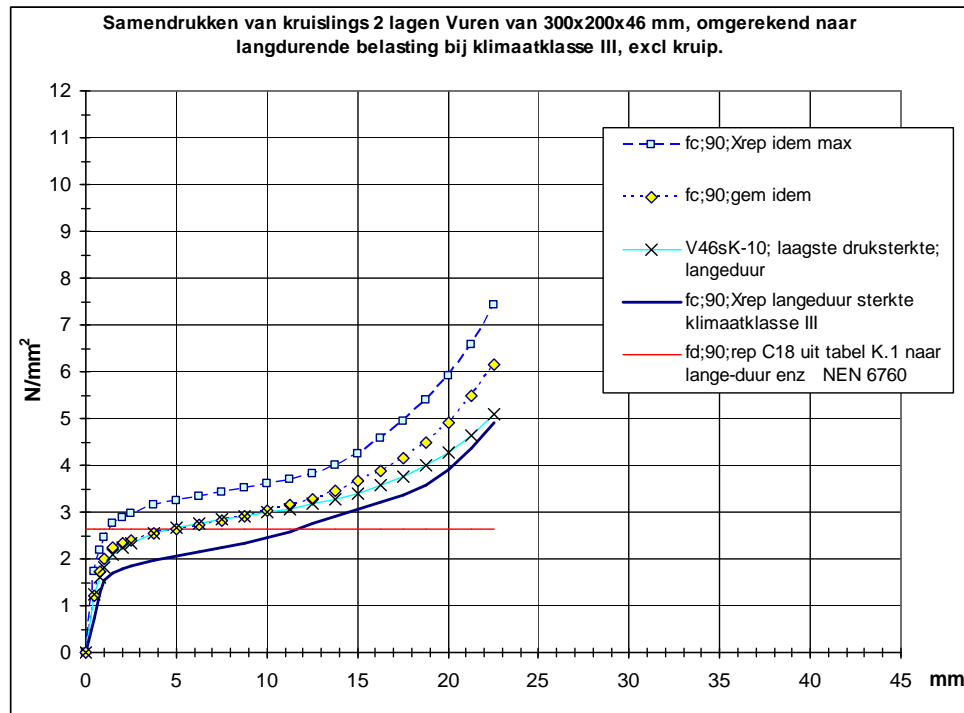
De uiteindelijke vervormingen worden dan:

- Kleiner doordat de gemiddelde $E_{90;gem}$ -waarde veel groter kan zijn dan de minimale $E_{90;rep}$ -waarde;
- Kleiner doordat de representatieve belasting kleiner is dan de rekenspanning.
- Iets groter, als de kruip groter is dan aangenomen.

De normale kruip (elastisch) is beperkt van grootte (ca 5 mm) en de kruip in het plastische traject is beperkt, daar het hout nooit volledig samengedrukt kan worden.

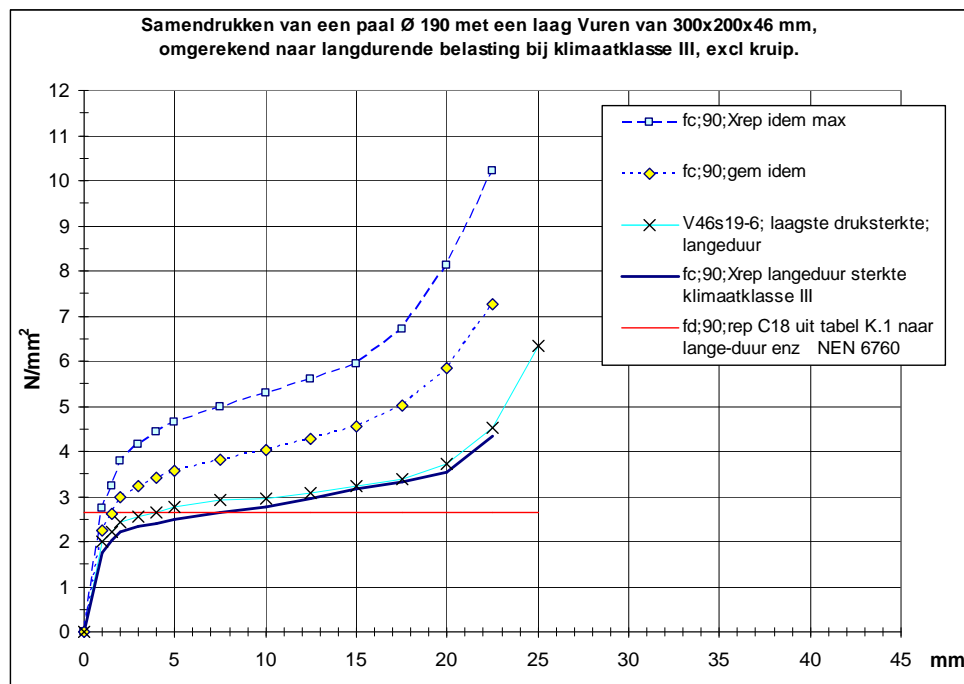
Echter is dit voor hout dat over de hele oppervlakte samengedrukt wordt zonder mogelijkheid tot spreiden. De volgende proeven geven een indruk van de spreiding van de houtspanningen bij geconcentreerde belasting.

De volgende grafiek 6 geeft door de kruislingse stapeling een betere vervorming weer, bij grote oppervlaktes met spreiding. De houtspanning $f_{c;90;rep}$ volgens NEN 6760 zou $2,6 \text{ N/mm}^2$ zijn. Uitgaande van de samendrukking van 18 mm zou de $f_{c;90;rep}$ $3,5 \text{ N/mm}^2$ zijn. Dit is een prima basisspanning i.h.a. Bij palen kan het nog hoger worden.



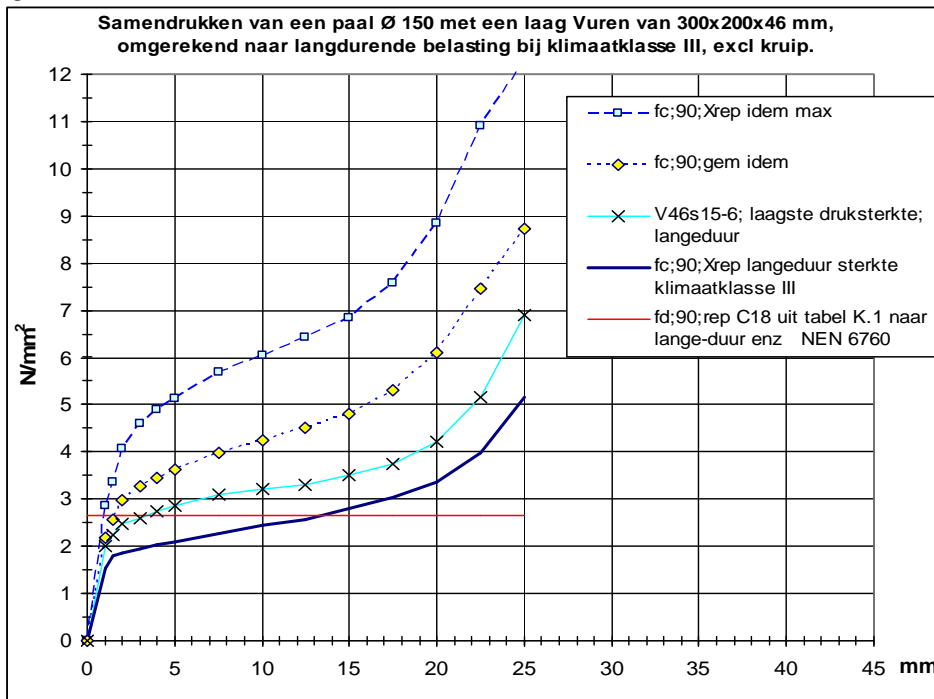
Grafiek 6.

De volgende grafiek 7 is een paal $\varnothing 190 \text{ mm}$, door de grote spreiding van de proefstukken komt hier geen hogere waarde uit dan bij de kruislingse stapeling, dus $3,5 \text{ N/mm}^2$.



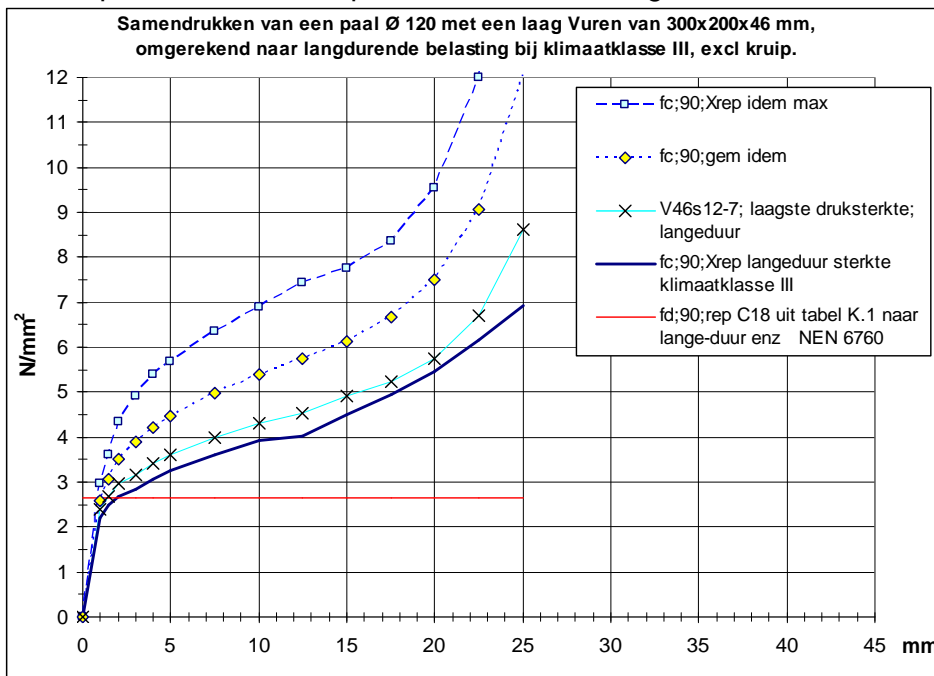
Grafiek 7.

De volgende grafiek 8 is een paal Ø 150 mm, door de grote spreiding van de proefstukken komt hier geen hogere $f_{c;90;rep}$ waarde uit dan bij de kruislingse stapeling en paal Ø 190 mm, wat op zich niet logisch geredeneerd uit de verschillen van de gemiddelde waarden.



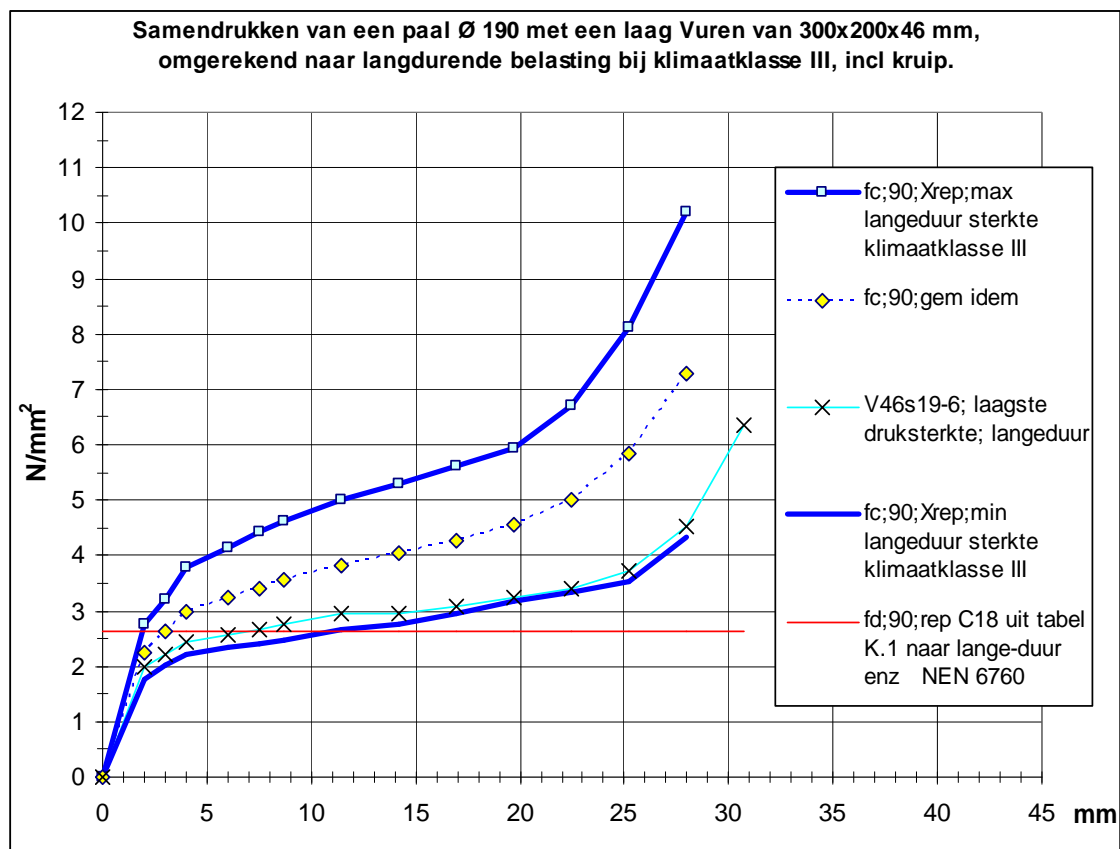
Grafiek 8.

Paal Ø 120 mm, grafiek 9, scoort aanzienlijk beter, bij 18 mm samendrukking is $f_{c;90;rep}$ 5,0 N/mm². Hieruit en de grote spreiding van paal Ø 150 is een $f_{c;90;rep}$ voor de 150 mm paal van 4,0 N/mm² logisch.

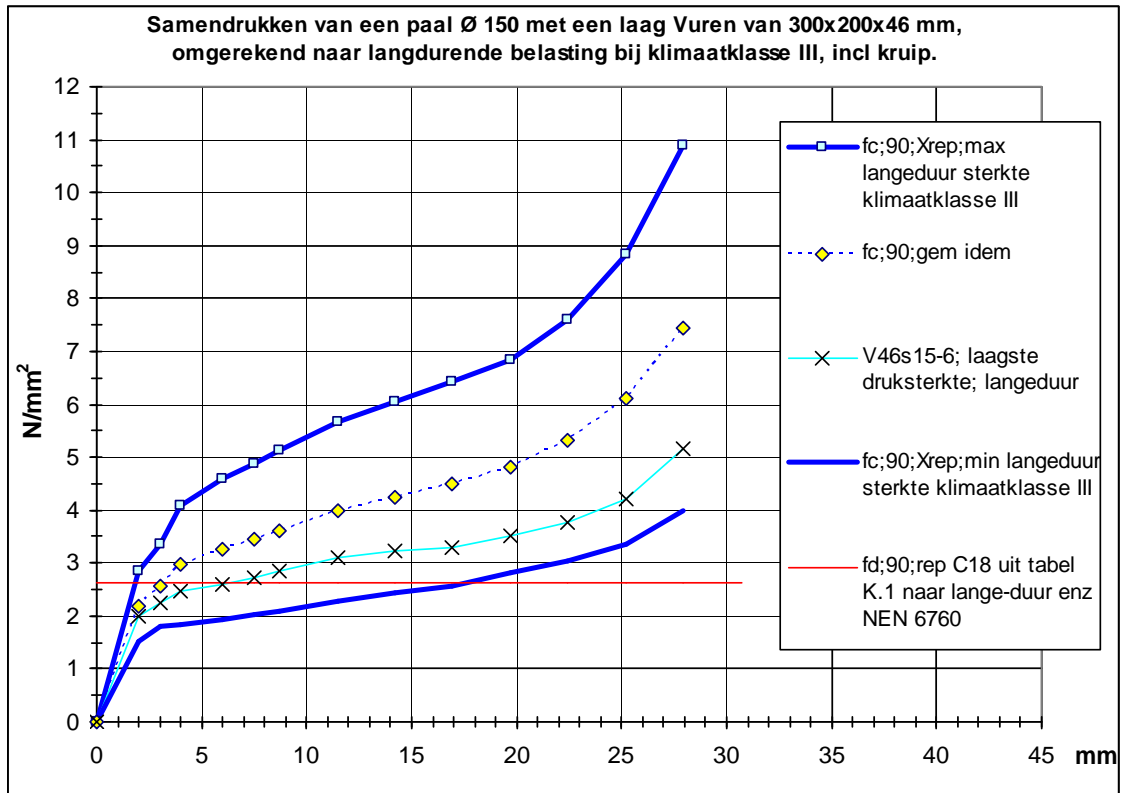


Grafiek 9.

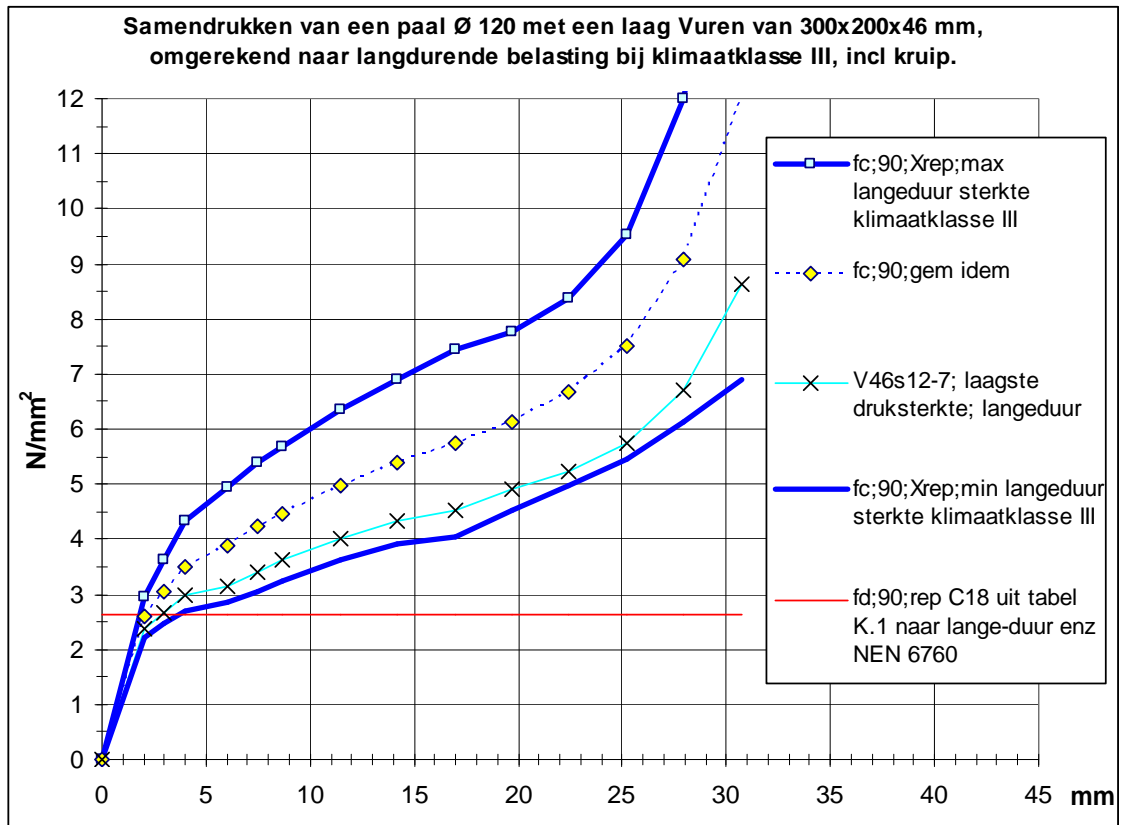
Omgekeerd kan op basis van de aangetroffen samendrukkingen en de optredende belasting ook visueel getoetst worden. Dit kan het makkelijkst bij de bouwmuren. Handvat hiervoor zijn de volgende grafieken die de bandbreedte aangeven waarbinnen de vervorming door de representatieve belasting zou moeten blijven. Hierbij moet wel van de effectieve diameter van de paal uitgegaan worden, (zie verderop in deze rekenmethode).



Grafiek 10.



Grafiek 11.



Grafiek 12.

Reststerkte bepaling aan de hand van indringwaarden van de pilodyn.

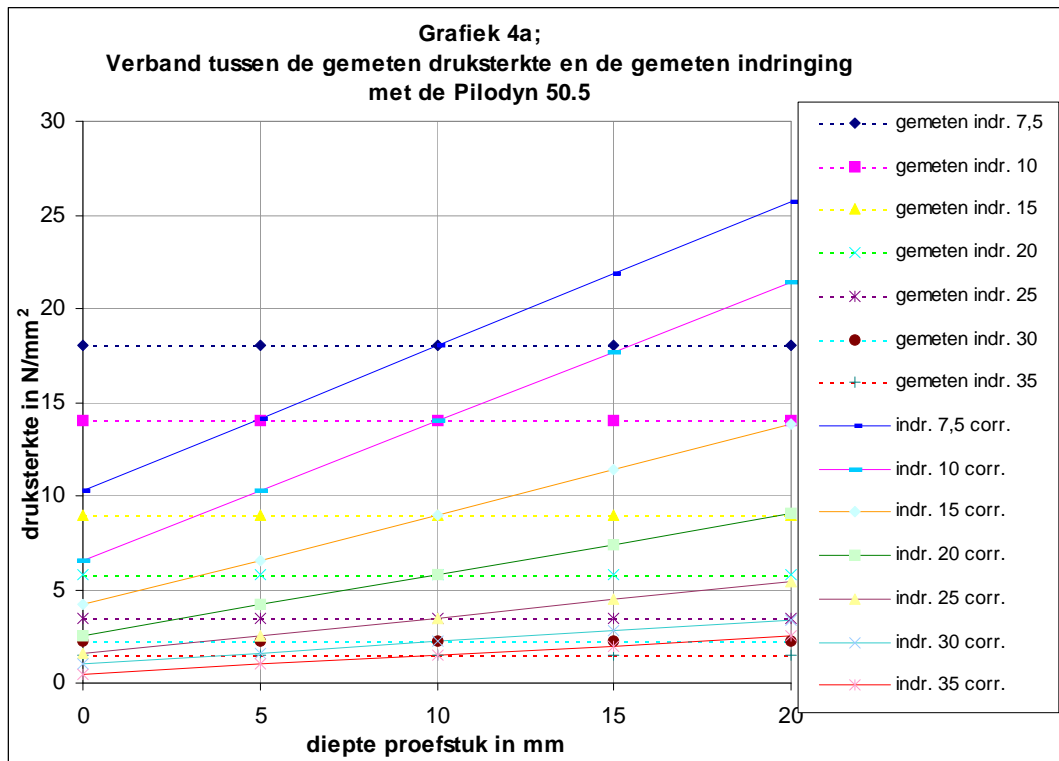
Hierbij introduceer ik 2 nieuwe termen nl:

1. De schijnbare restdoorsnede of -afmeting = de houtafmetingen vermindert met 2 x de indringing met de Pilodyn of Specht, eventueel voortaan afgekort met **schijn** (d;schijn, dia;schijn enz).
2. De effectieve doorsnede of afmeting = is de schijnbare restdoorsnede of -afmeting vermeerderd of verminderd met een correctie factor. Met deze effectieve afmeting mag bij een zekere spanning gerekend worden, voortaan afgekort met **eff** (d;eff, dia;eff enz).

Door SHR is het verband tussen de aantasting en de reststerkte gemeten. Door de sterkte van het proefstuk van 20 mm uit de buitenkant van een paal bij een indringing van resp. 7,5; 10; 15; 20; 25; 30 en 35 mm te meten, zie stippellijnen grafiek 4i;a.

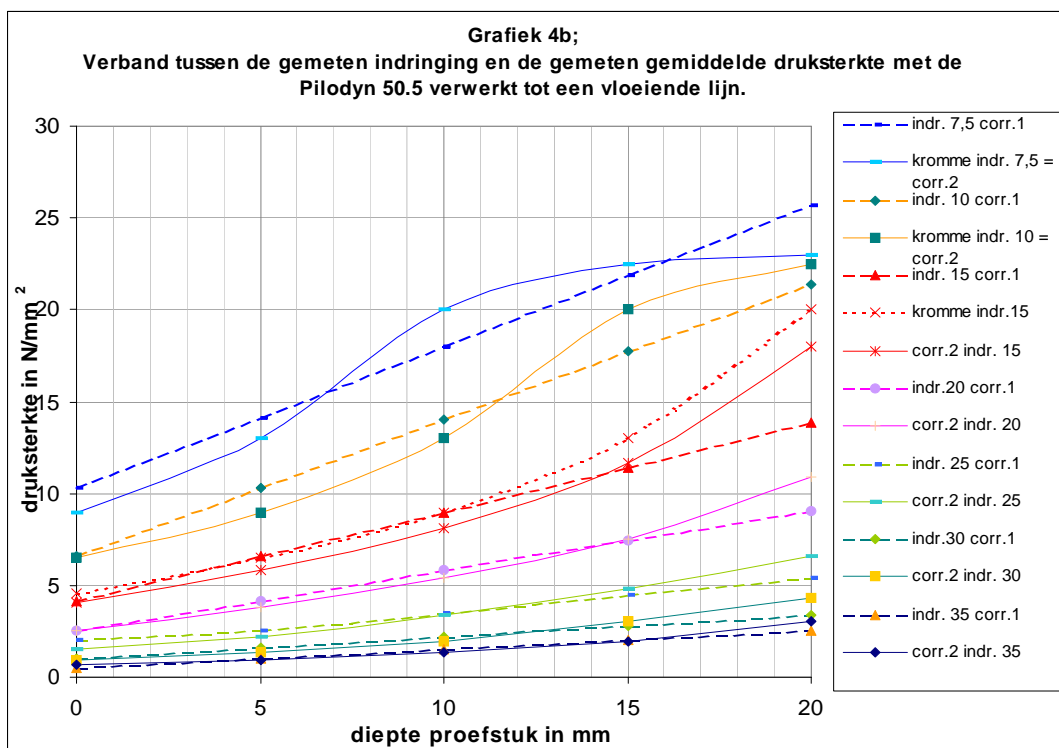
De gemeten sterkte is de gemiddelde sterkte van het monster, maar de aantasting van de paal varieert in diepte.

Door de reststerkte te laten variëren met de diepte, zodanig dat er verband ontstaat tussen alle monsters, ontstaan de schuine lijnen in de grafiek 4i;a en hieruit volgend de vloeiende lijnen in grafiek 4i;b.



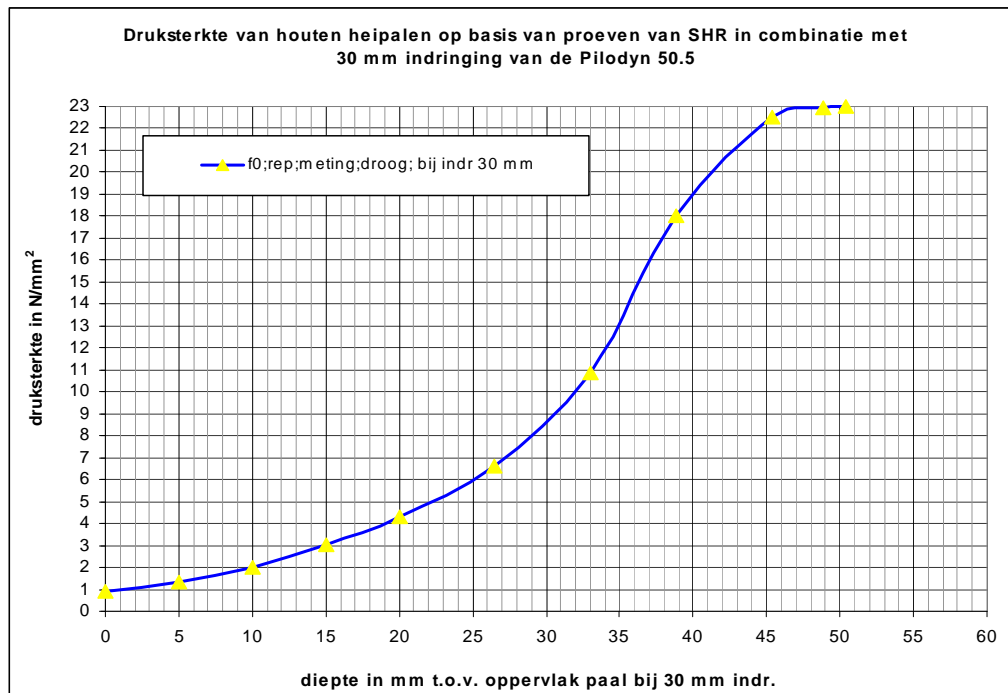
grafiek 4i;a.

Door deze verschillende lijnen op elkaar af te stemmen, in overeenstemming met de indringdiepte, ontstaan er gebogen lijnen, zie grafiek 4i;b.



grafiek 4i;b.

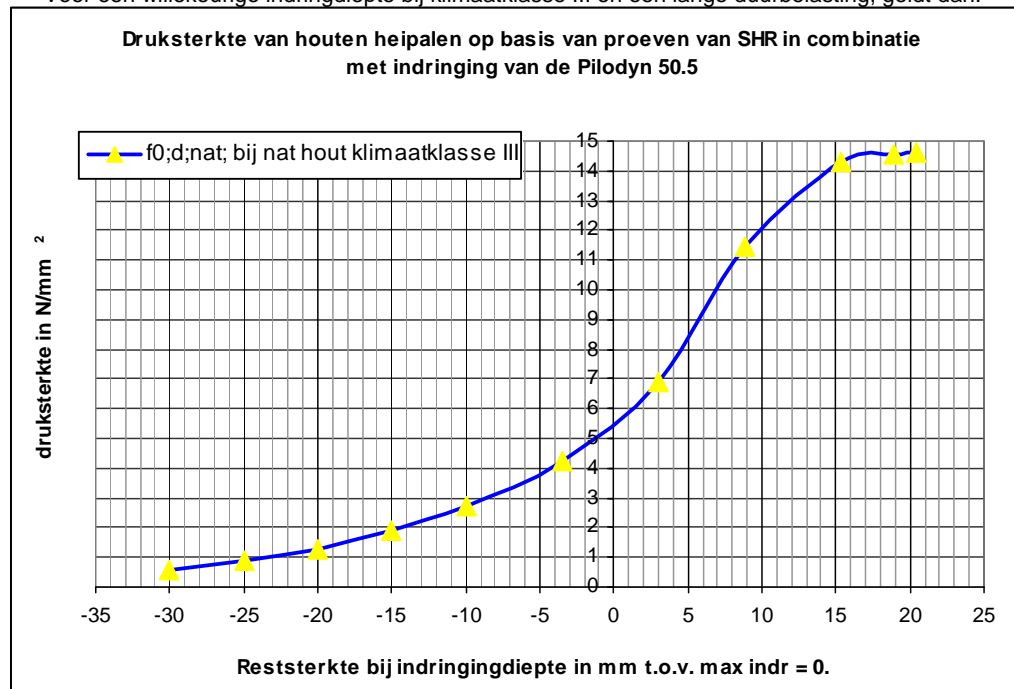
Door deze lijnen met elkaar tot een lijn samen te stellen ontstaat een verloop in “sterkte” afhankelijk van de indringing met de Pilodyn, zie grafiek 5i;A hieronder.



Grafiek 5i;A

verloop van de restspanning bij en indringdiepte van 30 mm, 0 is zijkant paal.

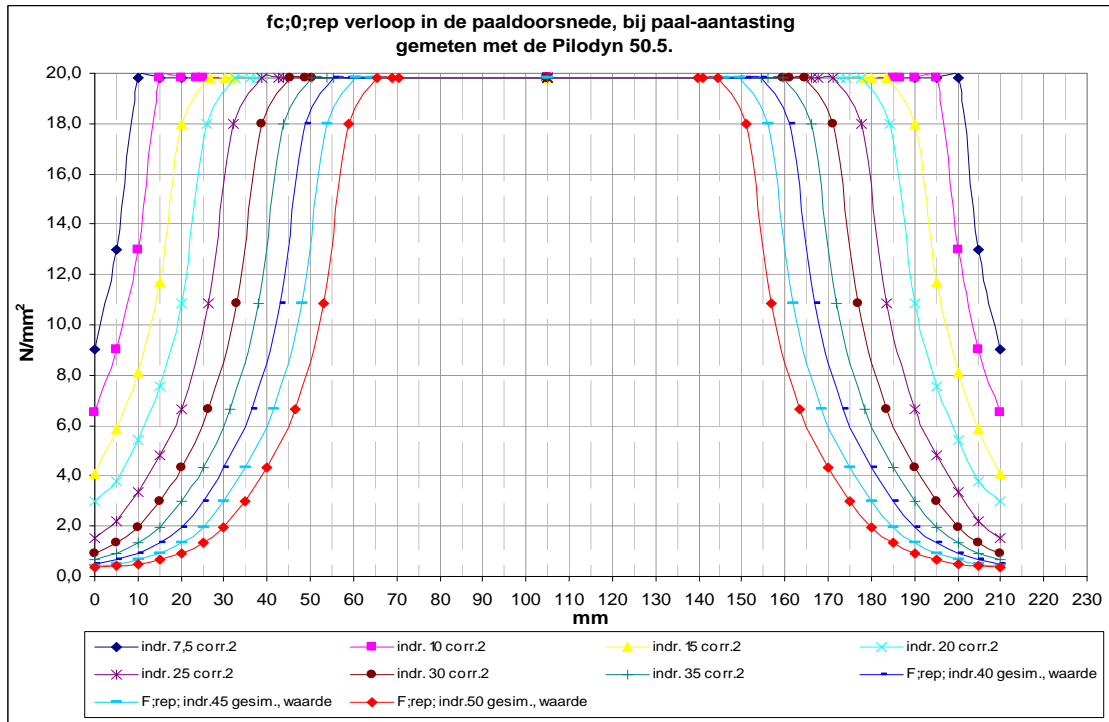
Voor een willekeurige indringdiepte bij klimaatklasse III en een lange duurbelasting, geldt dan:



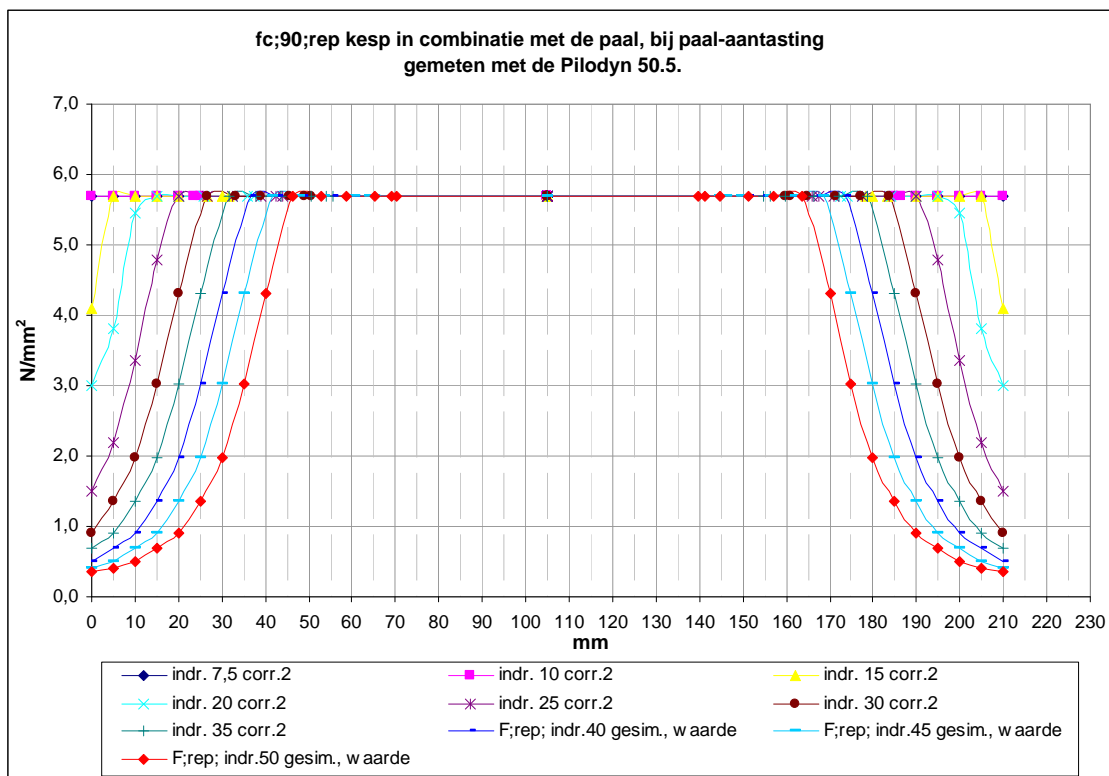
Grafiek 5i;B

Met als basis de reststerkte bij maximale indringing (=0) van ca 5,5 N/mm². De negatieve waarden x-as is de sterkte over het indringtraject, de positieve waarde x-as is de sterkte richting de kern van het hout.

**Spanningsverloop in de paalkop rond 210 mm, verticale doorsnede.
fc;0;rep (bij klimaatklasse I.)**



**Spanningsverloop t.p.v. kesp / paal aansluiting, bij aantasting van de paal.
fc;90;rep bij houtkwaliteit K24 van de kesp.**



Effectieve afmetingen van het kesp- en plaathout:

In de praktijk is de samendrukking van het hout minder dan de indringing van de Pilodyn in de kesp. Hieruit kan geconcludeerd worden dat bij lage spanningen \perp op de vezel de samendrukking van de kesp minder is doordat het aangetaste gedeelte van het hout weerstand biedt.

$f_c; \sigma_{d;\perp} = 9,0 \text{ N/mm}^2$ C18 of hoger.

- a) Effectieve afmetingen bij belast op druk \perp op de vezel voor: Spreiding, dwarskracht en trek // aan de vezel:
- bij $\sigma_{d;\perp} \leq 2,5 \text{ N/mm}^2$; effectieve afmeting = afmeting – 2 x (de indringwaarde -5) = **schijnbare restafmeting + 10 mm.**
 - bij $\sigma_{d;\perp} >> 2,5 \text{ N/mm}^2$ tot $4,5 \text{ N/mm}^2$; effectieve afmeting = afmeting – 2 x (de indringwaarde -5) – ~15 mm samendrukking van de kesp = **schijnbare restafmeting – 5 mm** t.g.v. extra samendrukking.
 - bij $\sigma_{d;\perp} >> 4,5 \text{ N/mm}^2$ tot $6,0 \text{ N/mm}^2$; effectieve afmeting = afmeting – 2 x (de indringwaarde -5) – ~40 mm samendrukking van de kesp = **schijnbare restafmeting – 30 mm** t.g.v. extra samendrukking.
- b) Belast op buiging: effectieve afmeting = afmeting - 2 x de indringwaarde = **schijnbare restafmeting**, vind plaats tussen de samendrukkingen en denk om eventuele inkepingen.

Voorbeeld kesp 80 x 225 mm en indringing van 15 mm.

De schijnbare restafmeting = 50 x 195 mm

De effectieve breedte voor spreiding van de druk is 205 mm.

De effectieve dikte voor spreiding van de druk is, bij:

$$\sigma_{d;\perp} \leq 2,5 \text{ N/mm}^2 \quad d_{\text{eff}} = 80 - 2x(15-5) = 60 \text{ mm}$$

$$\sigma_{d;\perp} >> 2,5 \text{ N/mm}^2 \text{ tot } 4,5 \text{ N/mm}^2 \quad d_{\text{eff}} = 60 - 15 = 45 \text{ mm}$$

$$\sigma_{d;\perp} >> 4,5 \text{ N/mm}^2 \text{ tot } 6,0 \text{ N/mm}^2 \quad d_{\text{eff}} = 60 - 40 = 20 \text{ mm}$$

Voor dwarskracht en of trek // aan de vezel is de effectieve afmeting bij:

$$\sigma_{d;\perp} \leq 2,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{is de effectieve afmeting } 60 \times 205 \text{ mm}$$

$$\sigma_{d;\perp} >> 2,5 \text{ N/mm}^2 \text{ tot } 4,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{is de effectieve afmeting } 45 \times 205 \text{ mm}$$

$$\sigma_{d;\perp} >> 4,5 \text{ N/mm}^2 \text{ tot } 6,0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{is de effectieve afmeting } 20 \times 205 \text{ mm}$$

Voor buiging is de effectieve afmeting 50 x 195 mm

Effectieve paaldiameter als kolom:

Voor een uitgebreide paalberekening wordt de paal in vier ringen verdeeld zie grafiek 6i hieronder, nl:

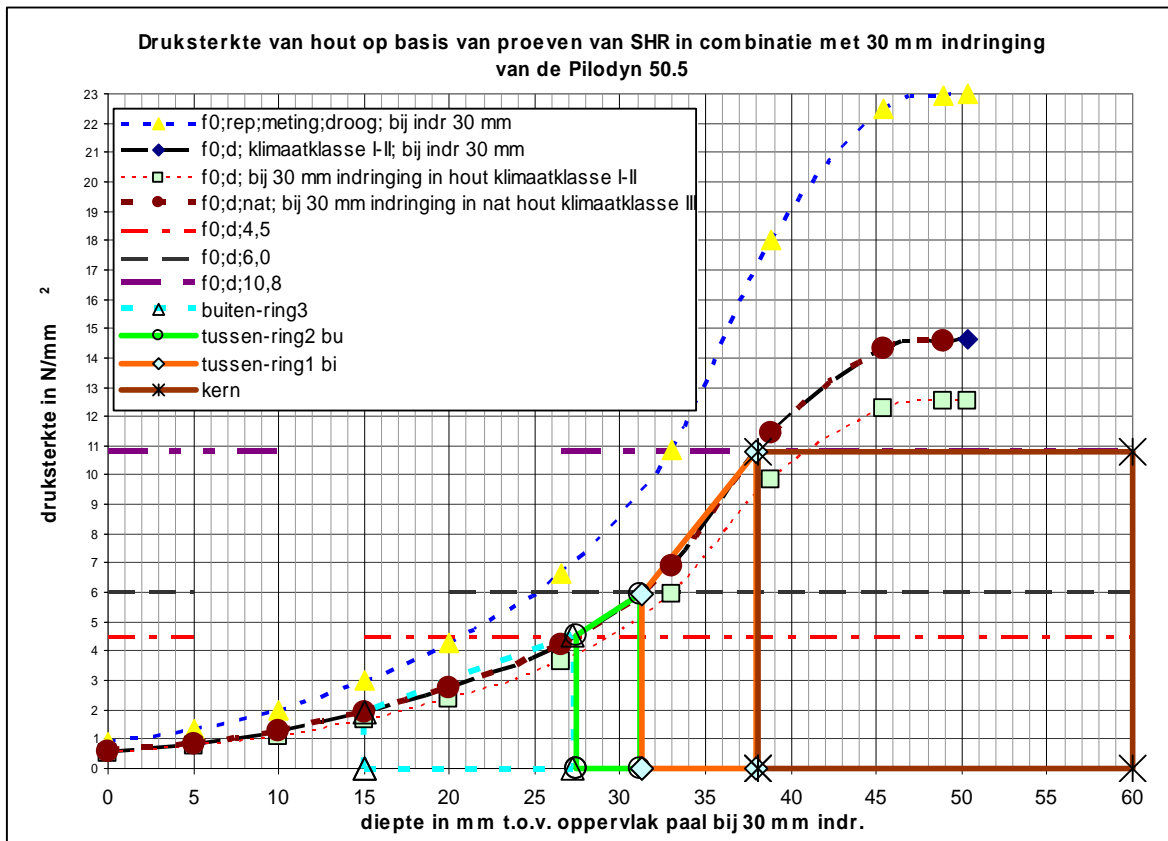
Ring 0 = de kern = schijnbare restdiameter – 2 x 8 mm ; $f_{u;d} = 10,8 \text{ N/mm}^2$

Ring 1 = tussen-ring 1 bi van: $\sigma_{d;\perp} = 10,8 - 6,0 \text{ N/mm}^2$ breedte = 6,8 mm
 $f_{u;d}$ gemid. = $8,2 \text{ N/mm}^2$

Ring 2 = tussen-ring 2 bu van: $\sigma_{d;\perp} = 6,0 - 4,5 \text{ N/mm}^2$ breedte = 3,9 mm
 $f_{u;d}$ gemid. = $5,2 \text{ N/mm}^2$

Ring 3 = buitenste-ring 3 bu van: $\sigma_{d;\perp} = 4,5 - 1,9 \text{ N/mm}^2$ breedte = 12,3 mm
 $f_{u;d}$ gemid. = $3,0 \text{ N/mm}^2$

Het aandeel van de buitenste schil met een druksterkte van $< 1,9 \text{ N/mm}^2$ is verwaarloosbaar laag en te onbetrouwbaar.



grafiek 6i.

Een globale benadering van de paal/ kesp aansluiting kan door:
 $f_c;90;u;d = 4,5 \text{ N/mm}^2$, mits de paal volledig in het spreidingsgebied staat, zodat geen moment of grote dwarskracht in de kesp optreedt, en de kesp of plaat nog een $d;schijn \geq 45 \text{ mm}$ ($d;eff \geq 40 \text{ mm}$).

Voor een eventueel moment op de paalkop kan, voor de maximale spanningscombinatie buiging plus druk, $f_c;90;u;d = 6,0 \text{ N/mm}^2$ aangehouden worden (idem voor een driehoekige oplegspanning).

Effectieve paalkopdiameter bij de aansluiting met de kesp of plaathout:

$f_c;90;u;d = 6,0 \text{ N/mm}^2$	
Tot 15 mm indringing	= Paalkopdiameter – 2 x (2/3 indringing)
Bij indringing > 15 mm	= Paalkopdiameter – 2 x (de indringwaarde – 5 mm) = de schijnbare restdiameter + 10 mm.
$f_c;90;u;d = 4,5 \text{ N/mm}^2$	
Tot 15 mm indringing	= Paalkopdiameter – 2 x (1/3 indringing)
Bij indringing > 15 mm	= Paalkopdiameter – 2 x (de indringwaarde – 10,0 mm) = de schijnbare restdiameter + 20 mm.
$f_c;90;u;d = 2,5 \text{ N/mm}^2$ (C24).	
Tot 15 mm indringing	= Paalkopdiameter
Bij indringing > 15 mm	= Paalkopdiameter – 2 x (de indringwaarde – 15,0 mm) = de schijnbare restdiameter + 30 mm.

Het aandeel van de buitenste schil met een druksterkte van $< 1,5 \text{ N/mm}^2$ wordt hierbij als verwaarloosbaar klein en te onbetrouwbaar beschouwd, in grafiek 6i de buitenste 12 mm.

Voorbeelden van de effectieve paalkopdiameter ter plaatse van de kesp/plaat:

Voorbeeld 1) paal \varnothing 220 mm met een indringing van 25 mm.

Controle toekomstige aantasting voor een referentie periode van 25 jaar, van een 99 jaar oud gebouw:

Verwachte indringing over 25 jaar = $25 \text{ mm} + 25/99 \times 25 \text{ mm} = 31 \text{ mm}$

De schijnbare restdiameter nu = \varnothing 170 mm.

De schijnbare restdiameter over 25 jaar = \varnothing 158 mm

Bij $f_c;90;u;d = 6,0 \text{ N/mm}^2$ is de effectieve diameter = $158+10 = \varnothing$ 168 mm.

Bij $f_c;90;u;d = 4,5 \text{ N/mm}^2$ is de effectieve diameter = $158+20 = \varnothing$ 178 mm.

Bij $f_c;90;u;d = 2,5 \text{ N/mm}^2$ is de effectieve diameter = $158+30 = \varnothing$ 188 mm.

Voorbeeld 2) paal \varnothing 220 mm met een indringing van 40 mm.

Controle toekomstige aantasting voor een referentie periode van 25 jaar, van een 99 jaar oud gebouw:

Verwachte indringing over 25 jaar = $40 \text{ mm} + 25/99 \times 40 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$

De schijnbare restdiameter nu = \varnothing 140 mm.

De schijnbare restdiameter over 25 jaar = \varnothing 120 mm

Bij $f_c;90;u;d = 6,0 \text{ N/mm}^2$ is de effectieve diameter = $120+10 = \varnothing$ 130 mm.

Bij $f_c;90;u;d = 4,5 \text{ N/mm}^2$ is de effectieve diameter = $120+20 = \varnothing$ 140 mm.

Bij $f_c;90;u;d = 2,5 \text{ N/mm}^2$ is de effectieve diameter = $120+30 = \varnothing$ 150 mm.

Voorbeeld 3) paal \varnothing 220 mm met een indringing van 40 mm.

Controle toekomstige aantasting voor een referentie periode van 1 jaar, van een 99 jaar oud gebouw:

Verwachte indringing over 1 jaar = $40 \text{ mm} + 1/99 \times 40 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$

De schijnbare restdiameter nu = \varnothing 140 mm.

De schijnbare restdiameter over 1 jaar = \varnothing 140 mm

Bij $f_c;90;u;d = 6,0 \text{ N/mm}^2$ is de effectieve diameter = $140+10 = \varnothing$ 150 mm.

Bij $f_c;90;u;d = 4,5 \text{ N/mm}^2$ is de effectieve diameter = $140+20 = \varnothing$ 160 mm.

Bij $f_c;90;u;d = 2,5 \text{ N/mm}^2$ is de effectieve diameter = $140+30 = \varnothing$ 170 mm.

Bij kespbreuk of een Rotterdamse houtenfundering komt alles op de paal aan. Voor de excentrische berekening van de paal is een spanning van $f_c;90;u;d = 6,0 \text{ N/mm}^2$ in het contactvlak paalkop met kesp/ plaat logisch, met een maximum van het effectieve contactoppervlak $\times 4,5 \text{ N/mm}^2$ en de schijnbare restdikte van de kesp/plaat $\geq 45 \text{ mm}$ is. Bij een schijnbare restdikte van de kesp/plaat $\geq 70 \text{ mm}$ kan ook, bij een centrische belasting met $f_c;90;u;d = 6,0 \text{ N/mm}^2$ gerekend worden.

Echter moet er nog wel aan de paalschacht- en het geotechnisch- draagvermogen en het metselwerk gerekend worden.

De paalschacht dient minimaal op 2 niveaus gecontroleerd te worden.

Ten eerste t.p.v. de paalkop i.v.m. een excentrische belasting en/ of eventuele overschrijding van de schachtspanning.

Ten tweede t.p.v. bovenkant "Wadzand" op ca 7 – 8 m min NAP, hierbij dient de negatieve kleef op de paal en de fundering in de berekening van de paalschacht meegenomen te worden. Ook dient rekening gehouden te worden, met een mate van aantasting op deze diepte van: X % van de gemeten aantasting t.p.v. de paalkop. Voor de tapsheid van de paal verwijs ik naar de volgende formule en de grafiek 7v.

Tapsheid van de houten heipalen:

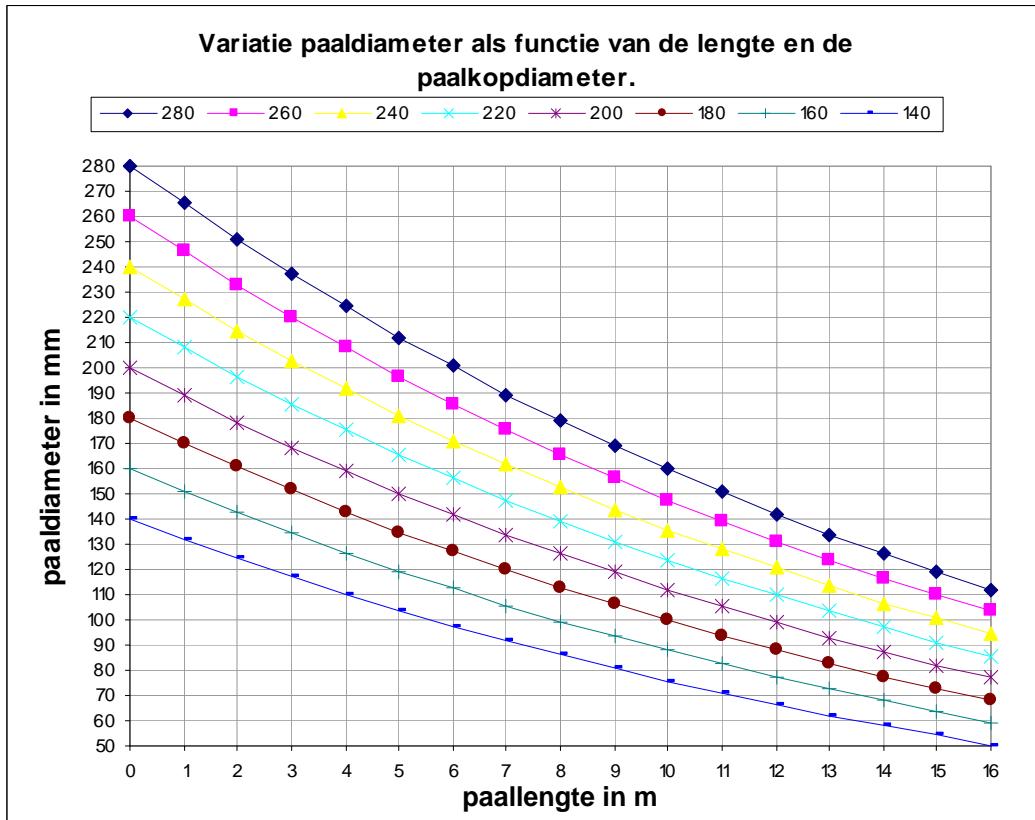
Op basis van 320 proefpalen uit heistaten en 14 boomstammen, door mezelf opgemeten, kom ik tot de conclusie dat de tapsheid varieert met de diameter.

Als formule:

diameterafname/meter = (0,05 *vorige diameter (1 m hoger) +1,0).

Nieuwe diameter na 1 m = vorige diameter - (0,05 *vorige diameter +1,0).

Grafiek gemiddelde paaldiameter-verloop.



grafiek 7v.

Om in een keer de paaldiameter op een Y meters van de paalkop te bepalen is de volgende formule een aardige benadering:

paaldiameter op afstand Y van de paalkop = kopdia*0,944^Y

Voor een globale benadering van de gemiddelde tapsheid van een paal met een zekere lengte, zie onderstaande tabel.

Tabel: gemiddelde afname van de paaldiameter.

kopdiameter	280	270	260	250	240	230	220	210	200	190	180	170	160	mm
gem. tapsheid/m bij 11 m	11,8	11,4	11,0	10,6	10,2	9,8	9,4	9,0	8,6	8,2	7,8	7,4	7,1	mm/m
gem. tapsheid/m bij 16 m	10,5	10,1	9,8	9,4	9,1	8,7	8,4	8,0	7,7	7,3	7,0	6,6	6,3	mm/m

De paalschacht en het geotechnisch draagvermogen.

Uit onderzoek blijkt dat aantasting over de hele lengte van de houtenpaal voorkomt, en dat deze sterk varieert.

Wat betekent dat voor het draagvermogen van de paalschacht?

Bij geringe aantasting aan de kop neemt de aantasting over de lengte van de paal om beurten af en dan weer toe. Er zijn mij geen gegevens bekend over onderzoek in Amsterdam, waarbij sterk aangetaste houtenpalen zijn getrokken en waarvan deze sterke aantasting tot aan de punt is gemeten.

Bij weinig aantasting aan de kop (indringing $\ll 15$ mm) is dezelfde mate van aantasting over de hele paal aanwezig. Van iets meer aangetaste palen, indringing 15 tot 20 mm, is gemeten dat de aantasting op wadzandniveau ca 75% is en op puntniveau ca 50% van de paalkop is. Nadeel is dat er tot nu toe maar weinig metingen zijn verricht. Bij één meting, tussen twee ingehangen kelders, kon bij een ernstig aangetaste paalkop op ca 0,75 m lager de indringing gemeten worden en deze was aanzienlijk minder.

Forse aantasting door bacteriën gaat vaak gepaard met schimmel aantasting en schimmel aantasting in de grond komt alleen bij de kop voor.

Voor de schachtdiameter tot wadzandniveau lijkt het mij een redelijke aanname om, bij weinig aantasting van de paalkop, van 75% van de paalkop aantasting uit te gaan.

Uitgedrukt in een formule, waarbij grote indringing sterk gereduceerd wordt, wordt de berekende indringing op o.k. veen en b.k. wadzand = $(\text{de indringing;kop})^{0,6} \times 2,5$. Deze berekende indringingen zijn dus op wadzandniveau van 7 à 8 m÷ en o.k. veen op ca 5,5 m÷ NAP. Op zandlaagniveau wordt de berekende indringing bepaald met de formule $\text{indringing;punt} = (\text{indringing;kop})^{0,6} \times 1,8$.

Wat betekent aantasting voor de negatieve en positieve kleef?

De grootste korrelspanning boven de 1^e zandlaag is ca $140 \text{ kN/m}^2 = 0,14 \text{ N/mm}^2$, zie ook grafieken op de volgende pagina's. De maximale (kleef) wrijvingspanning in de slappe lagen is $0,25 \times 0,14 = 0,035 \text{ N/mm}^2$ en is zo danig klein, dat het door het aangetaste hout altijd opgenomen kan worden.

Uitgaande dat in Amsterdam de zandlaag op circa 12 m – NAP begint en gemeten conusspanningen die groter zijn dan 15 MPa (MN/m^2) niet verantwoord zijn i.v.m. overconsolidatie, is de maximale kleef wrijvingspanning in de 1^e zandlaag $0,012 \times 15 \text{ MN/m}^2 = 0,18 \text{ MN/m}^2 = 0,18 \text{ N/mm}^2$ en ook dit is zo klein, dat het door het aangetaste hout altijd opgenomen kan worden.

Conclusie: aantasting heeft geen invloed op de positieve en negatieve kleef.

Nb. Negatieve kleef is geen geotechnisch veiligheidsprobleem, bij het bezwijken van het draagvermogen verdwijnt de negatieve kleef door het zakken van de paal. De negatieve kleef wordt hier toch beschouwd, opdat de werkelijkheid zo goed mogelijk benaderd wordt en als de paalschacht door de negatieve kleef zou bezwijken, kan het wel degelijk een constructief veiligheidsprobleem zijn.

Invloed van de aantasting op het paalpunt draagvermogen.

Voor $\gamma_{m;b}$ is een waarde van 1,15 op basis van proefbelasting logisch, het gebouw staat er al meer dan 70 jaar en er is altijd nog een secundaire veiligheid.

Voor de factor ξ mag 0,81 (ca 8 houten palen werken samen) worden aangehouden.

Uitgaande van dezelfde limiet van 15 MPa = 15 N/mm² is de maximale puntspanning

$P_{r,max;punt} = 0,81 \times 15 / 1,15 = 10,57 \text{ N/mm}^2$ (dit is niet de maximale waarde die kan voorkomen maar wel de maximale waarde waarvan uitgegaan mag worden).

Door gezond vurenhout is deze spanning te leveren ($f_{u;o;d} = 10,8 \text{ N/mm}^2$), echter niet bij de gereduceerde diameter t.g.v. aantasting of NEN 6760 art. 10.1.2.7.

Wat gebeurt er bij een aangetaste punt? Praktisch gezien, ik ben nog geen “gestripte / opgestroopte punten” tegen gekomen. Uitgaande van het grondmechanisch bezwijkmodel, waarbij er een kegel onder de punt ontstaat die de glijvlakken inleidt, zal bij matige aantasting de grootte van de kegel niet anders worden dan bij een paalpunt diameter zonder aantasting. Maar ten alle tijden bepaald de zwakste schakel van $P_{r,max;punt}$ (grond) en $F_{u;o;d}$ (paal) het paalpunt draagvermogen.

Bij een “sterke” zandlaag is de paal de zwakste schakel en bij een zwakke zandlaag in combinatie met een geringe aangetaste paal is de zandlaag de zwakste schakel.

Uitgaande van het omslagpunt op bovenkant wadzandniveau, is **de belasting** en het draagvermogen hier maatgevend en relatief nauwkeurig te bepalen.

$$F_{rep} \times \gamma_{f,..} \text{ uit gebouw} + F_{s;nk;rep} \times \gamma_{f;nk} < F_{u;d;schacht} \text{ t.p.v. wadzand}$$

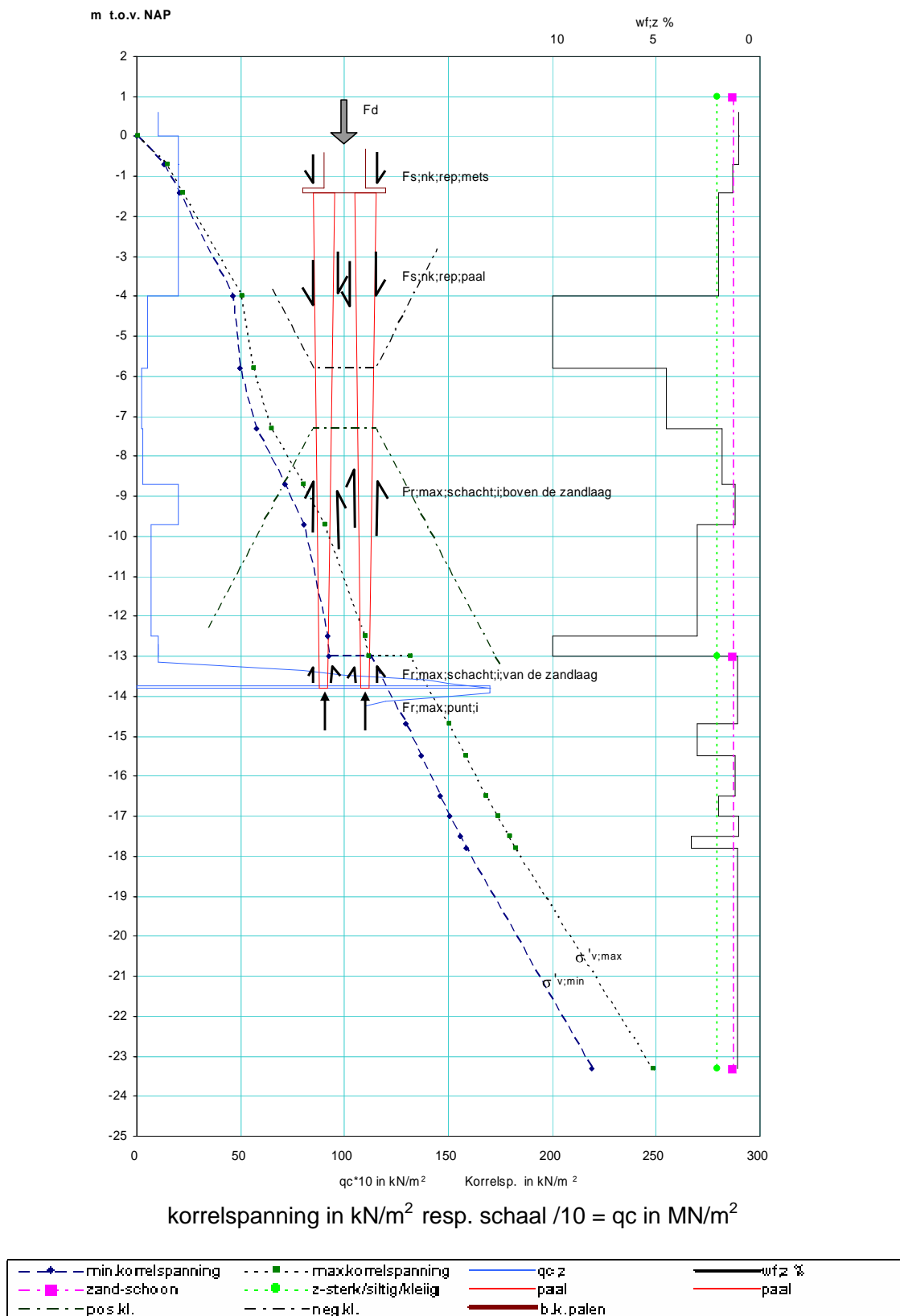
Voor het geotechnische draagvermogen dient aangetoond te worden dat, bij aanname van een omslagpunt t.p.v. het “Wadzand”, er voldoende draagvermogen is. De paal ontleent daarbij een draagvermogen aan de zandlaag, geheel volgens NEN 6743, en ontleent positieve kleef boven de zandlaag tot het omslagpunt van 0,25 x de minimale verticale korrelspanning ($K_0 \cdot \tan \delta \times \sigma_{v;min}$), waarbij de werkelijke paaldiameter ter plaatse moet worden aangehouden. Voor de berekening van $F_{s;rep}$ mag gerekend worden met $\xi \approx 0,81$ (ca 8 palen werken samen) en om het rekendraagvermogen $F_{s;d}$ te bepalen met $\gamma_{m;b} \geq 1,15$.

Figuur 8: Weergave van een geschematiseerde sondering met een Amsterdamse houtenpaalfundering. Het evenwichts draagvermogen is een combinatie van een belasting incl.neg.kleef tot onderkant Hollandveen op -5,8 m NAP en het draagvermogen vanaf wadzand op -7,3 m NAP.

Het verschil tussen het geotechnisch draagvermogen op -7,3 en -5,8 is een extra mate van zekerheid van het geotechnisch draagvermogen die zorgt dat de keuze van de factor $\gamma_m = 1,15$, waarmee vanaf het “wadzand” voor het geotechnisch draagvermogen wordt gerekend, mede verantwoord is.

In de grafiek is de maximale en de minimale korrelspanning aangegeven, resp. voor de negatieve- en de positievekleef.

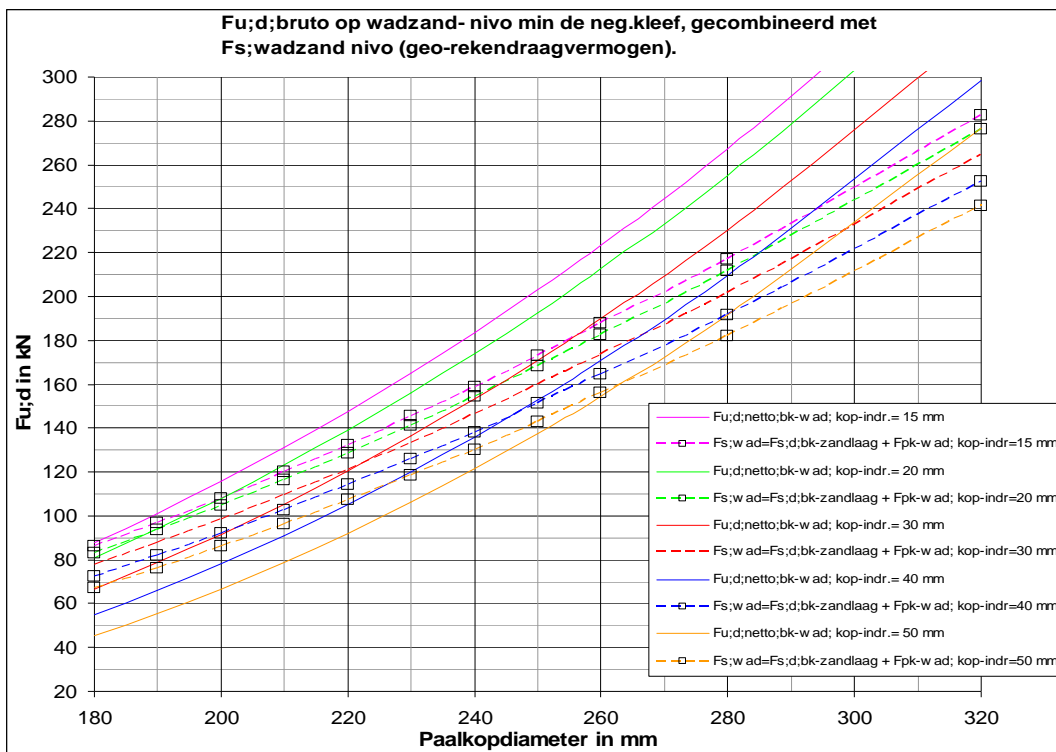
Schematisering van een sondering met een Amsterdamse houtenpaalfundering.



figuur 8v

In grafiek 10v is de berekening van de paal weergegeven voor indringing dieptes van resp., 15, 20, 30, 40 en 50 mm van de paalkop en de volgende 3 combinaties:

1. Rekendraagvermogen combinatie paalkop / kesp als de paal goed onder de muur staat, bij $f_c;90;u;d = \max 4,5 \text{ N/mm}^2$ (in grafiek 10v: $F_{u;d};\text{netto};\text{kesp}/\text{paalkop indr} = \dots \text{mm}$).
2. Netto paalschacht rekendraagvermogen ter hoogte van het wadzand op 7,3 m min NAP (= rekendraagvermogen paalschacht min de negatieve kleef tot ok veen, in grafiek 9v: $F_{u;d};\text{netto}; \text{bk-wad};\text{kop-indr} = \dots \text{mm}$)
3. Rekendraagvermogen paalschacht op bk zandlaag vermeerderd met de positieve kleef boven de zandlaag tot wadzand niveau op 7,3 m min NAP, het geotechnisch draagvermogen bij een redelijke kwaliteit zandlaag of beter. De paalschacht op zandlaagniveau is dan maatgevend en niet de zandlaag (in grafiek 9v en 10v: $F_{s;w ad}=F_{s;d};\text{bk-zandlaag} + F_{pk-w ad};\text{kop-indr} = \dots \text{mm}$).



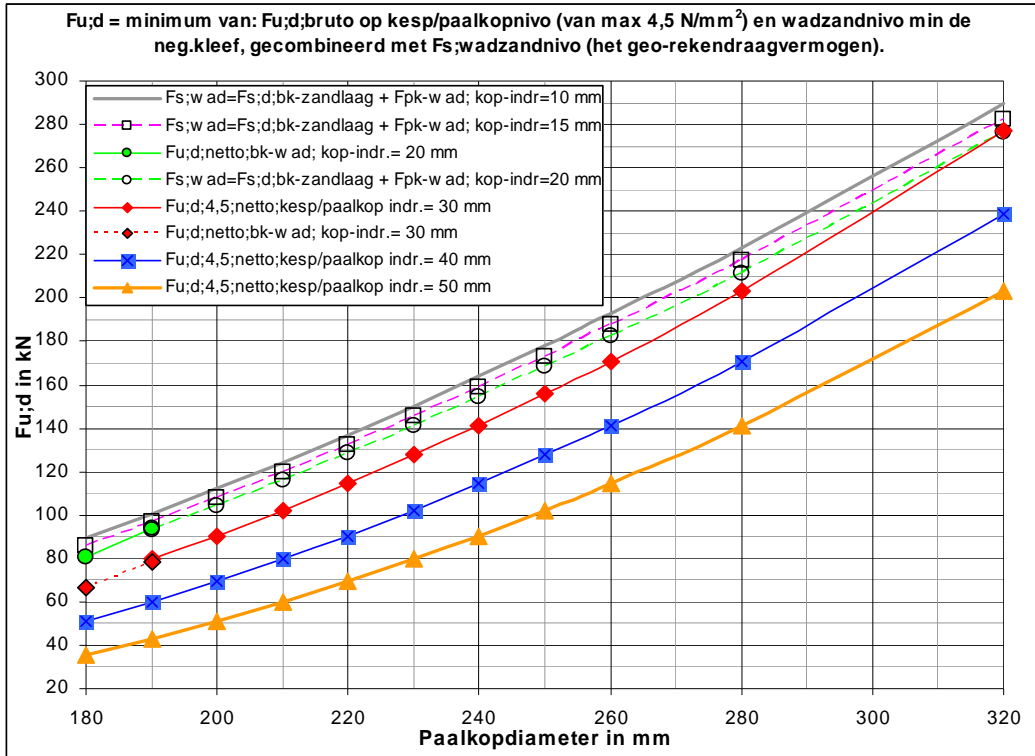
grafiek 9v.

Hierin is verwerkt de aantasting op diepte, de tapsheid van de paal en de negatieve kleef, rekendraagvermogen $F_{u;d}$ is dus de max toelaatbare rekenbelasting uit het gebouw (excl. excentriciteit en kespbreuk).

Hieruit blijkt dat bij een "gemiddelde" paal met een paalkop van 220 mm en een indringing > 30 mm de paalschacht de zwakste schakel is (getrokken lijn).

En beneden de 30 mm indringing zal/kan het geotechnisch draagvermogen maatgevend worden (stippellijn).

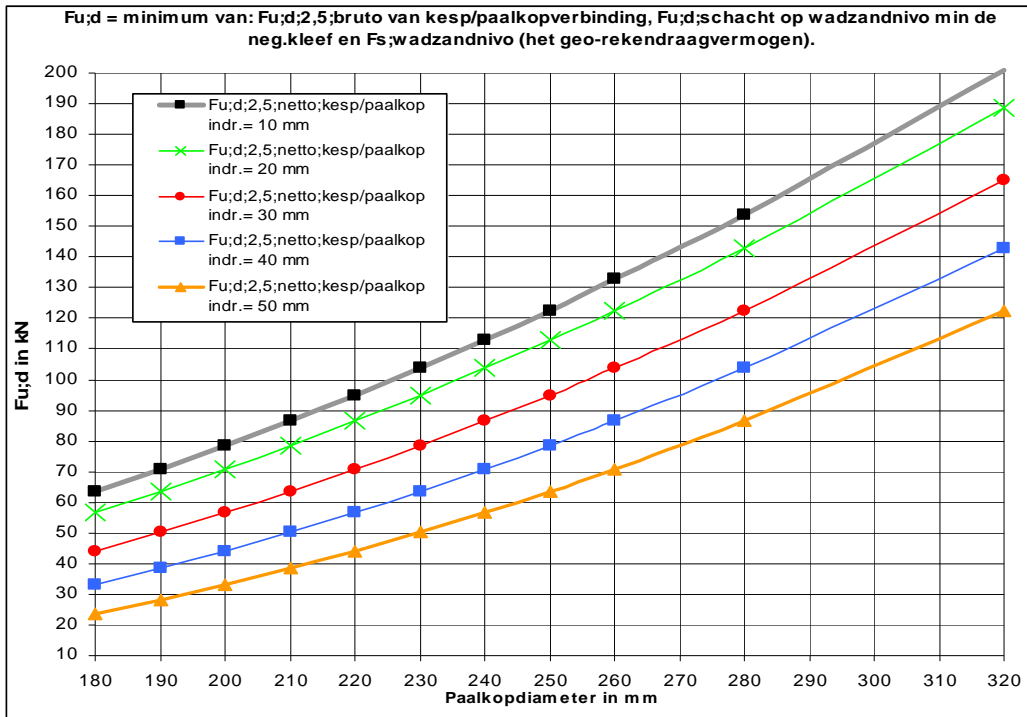
Door de minimale waarden uit de vorige grafiek met de kesp/paalkop aansluiting bij $4,5 \text{ N/mm}^2$ te combineren ontstaat de volgende grafiek 10v waarbij, mits aan de randvoorwaarden wordt voldaan dat de zandlaag niet zeer slecht is en de palen goed onder de muur staan en de platen en de kespen niet volledig samengedrukt worden, is direct het netto rekendraagvermogen van een paal af te lezen.



grafiek 10v.

Hierin is verwerkt de aantasting op diepte, de tapsheid van de paal, de negatieve kleef en de kesp/paalkop aansluiting bij $4,5 \text{ N/mm}^2$. Het rekendraagvermogen $F_{u;d}$ is dus de max toelaatbare rekenbelasting uit het gebouw (excl. excentriciteit en kespbreuk). Uit de grafiek 10v blijkt dat bij een indringing groter dan 30 mm de aansluiting paalkop met de kesp/ plaat, bij een spanning van $4,5 \text{ N/mm}^2$, maatgevend is.

Hierin is **niet** verwerkt de toekomstige aantasting, in feite bouwbesluit bestaand (1 jaar) en daarmee eventueel tevens een basis voor een aanschrijving als het niet voldoet.

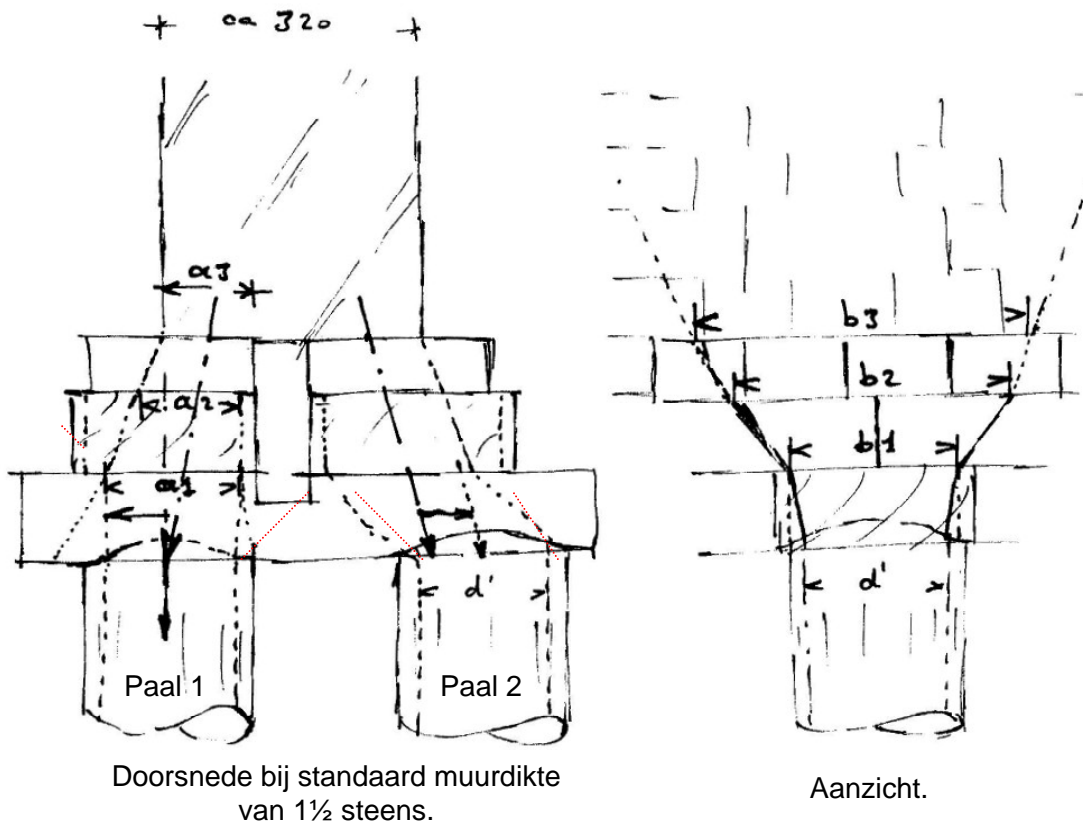


Grafiek 11v.

Ter vergelijking grafiek 11v, als de rekenspanning loodrecht op de vezel, niet groter als 2,5 N/mm² mag zijn (C24 NEN 6760), kesp/paalkop aansluiting is dan altijd maatgevend.

Hoe om te gaan met excentriciteit van de palen en in geval van gebroken kespen, wordt in de volgende rekenmodellen beschouwd.

Het rekenmodel van de "hele kesp".



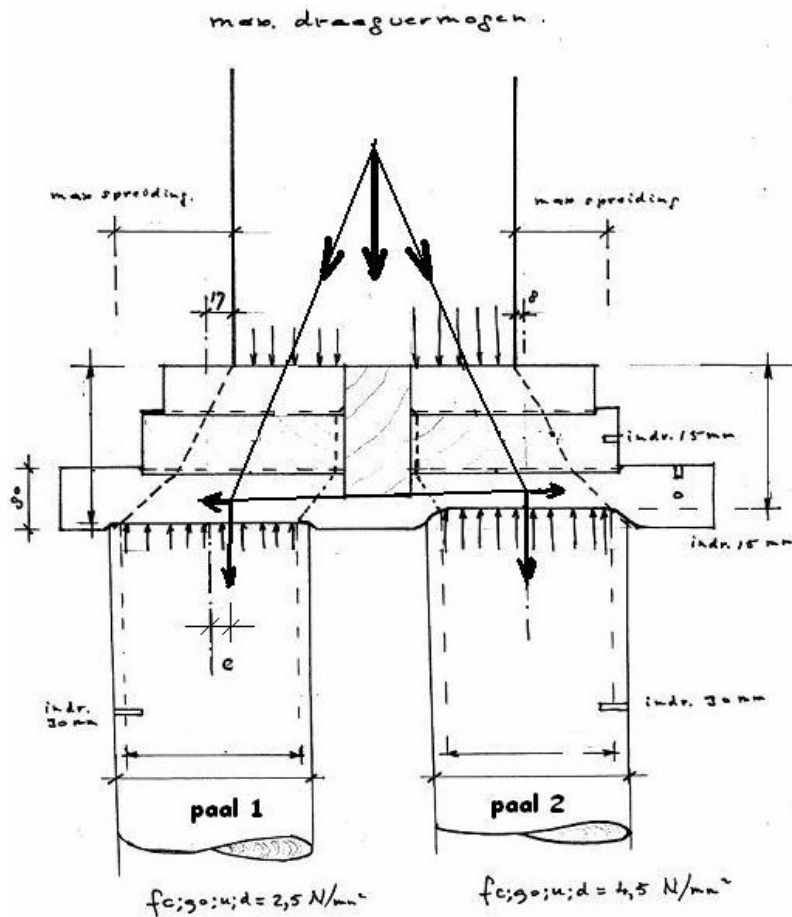
Toetsing van de diverse oppervlakken in het drukgebied boven de palen, zie schets.

Muur met de vlijlaag:	contact oppervlak	= $a_3 \times b_3$
Vlijlaag met de plaat:	contact oppervlak	= $a_2 \times b_2$
Plaat met de kesp:	contact oppervlak	= $a_1 \times b_1$
Kesp met de paal:	contact oppervlak	= minimum van effectieve diameterpaal en de effectieve kespbreedte \perp op de vezel, vermindert met dat deel van de paal wat eventueel uitsteekt.

Om de oppervlakken te bepalen moet de mate van spreiding eerst worden bepaald.
 Spreiding in de vlijlaag wordt aangenomen op $60^\circ = 0,58$ maal de dikte van de vlijlaag.
 Spreiding in de plaat \perp op de vezel wordt aangenomen op 0,5 maal de effectieve dikte \perp op de vezel.
 Spreiding in de plaat // aan de vezel wordt aangenomen op 1,0 maal de effectieve dikte \perp op de vezel.
 Spreiding in de kesp // aan de vezel wordt aangenomen op 1,0 maal (de effectieve dikte \perp op de vezel min de te verwachte samendrukking door de paal bij rekenspanningen $>> 2,5 \text{ N/mm}^2$).
 Spreiding in de kesp \perp op de vezel wordt aangenomen op 0,5 maal de effectieve dikte van het hout \perp op de vezel (eff.dikte als bij // aan de vezel).

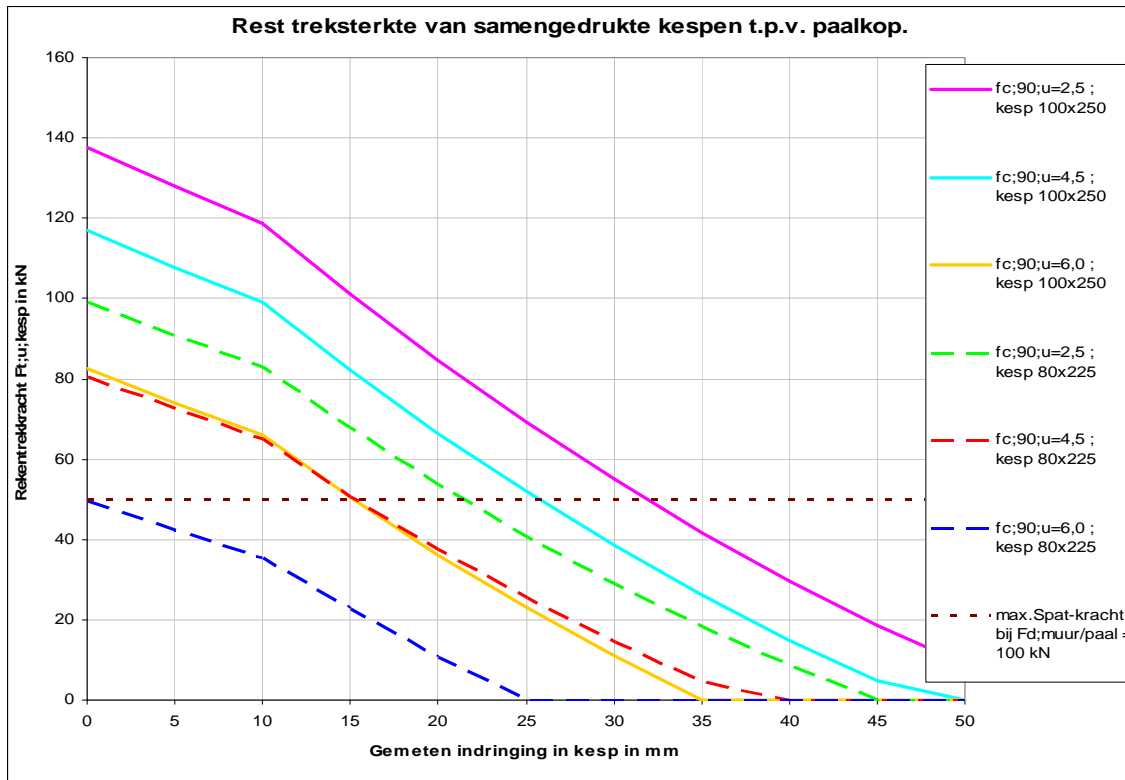
De Amsterdamse houtenpaal constructie kan als functie van de treksterkte van de kesp zijn maximale draagvermogen leveren (zie schets hierna) als: de ontbonden kracht van de max oplegkracht tussen paal/kesp verminderd met de dwarskrachten uit de plaat nog net door de kesp als trekkracht opgenomen kan worden. Als de paal verder uit het hart van de muur staat kan de kesp niet de max paalkracht als spatkracht opnemen maar de paal kan wel via excentrische oplegging een groot deel van deze "verplaatste kracht" opnemen.

Echter moeten de 2 palen een ongeveer even grote trekkracht nodig hebben (symmetrie). De totale kracht in de muur moet binnen de kern van de muur vallen (metselwerk kan geen trek opnemen).



Kesp blijft heel
 palen staan onder spreidingsgebied.
 kesp is alleen trekband en
 drukverdelers.

Uitgaande dat de maximale wrijving 50% is van de normaalkracht is de benodigde spatkracht ook 50% van de paalkopbelasting, dus bij 100 kN is dit 50 kN, zie de horizontale stippellijn in de grafiek.



De rest treksterkte van de kesp is afhankelijk van de eff.dikte en van eventuele verzwakking t.g.v. inkepingen t.p.v. het schuifhout. In de grafiek is de treksterkte boven de paal weergegeven als afgeleide van de afmetingen en de spanning \perp op de vezel $fc;90;u$.

Controle of de kesp de spatkracht kan leveren is hieruit direct af te lezen.

$F_{u;d;max}$ bij hele kesp en is de kleinste krachtsoverdracht, die kan optreden in de combinatie contactvlak: muur/vlijlaag; vlijlaag/plaat; plaat/kesp; kesp/paal en de spatkracht die de kesp kan leveren. Inclusief de positieve invloed van excentrische oplegging op de paalkop.

Tevens moet de paalschacht gecontroleerd worden met grafiek 10.

Bij een kesp van 225 x 80 en een indringwaarde met de pilodyn van 15 mm en een plaat van 200 x 75 met een indringwaarde van 15 mm ontstaat voor diverse schijnbare restdiameters van de paal (is paaldiameter - 2 x de indringwaarde) de volgende grafieken.

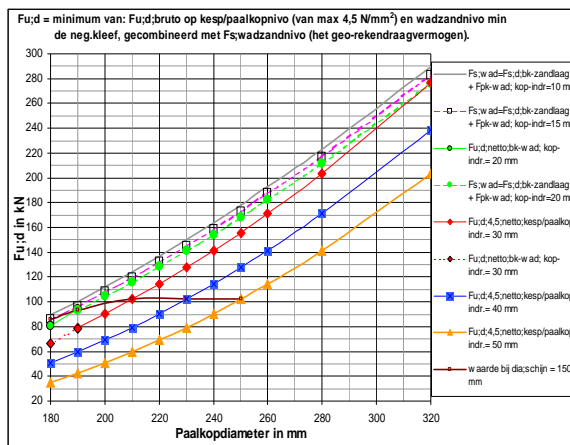
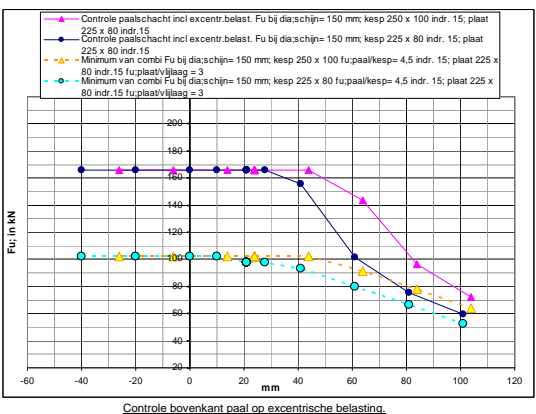
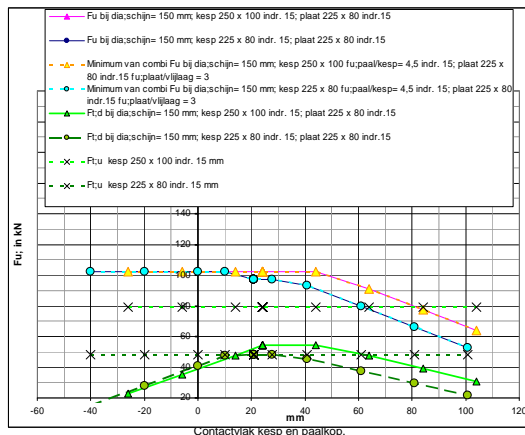
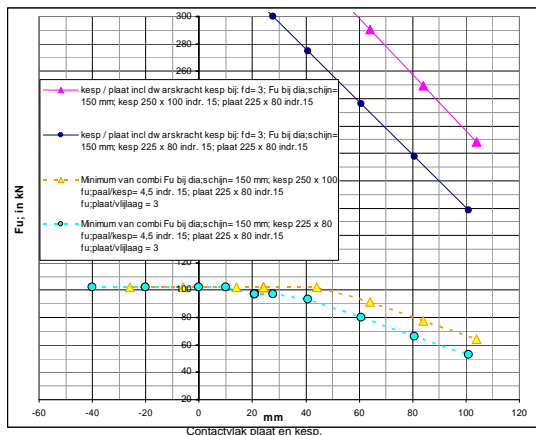
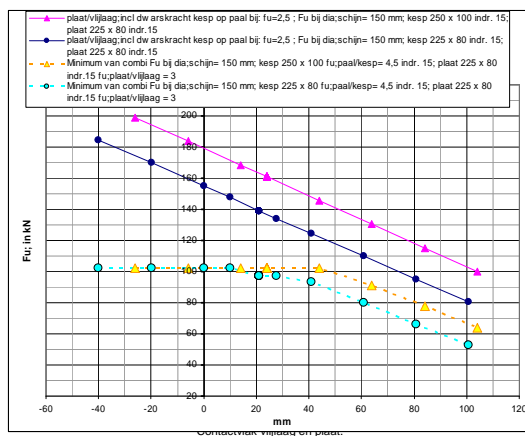
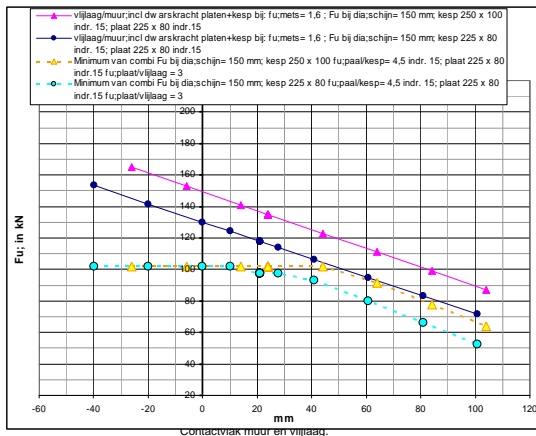
Dit bij variatie van het hart van de paal t.o.v. de zijkant muur (is de excentriciteit voor de grafiek, nul is dus zijkant funderingsmuur).

Houtenpalen met een schijnbare restdiameter van 150 mm

Indrukking o.k. kesp 225 x 80 = 23 mm en b.k. kesp = 14,5 mm; o.k. plaat van 14,5 mm; restdikte kesp voor spreiding = 42,5 mm +/- 5mm.
 Indrukking o.k. kesp 250 x 100 = 23 mm en b.k. kesp = 14,5 mm; o.k. plaat van 14,5 mm; restdikte kesp voor spreiding = 62,5 mm +/- 5mm.

Indringing Pilodyn in kesp van 15 mm

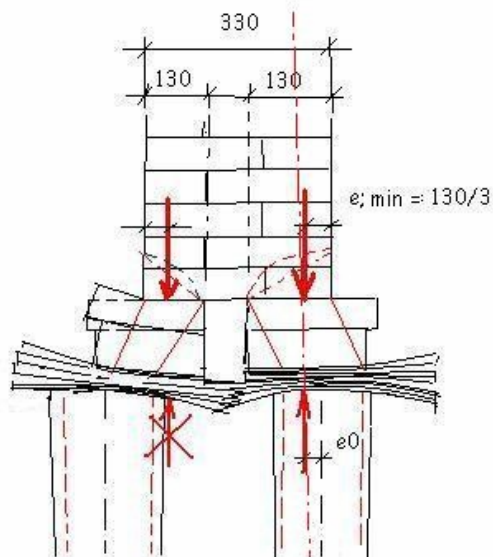
Paal / kesp f_c :90	4,5 N/mm ²
Kesp / plaat f_c :90	3,0 N/mm ²
Plaat / vijlslag f_c :90 / f_u :steen	4,0 N/mm ²
Vijlslag muur f_u :m	2,4 N/mm ²



Controle bovenkant paal op excentrische belasting.

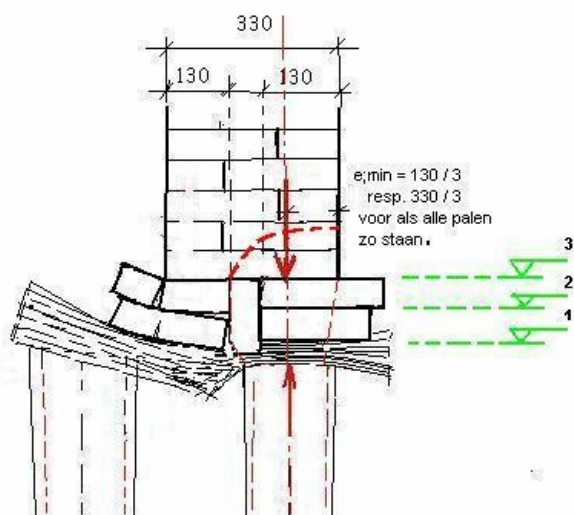
Controle paal op geo-technisch draagvermogen in combinatie met de paal als houten kolom.

Het rekenmodel van de verwoeste of gebroken kesp.



Belasting en paal reactiekracht moeten in een as staan.

De paalreactiekracht en de belasting moeten in elkaar verlengde staan,
De kesp kan geen horizontale kracht opnemen. Als de belasting/ paalreactiekracht
buiten de paal valt is er geen draagvermogen.

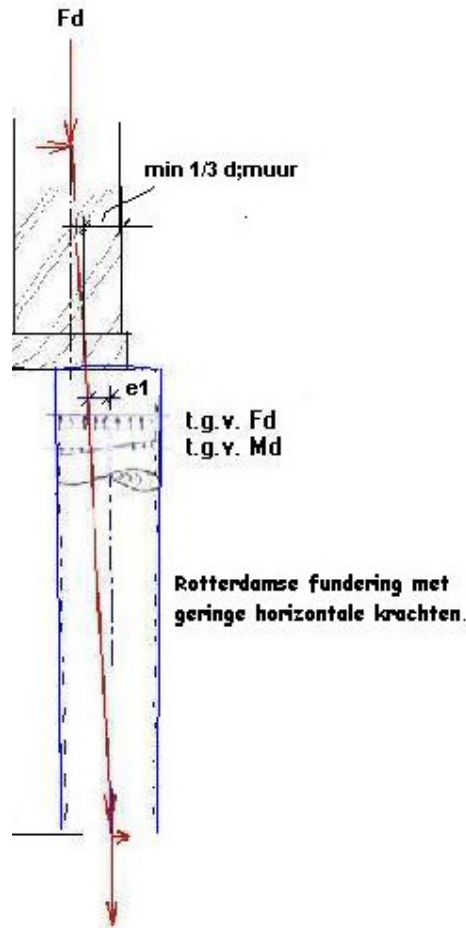


Belasting en paal reactiekracht moeten in een as staan.

Indien maar een paal onder de muur staat moet er ook gerekend worden of de reactie
krachten wel binnen de kern van de muur valt, anders ontstaat er trek in het metselwerk.

Het rekenmodel van de Rotterdamse fundering.

De Rotterdamse fundering is enig sinds analoog aan de gebroken/ verwoeste Amsterdamse fundering.

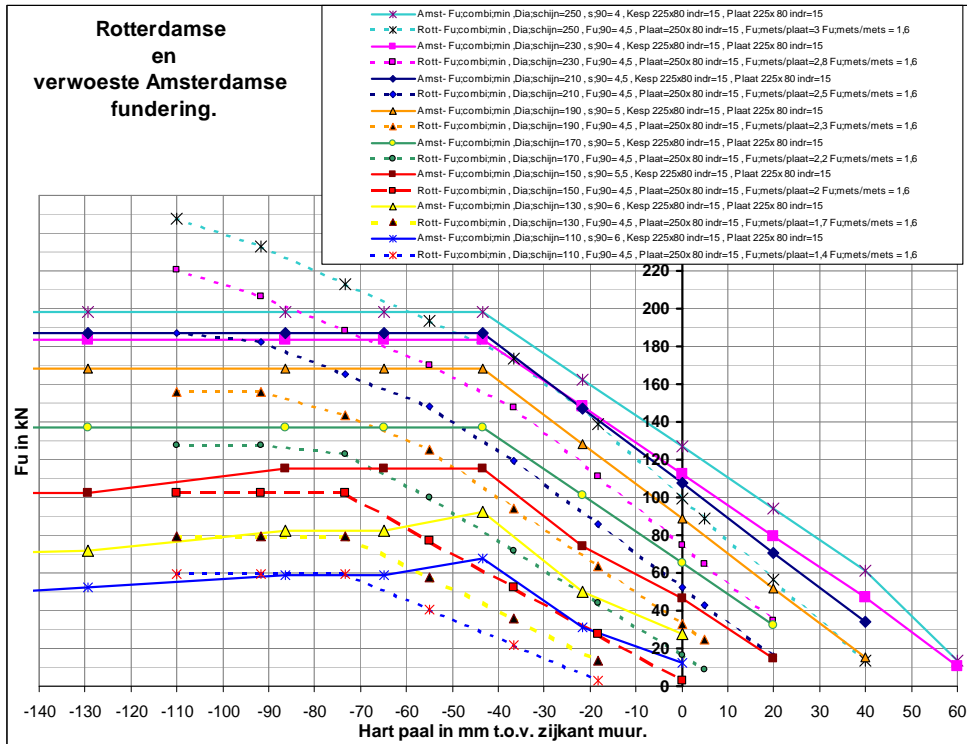


Ter plaatse van de aansluiting paal / plaat en muur moet de paalreactiekracht binnen de kern van de muur liggen.

De volgende grafieken geven voor diverse situaties het maximale rekendraagvermogen van de gebroken / verwoeste Amsterdamse en de Rotterdamse houten paalfunderingen weer.

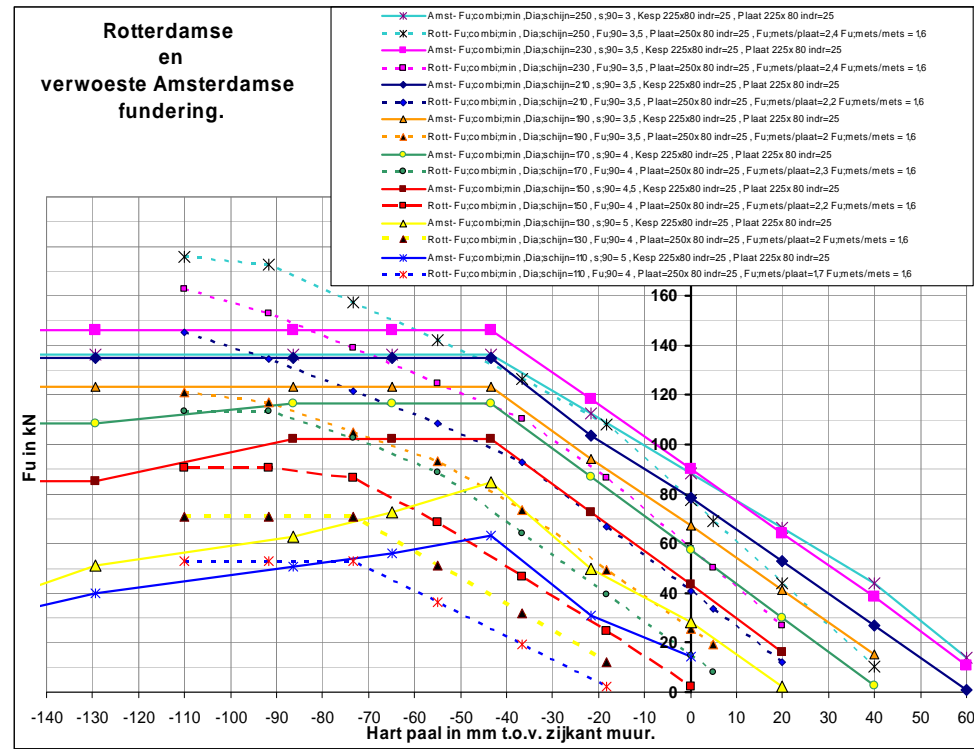
Hierbij speelt de nauwkeurigheid waarmee de paal ten opzichte van de zijkant muur is ingemeten een zeer grote rol. Staat de paal één centimeter meer onder de muur dan is het draagvermogen ca 15 kN hoger.

De nullijn in de grafieken is de zijkant muur (niet de vlijlaag) en rechts van de nullijn staat de paal met zijn hart er steeds verder buiten.



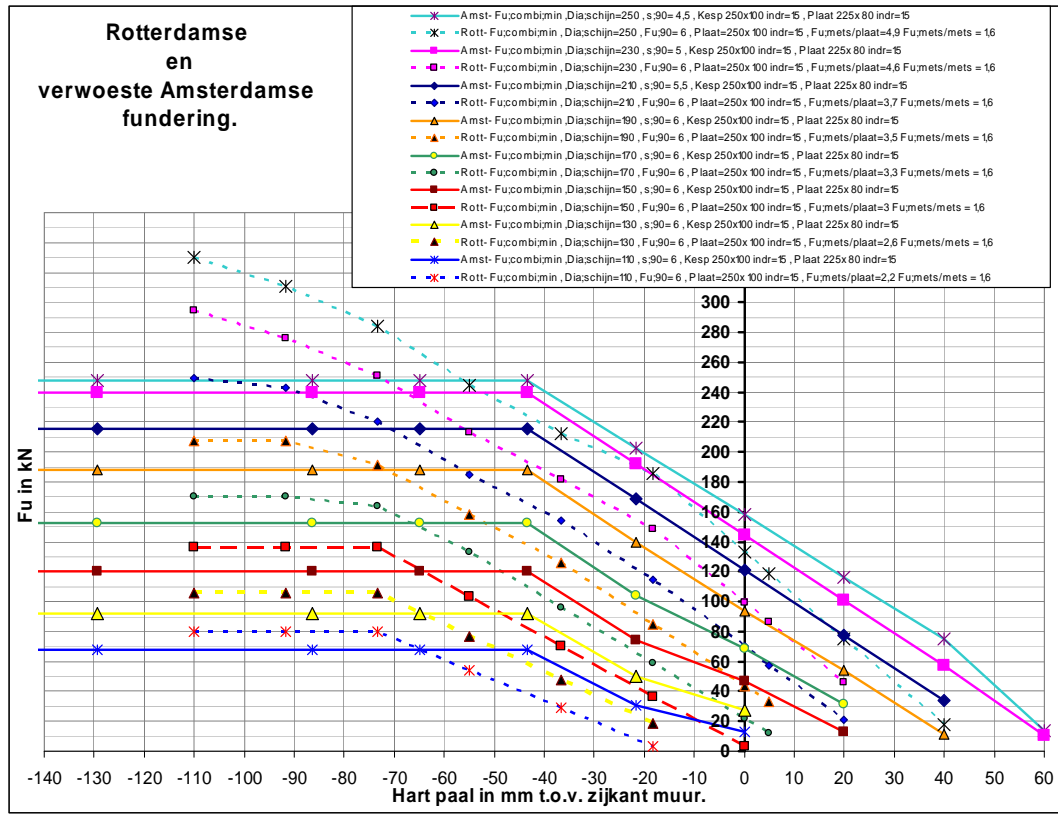
Bovenstaande grafiek is bij: kespen en platen van 225x80 en 15 mm indringing.

Grafiek hieronder idem bij 25 mm indringing van de keesp en plaat.

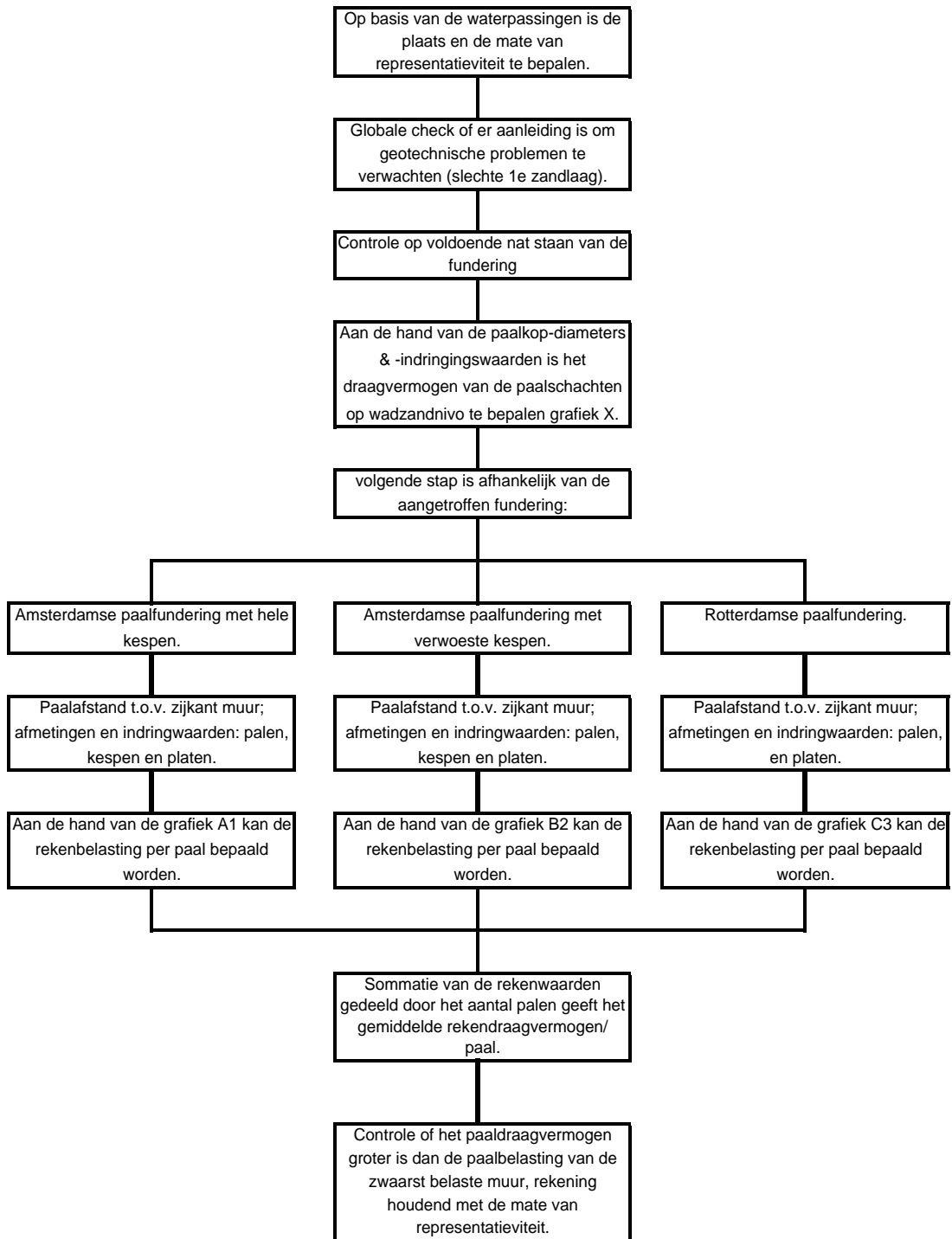


Links in de grafieken zijn de invloeden van de aantasting van het hout onder de muur zichtbaar.

Onderstaande grafiek is de Amsterdamse fundering een combinatie met kespen van 250x100 en indringing van 15 mm en platen van 225x80 en een indr 15 mm; de Rotterdamse fundering met een plaat van 250x100 en een indr 15 mm.



Stroomschema funderingbeoordeling via berekening.



Noot: Bij paalafwijkingen allemaal in een richting wordt het kritischer.