

Lining van rioleringen: statische berekeningen volgens de richtlijn ATV-M 127-2

Prof Dr.Ing. B. Falter, university of applied sciences, Münster. (D)

Vertaling: K. Michielsen, Keramo-Steinzeug (B)

Inleiding

Ten opzichte van de richtlijnen voor direct in de bodem ingebedde leidingen (In Duitsland betreft het de richtlijn ATV A127[1], in Frankrijk de Fascicule 70, in Nederland Cur n° 122 voor betonbuizen) vereist de richtlijn voor de statische berekening van linersystemen (kousrelining, u lining, buis in buislining...) voor de sanering van beschadigde riolen een grondig andere aanpak en berekeningsmethodiek. Onder meer zijn voor liners volgende parameters van belang:

- Toestand van de beschadigde leiding (vervormingen enz.);
- Materiaalkarakteristieken van de liner samenhangend met de uitharding (vorming van ringspleet enz.);
- Hoge drukspanningen door externe waterdruk in combinatie met de geringe wanddikte en de relatief lage elasticiteitsmodulus van de liner;
- De liggingcondities van de liner in de beschadigde leiding (aanwezigheid van scheuren, radiale en axiale verplaatsing enz.);
- Specifieke eigenschappen van de materialen waaruit de liner is opgebouwd (Elasticiteitsmodulus en buigtreksterkte op lange termijn)

Vragen in verband met de stabiliteit van saneringssystemen werden de afgelopen jaren uitgebreid in internationale fora en wereldwijd bediscussieerd, [2] tot [5], en om de mechanische draagkracht ervan na te gaan werden omvangrijke proeven uitgevoerd, [2], [4], [6], [12] en [18]. Aan de hand van het document „Merkblatt ATV-M 127-2“ [14] is het mogelijk om statische berekeningen op een voor liners adequate wijze uit te voeren en is het mogelijk controleberekeningen uit te voeren zoals dit in Duitsland in het document „Merkblatt ATV-M 143-3“ [13] geëist wordt.

1. Grondbeginselen voor de liner en de beschadigde leiding

1.1 Afgrenzing voor de toestandsbeschrijving van de beschadigde leiding.

Vooraf moet de beschrijving van de bouwkundige toestand van het riool onder meer volgende punten omvatten:

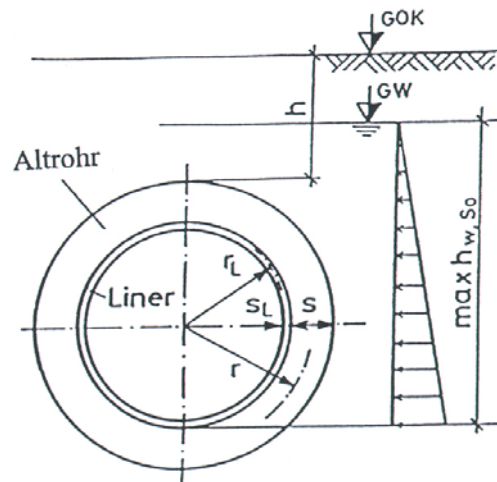
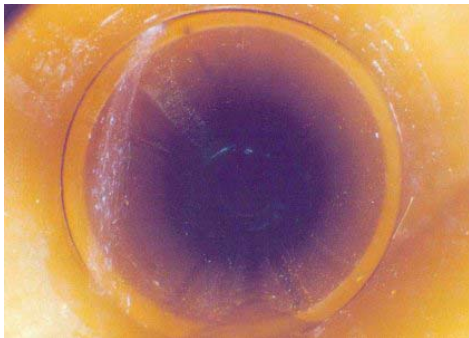
- informatie waarbij verschillende schadeposten in *statisch relevante gevallen* kunnen ondergebracht worden;
- specifieke uitspraken die extrapolaties toelaten hoe uiteindelijk de liner in het beschadigd riool zal ingebed liggen (vervormingen, ringspleet, verloop van barsten)
- informatie over wisselwerking bodem-buis (dragend of niet, karakteristieken van de beschadigde buis en van de bodem en voorzover deze info volgens de indeling in schadetypes

vereist is.

Bij gemetselde riolen is er bijkomende informatie nodig over de toestand van de voegen.

Het schadebeeld moet onder één van volgende drie gevallen geclassificeerd worden.

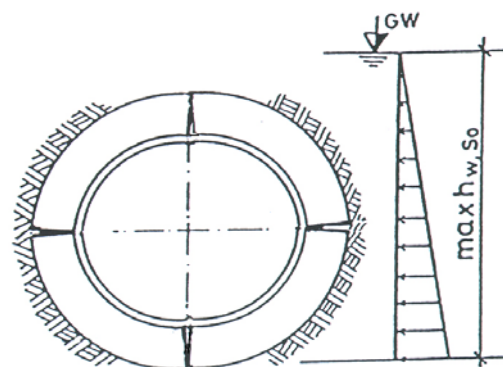
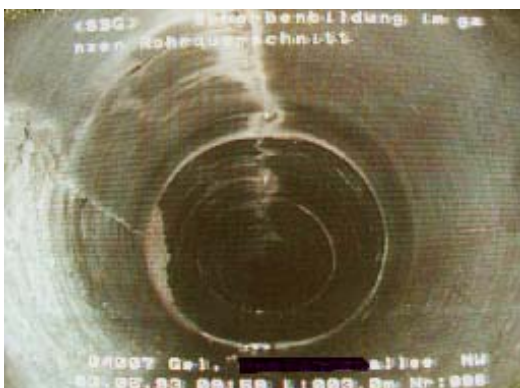
De **toestandsklasse I** is aanwezig wanneer de beschadigde buis op zich nog draagkrachtig is. Er is schade vastgesteld zoals bijv. erosie in de vloeizone, radiale verplaatsing, materiaalfouten, ondichtheid ter hoogte van de buiswand en verbinding doch geen barsten (behalve haarscheurtjes of scheurtjes enkel aan het buisoppervlak).



Figuur 1 : Toestandsklasse I: Beschadigde buis is nog draagkrachtig. Insijpelend grondwater

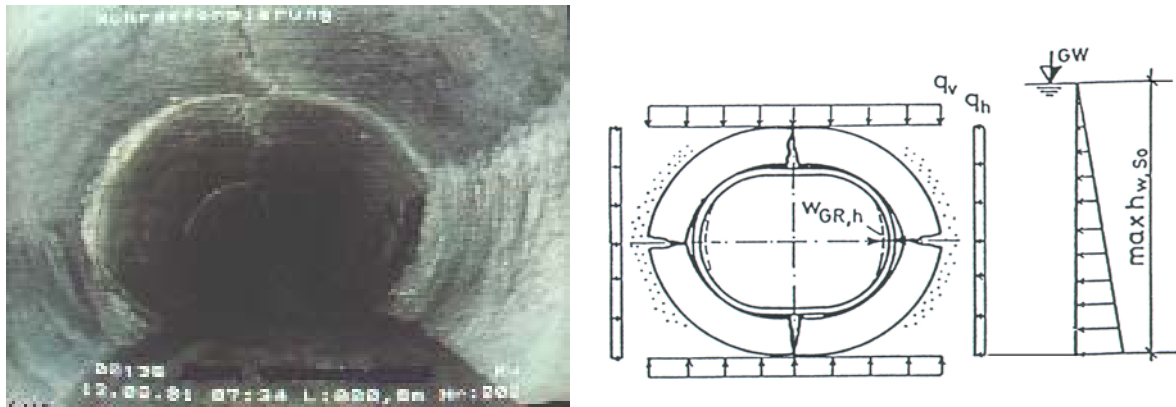
De **toestandsklasse II** is aanwezig wanneer de beschadigde buis nog draagkrachtig is. Schade is aanwezig in de vorm van langsbarsten waarbij tegelijk een geringe vervorming is opgetreden en waarbij ook aangetoond werd dat de zijdelingse bedding haar steunfunctie nog vervult. Van een voldoende draagkracht van de buis-bodemcombinatie kan worden uitgegaan o.m in volgende gevallen:

- de barsten zijn pas opgetreden bij of kort na de inbouw, waarbij een verdere nadelige beïnvloeding van de leidingszone kan worden uitgesloten;
- de vervorming van de buis werd over langere tijd gecontroleerd bijv. aan de hand van gipsreferentiepunten;
- er werd een bodemonderzoek verricht bijv. via een ramsondering en een op deze sondering gebaseerde berekening bijv. zoals aangehaald in bijlage A6 uit [14] werd uitgevoerd;



Figuur 2 Toestandsklasse II: bodem-buissysteem heeft voldoende draagkracht. Insijpelend grondwater

3) De **toestandsklasse III** is aanwezig wanneer het buis-bodemsysteem op lange termijn de nodige draagkracht niet meer kan verzekeren. De leiding vertoont een duidelijke vervorming. In tegenstelling tot de toestandsklassen I en II ondergaat de liner belastingen ten gevolge van bodem- en verkeerslasten. (q_v)



Figuur 3 Toestandsklasse III: Het buis-bodemsysteem is op lange termijn gezien niet meer draagkrachtig (Systeem met horizontale en verticale belastingen q_v , q_h en p_a . De vervormingen zijn in de tekening overdreven weergegeven.)

Wanneer tijdens de inspectie bijv. een voortschrijdende corrosie werd vastgesteld en dit als toestandsklasse I werd beschreven dan dient men toch uit te gaan van toestandsklasse II en eventueel zelfs III . Anderzijds is het belangrijk een correcte differentiatie te maken tussen toestand II en III, dit om economisch onrendabele oplossingen te vermijden, zeker wanneer een intact bodem-leidingsysteem nog aanwezig is en dit via statische controles kan aangetoond worden. Kan men de bodemeigenschappen in de leidingszone binnen enge grenzen definiëren bijv. via sonderingen dan kan men via berekeningen de stabiliteit van het leidings-bodemsysteem bepalen. (verdere info in . [5], [14] en [18]).

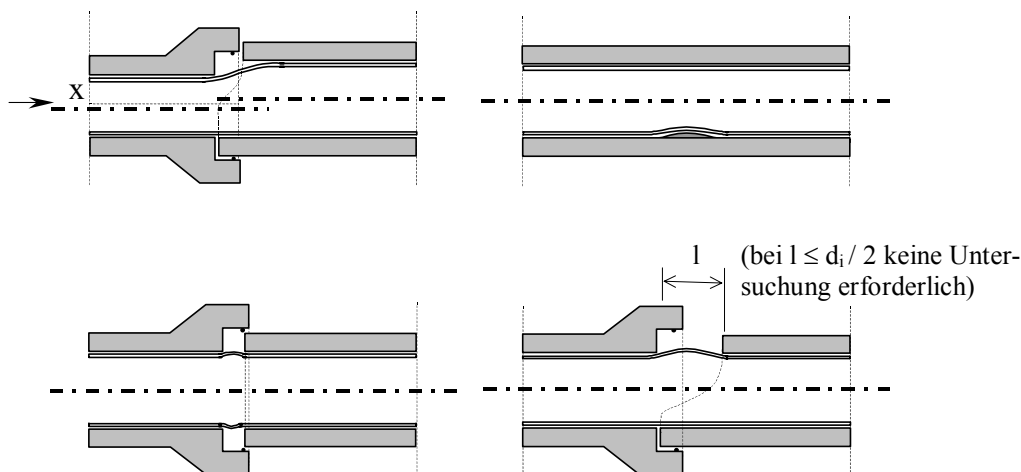


Fig. 4: bijkomende schadegevallen (asverschuiving, axiale verplaatsing, plaatselijke vervorming, scherven)

Bijkomende schadegevallen kan men terugvinden in fig. 4. Uit statisch oogpunt is er een principieel verschil tussen de schadetypes in respectievelijk fig. 4 en fig. 1 tot 3:

- Schades volgens figuur 4 zijn in de langsrichting (volgens de aslijn) begrenst. De bepalende lasttoestanden welke op de liner inwerken kunnen *driedimensionaal* en daardoor ook gunstiger worden opgevangen.

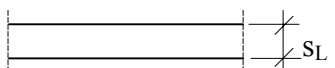
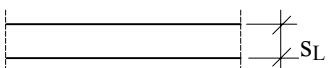
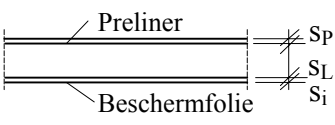
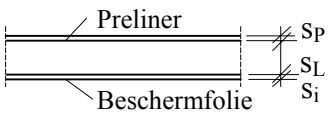
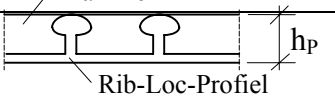
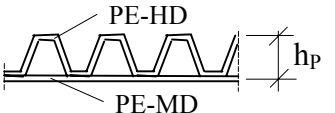
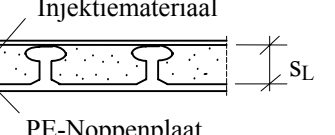
- Daarentegen vertonen schades volgens de figuren 1 tot 3 in de langsrichting een meer continu patroon, zodat lasten alleen over de omtrek, dus *tweedimensionaal*, kunnen opgevangen worden. Daarbij treden meestal hogere spanningen en geringere kniklasten op in vergelijking met leidingen met lokale schades. Deze spanningen zijn dan ook maatgevend voor de controles op draagkracht.

De hierna besproken theorie en praktijk heeft voornamelijk betrekking op de figuren 1 tot 3 waarbij *geen* ruimtelijk verdeelde draagkracht geldt.

1.2 wandopbouw en materiaalkenmerken van liners.

De doorsnede door een linerwand welke voor de statische berekening van belang is wordt als een snede volgens de lengteas in de tweede kolom van tabel 1 schematisch voorgesteld

Tab. 1 Doorsnede, wandopbouw en typische materiaaleigenschappen voor enkele liners (richtwaarden)

| Linertype | Doorsnede | E_L [N/mm ²] (50 jaar) | σ_{bz} [N/mm ²] (50 jaar) | Verdere info |
|--|---|--|--|---|
| HDPE-buis, U-Liner |  | 160 ¹⁾ | 14 | ATV-A 127, Tab. 3 |
| Omegaliner |  | ca. 400 | ca. 20 | materiaal: gemodificeerd PVC |
| Kousliner versterkt met synthetische vezels |  | ca. 1200 tot 1500 | ca. 20 | s_L = dragende wanddikte, niet homogeen |
| Glasvezel- versterkte kousliner |  | ca. 4000 tot 6000 | ca. 60 tot 80 respect.. $\epsilon_R \approx$ 1% | s_L = dragende wanddikte, niet homogeen |
| PVC- wikkelbuisliner |  | ca. 800 | < 50 | Gemodificeerd PVC; geprofileerde liner = dragend profiel |
| Gestructureerde wand (flexoren) |  | 160 ¹⁾ | 14 | geprofileerde HDPE-Liner = dragend profiel |
| Noppenbaan- liner |  | ca. 10.000 | ca. 9 ²⁾ | Injctiemateriaal = dragende laag, de PE banen zijn erin met noppen verankerd |

¹⁾ Kruipmodulus conform ATV-A 127, Tab. 3 voor 2 jaar

²⁾ moet worden bepaald aan de hand van een mortelstaal inclusief de noppen

Preliners of beschermingslagen, welke uit materialen bestaan met een kleinere E-Modulus of welke niet trekvast met het kernmateriaal verbonden zijn, mogen niet als bijkomende dragende structuur in aanmerking worden genomen in de berekeningen.

Voor een *geprofileerde wandopbouw* (bijv. bij wikkelbuis-, expandapipe- en flexorensysteem) zijn de bepalingen uit het werkblad ATV-A 127 [1], paragraaf 9.6, van toepassing waarbij duidelijk wordt gesteld dat de aanname van een „equivalente wanddikte“ in de spanningscontrole niet toelaatbaar is. Voor de controle op de spanningen in de lengterichting moet men beschikken over de waarden die betrekking hebben op de detaillering van de geprofileerde wandsectie nl. A_P , A_Q , I_P , W_a und W_i . De profielversterkingen moeten bijkomend op schuifspanning in de berekeningen worden gecontroleerd.

Bij de *Noppenbaanlining* vormt de geïnjecteerde massa (speciaal opvulmateriaal) de dragende laag. Daar de noppen van de PE banen zelf in de injectiemassa punctuele caviteiten vormen, moeten in de controleberekeningen netto dwarssectiewaarden worden gehanteerd.

De wandopbouw van *glasvezelversterkte kunststoffliners* is niet homogeen, de stijfheid is bovendien van de locatie in de wandsectie en de hoeveelheid glasvezelversterking afhankelijk. Zoals dit het geval is voor nieuw geplaatste buizen worden ook op GVP liners ringstijfheidstesten uitgevoerd en uit de gemeten buisstijfheid kan dan een effectieve E-Modulus worden bepaald.

Daar bij de *kousmethoden* de uiteindelijke vorm en materiaalverdeling over de lineromtrek pas na het uitharden tot stand komt, zijn er testen noodzakelijk met betrekking tot de bereikte wanddikte. Ook afwijkingen van de wanddikte moeten in rekening gebracht worden en er moeten vaststellingen worden verricht met betrekking tot de gelijkmatigheid van de harsverdeling in het kader van de kwaliteitsbewaking. Verder moet de door de weefnaad veroorzaakte heterogeniteit op een toepasselijke wijze gecontroleerd worden. Zwakke punten, die zich voordoen op de plaatsen waar de maximale spanningen zich kunnen voordoen moeten opgeheven worden.

Op kunststoffen versterkt met synthetische vezels of glasvezels is het gebruikelijk om ringstijfheidstesten gedurende 10.000 uren uit te voeren en worden de resultaten in een dubbellogaritmische schaal naar 50 jaar geëxtrapoleerd.

De waarde van de druksterkte σ_D van de materialen mag in de berekeningen nooit hoger zijn dan de buigtreksterkte σ_{bZ} uit tabel 1 tenzij anders aangetoond kan worden via testen.

2. Theoretische uitgangspunten, knik en doorslagtesten

2.1 belastingsgevallen, respectievelijk beïnvloedende factoren

2.1.1 Toestandsklasse I en II

Bij de sanering van een ondicht, maar statisch intact bodem-leidingssysteem (toestandsklasse I en II) met een liner komen volgende invloeden voor:

- Waterdruk van buiten p_a tussen beschadigde leiding en de liner (zie fig. 1 en 2)
- eventueel eigen gewicht (bij grotere diameters)
- eventueel watervulling p_w
- eventueel warmte-inwerking $\Delta\theta$ waarbij men twee gevallen onderscheidt:
 $\Delta\theta < 0 \rightarrow$ vergroting van de ringvormige tussenruimte (zie paragraaf 2.3)
 $\Delta\theta > 0 \rightarrow$ verhoging van de drukkracht in de linerwand
- eventueel inwendige onderdruk $p_i < 0$ of overdruk $p_i > 0$

Het maatgevende belastingsgeval is meestal de waterdruk van buiten uit p_a . De belastingen uit het eigen gewicht van de linerwand zelf zijn pas bij grotere diameters van belang. Het

belastingsgeval $p_i > 0$ (binnendruk) is meestal slechts voor drukleidingen van belang. Bij dergelijke leidingen kunnen inwendige onderdrukken ten gevolge van het waterslagfenomeen in combinatie met uitwendige waterdrukken maatgevend zijn.

2.1.2 Toestandklasse III

Wanneer een toestandklasse III zich voordoet zijn nog bijkomende factoren van belang. (zie figuur 3):

- Grondlasten p_E
- Verkeerslasten p_V

Deze lasten kunnen o.m berekend worden volgens het werkblad ATV-A 127 [1]. De grondlast $p_E = \gamma_B \cdot h$ kan eventueel, overeenkomstig het „Merkblatt M 127-2“, tot op 75% verminderd worden omdat de beschadigde buis zich, zoals een flexibele buis, vervormd heeft en daardoor deels een lastverplaatsing naar de zijdelingse omhulling induceert. Anderzijds kan men echter niet uitsluiten dat door het openen van een sleuf in de nabijheid van de leiding weer de volle grondlast op de leiding geactiveerd wordt. Verkeersbelastingen werken in op het complete systeem inclusief de liner.

2.2 Stabiliteitsberekening

Omdat de beschadigde leiding helemaal niet exact rond meer is moeten lokale en globale afwijkingen op rondheid als onvolkomenheden in de berekening opgenomen worden (zie figuur 5a, b). Bovendien kan er tussen de liner en de beschadigde leiding een ringvormige holle ruimte (ringspleet) ontstaan (zie fig. 5c), welke veroorzaakt kan zijn door krimp bij de uitharding van het hars of door het feit dat de liner niet volledig tegen de leidingwand werd aangebracht.¹

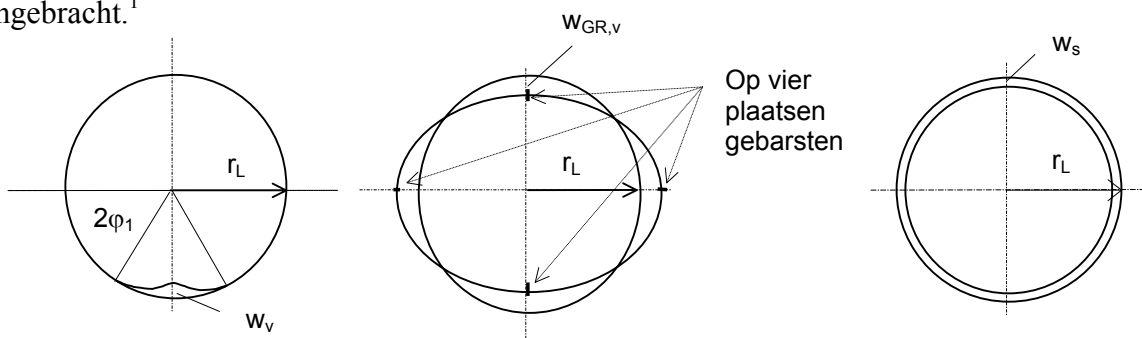


Fig. 5 Typische onvolkomenheden van een liner (overdreven voorstelling)

a) lokale voorvervorming b) Voorvervorming in de scharnierpunten (ovalisatie) c) ringspleet

In Tabel 2 is weergegeven tot welke waarden men deze onvolkomenheden in rekening dient te brengen.

¹ Basis voor de rekenmethodiek voor de stabiliteitscontrole ten aanzien van waterdruk van buitenuit p_a bij de toestandklasse I en II (eventueel ook III) is de star ingebodde ringsectie met onvolkomenheden; het zogenaamde „Buis-in buis probleem“. Daar meestal grote drukkrachten in de linerwand ontstaan bij geringe wanddiktes en kunststoffen gekarakteriseerd worden door lage E-modulus waarden op lange termijn wordt het complete systeem als een *niet lineair kontaktdrukprobleem* berekend.

Tabel 2 Onvolkomenheden conform de richtlijn ATV-M 127-2 [14]

| Onvolkomenheden volgens figuur 5 | | kousmethode | voorvervormde en terug in vorm gebrachte liners (U...) |
|----------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|--|
| a) lokale voorvervorming | $w_v/r_L \cdot 100 \%$ | $0,5 \% + 1,5 \%^2 = 2 \%$ | |
| b) Ovalisatie | $w_{GR,v}/r_L \cdot 100 \%$ | Toestandsklasse II + III: $\geq 3 \%$ | |
| c) ringspleet | $w_s/r_L \cdot 100 \%$ | 0,5 % | 2 % |

Voor wat de invloed betreft van de onvolkomenheden volgens de figuren 5a-c op de kritische doorslaglast krit p_a werden in de publicaties [5] en [19] factoren berekend. Uit de grafieken van de figuren 6a-d kan men deze afleiden.

- Factor κ_v voor de plaatselijke voorvervorming w_v bij toestandsklasse I tot III
- Factor $\kappa_{GR,v}$ voor de voorvervorming in de scharnierpunten (ovalisatie) $w_{GR,v}$ bij toestandsklasse II en III
- Factor κ_s voor de ringspleet w_s bij toestandsklasse I tot III

Men dient zich ervan bewust te zijn dat verschillende van deze grafieken niet enkel van de amplitude van de voorvervorming maar ook van de straal- wanddikteverhouding afhankelijk zijn. Uit deze grafieken blijkt dat de reductiefactoren die moeten toegepast worden belangrijker worden voor zeer dunwandige liners bij gelijkblijvende voorvervormingen.

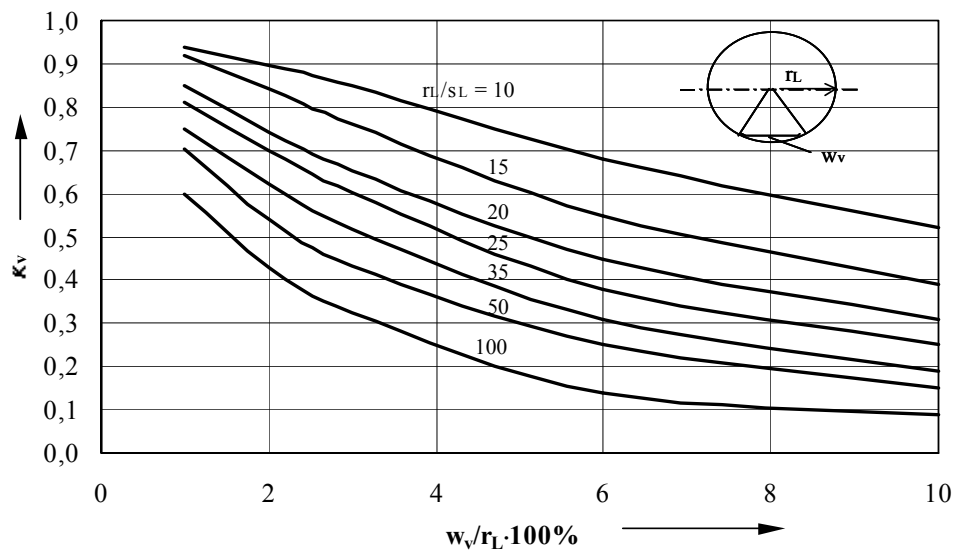


Fig. 6a Reductiefactoren κ_v voor lokale voorvervormingen

² Aandeel in structurele en geometrische onvolkomenheid: het geometrische aandeel van 1,5 % mag, zo men voldoende correcte gegevens erover heeft tot 0,5 % worden gereduceerd. (som: $\geq 1 \%$).

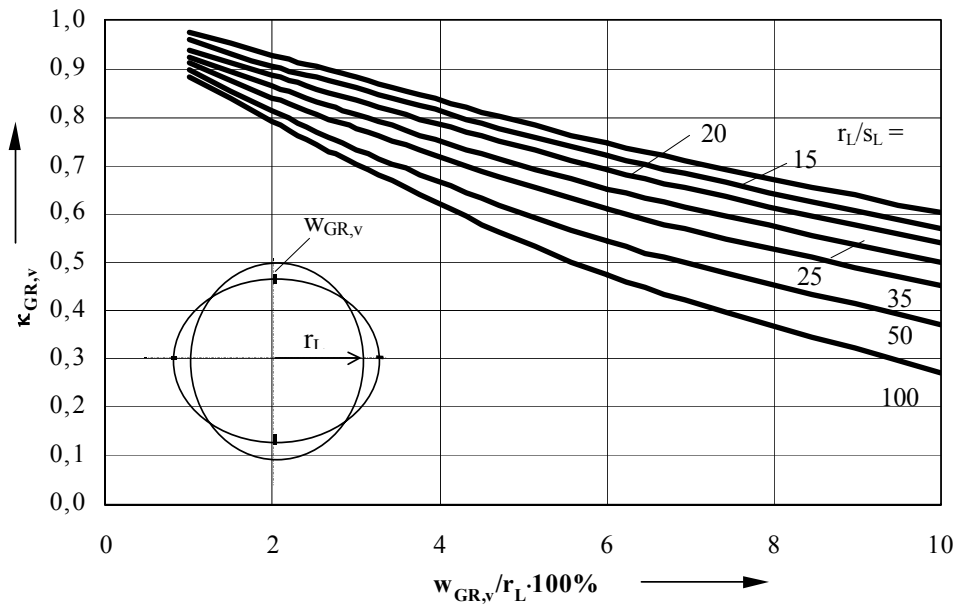


Fig. 6b Reductiefactor $\kappa_{GR,v}$ voor globale voorvervorming (ovalisatie)

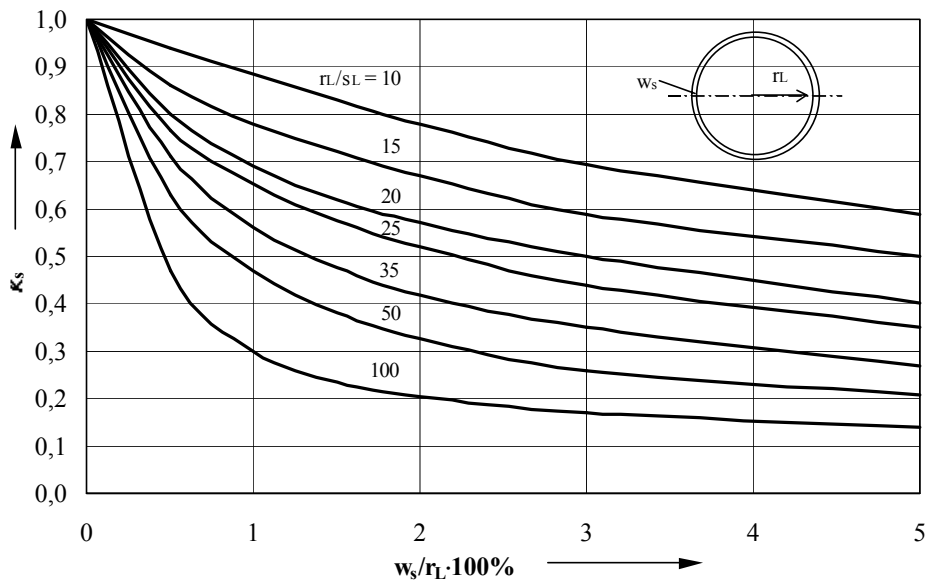


Fig 6c reductiefactor κ_s voor spleetvorming

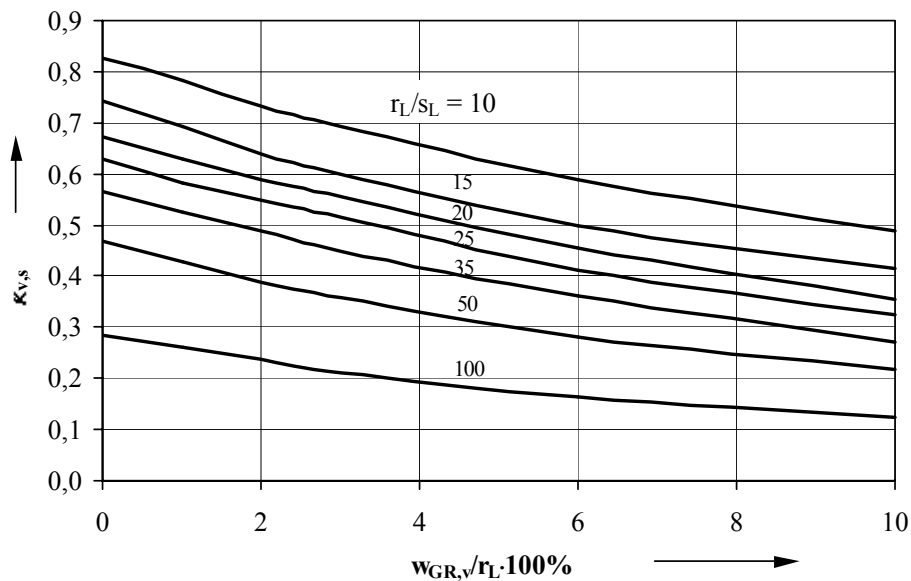


Fig 6d samengestelde reductiefactor voor $\kappa_{GR,v}$ voor globale voorvervorming (Ovalisatie) bij 2% plaatselijke voorvervorming en ringspleet van 0,5%

Voor het elastische doorslaggedrag van een onvolkomen liner is daarom de volgende benaderende vergelijking van toepassing:

$$\text{krit } p_a = \kappa_{v,s} \cdot 2,62 \cdot \left(\frac{r_L}{s_L} \right)^{0,8} \cdot S_L \quad (1)$$

met $\kappa_{v,s} \cong \kappa_v \cdot \kappa_{GR,v} \cdot \kappa_s$ = samengestelde reductiefactor voor voorvervorming en ringspleet (onvolkomenheden)

$$S_L = \frac{(EI)_L}{r_L^3} \quad = \text{buisstijfheid van de liner met eender welke wandopbouw}$$

respectievelijk.
$$S_L = \frac{E_L}{12} \cdot \left(\frac{s_L}{r_L} \right)^3 = \text{Buisstijfheid van liner met gladde wand.}$$

De vergelijking. (1) wordt in de publicatie [10] voor liners zonder onvolkomenheden afgeleid. Bij vergelijking (1) behoort een ééngolvige knikvorm: bij een enkelvoudige knik wijkt de liner uit naar binnen, zie fig. 10a en 11a. Wanneer de waterdruk gedurende het knikgebeuren niet afneemt kan de knikfiguur tot tegen de tegenoverliggende rioolwand uitslaan: zie paragraaf 3.3.

Liners die afwijken van het ronde profiel zoals ei, hoefijzer, muil... worden in het Merkblatt ATV-M 127-2 volgens hun basisprincipes behandeld doch ervoor zijn erin geen grafieken uitgewerkt. Er gelden hiervoor andere faalmechanismen in vergelijking met deze met ronde vorm. zie [17].

2.3 Controleberekening op spanning in toestandklasse I en II

Worden onvolkomenheden groter dan nemen ook de buigmomenten en buigspanningen toe gelijklopend met de spanningen uit de normaalkrachten. Hierdoor is het mogelijk, vooral bij ongunstige materiaalsterkte dat - vooraleer de kritische last wordt bereikt - de randvezels van de liner het begeven. Dit betekent dat ook een controleberekening op spanning moet gebeuren.

In het Merkblatt M 127-2 [14] zijn tabellen opgenomen met coëfficiënten m_{pa} en n_{pa} (toestandklasse I en II) evenals m_q en n_q (toestandklasse III) voor de bepaling van de inwendige krachten, zie figuur 7. De hiervoor noodzakelijke niet lineaire berekening leidt tot een gekromd verloop in de grafiek van de buigmomentcoëfficiënten, ze zijn dus afhankelijk van de belasting en de geometrie. Komt de waterbuitendruk p_a in de buurt van de doorslaglast krit p_a , dan verhogen de coëfficiënten m_{pa} onevenredig groot. Dit geldt bijv. in figuur 7 voor de wanddikte $s_L = 7,5$ mm bij waterhoogtes $h_w > 4$ m. (= waterhoogte vanaf onderkant liner tot grondwaterpeil)

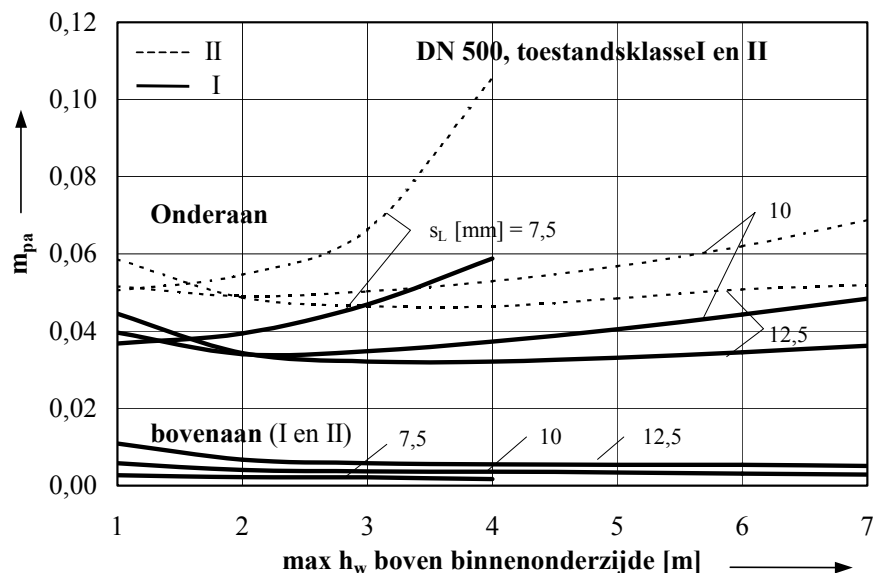


Fig. 7 m_{pa} -coëfficiënten voor een kousliner DN 500, toestandklasse I en II ($E_L = 1800 \text{ N/mm}^2$, lokale voorvervorming $w_v = 2\%$ van r_L aan de binnenonderzijde met een verbreidingshoek van 40° ; spleetwijdte: $w_s = 1\%$ van r_L ; toestandklasse II, Ovalisatie: $w_{GR,v} = 3\%$ van r_L)

Door de niet lineaire controleberekening wordt aldus een controle op de stabiliteitsgrens mogelijk, wanneer namelijk een dergelijke berekening met γ -aantal belastingen uitgevoerd wordt en deze samen met de onvolkomenheden met betrekking tot de vorm aan het systeem toegevoegd worden. (is vergelijkbaar met de in internationale normen voorziene stabiliteitscontrole zoals bijv. EC 3 – voor de staalbouw).

Voor de *normaalkrachtcoëfficiënt* n_{pa} kan bij de controle op de drukspanningen n_{pa} gelijk gesteld worden aan -1,10 en dit aan de veilige kant, evenzo voor de controle op de trekspanningen kan n_{pa} gelijk gesteld worden aan -0,80.

De inwendige krachtcomponenten (normaallasten en buigmomenten) kunnen met de coëfficiënten uit het werkblad „Arbeitsblatt ATV-A 127“ bepaald worden. In het geval van waterbuitendruk p_a neemt dit volgende vorm aan:

$$M_{pa} = m_{pa} \cdot p_a \cdot r_L^2 \quad (2a)$$

$$N_{pa} = n_{pa} \cdot p_a \cdot r_L \quad (2b)$$

Uit deze inwendige krachtcomponenten worden zoals gebruikelijk de randvezelspanningen van de liner berekend:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \alpha_k \cdot \frac{M}{W} \quad (3)$$

Met behulp van de waarde van de buigtreksterkte van het materiaal σ_{bz} wordt dan de controleberekening op de spanning doorgevoerd:

$$\gamma = \frac{\sigma_{bz}}{\sigma} \geq \text{vereiste } \gamma = 2,0$$

Is de toestand van het riool en de kwaliteit van de saneringsuitvoering (bijv. met zijn onvolkomenheden) afdoende bekend dan volstaat de internationaal gebruikelijke globale veiligheidscoëfficiënt van 2,0. [14].

2.4 controleberekening op spanning voor de toestandklasse III

Voor de berekening van het in figuur 3 weergegeven dragend vermogen voor de toestandklasse III zijn er verschillende benaderingen mogelijk waarin het systeem van liner-beschadigde buis- bodem op verschillende wijzen beschreven wordt, zie . [3] en [7].

Volgende beide benaderingen zijn mogelijk:

- Deelcontinuum-model K_T (geen bedding in de omgeving van de kruin en de buisonderkant) evenals
- Volcontinuum-model K_V (volledige bedding).

Analoog met de benadering in de tunnelbouw [9] wordt in [14] voor de aanvulling met bodemmateriaal een hoogte $h = 3 \cdot d_a$ als toepassingsgrens aanzien in het model K_V . Als minimum dekking geldt $h \geq 1\text{m}$.

In tegenstelling tot de toestandklasse I of II moet men bij de toestandklasse III ook de bodemkarakteristieken opgeven zoals de vervormingsmodulus E_2 van de bodem naast de buis. Heeft men geen informatie over de leidingszone dan moet men de E_2 waarde inschatten aan de veilige kant. Bij leidingen die in de lengterichting gebarsten zijn leveren de vervormingen δ_v bepaalde aanwijzingen voor de E_2 waarde, eventueel kan E_2 zelfs uit δ_v berekend worden, zie bijlage A6 in [14].

Voor de berekening van de complexe wisselwerking tussen liner, gebarsten leiding en bodem betekent een eindige elementenmethode een bruikbaar instrument. Figuur 8a toont de opdeling van een kwartring, bij afwezigheid van grondwater. Dan is er immers een dubbele symmetrie t.o.v. de x en y as aanwezig en kan worden volstaan met een berekening van $\frac{1}{4}$ ring.

Erg belangrijk is een goed afgestemde vastlegging van de waarde van de excentriciteit e_G van de geïdealiseerde scharnieren in kruin, aan zijkant en aan de buisonderkant, immers door een $e_G > 0$ wordt de middellijn van de beschadigde buis uitgedeind en daardoor verminderen de belastingen op de liner [7]. Voor e_G kan men waarden inzetten gaande van 0,25-s tot 0,40-s ,

doch bij leidingen waarbij sterke corrosie of afbladering is opgetreden zal men de waarde van $e_G = 0$ stellen.

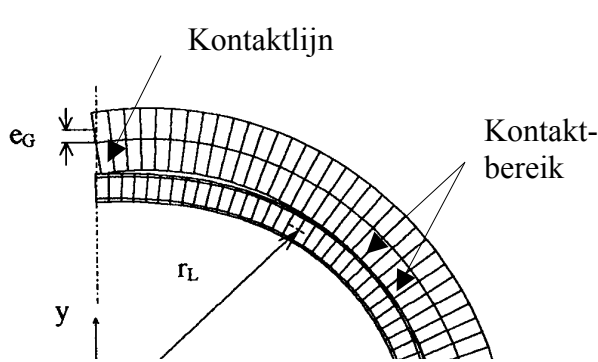


Fig 8a Berekening van de toestandklasse III met de eindige elementenmethode
 Opdeling als ¼-ring, vervormde structuur (beschadigde buis met liner)

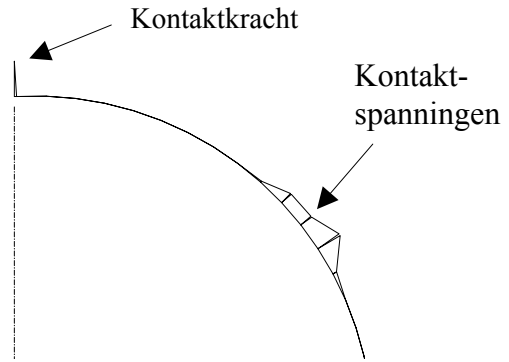


Fig. 8b Berekening van de toestandklasse III met balkelementen,
 Opdeling als ¼-Ring, Kontaktspanningen tussen beschadigde buis en liner

Het Merkblatt ATV-M 127-2 [14] bevat ook voor de toestandklasse III grafieken voor de inwendige krachtencoefficienten m_q en n_q , overeenkomstig fig. 9a, b. Zo kunnen de momenten en normaalkrachten uit verkeer en bodemlasten als volgt uitgedrukt worden

$$M_q = m_q \cdot q_v \cdot r_L^2 \quad (4a)$$

$$N_q = n_q \cdot q_v \cdot r_L \quad (4b)$$

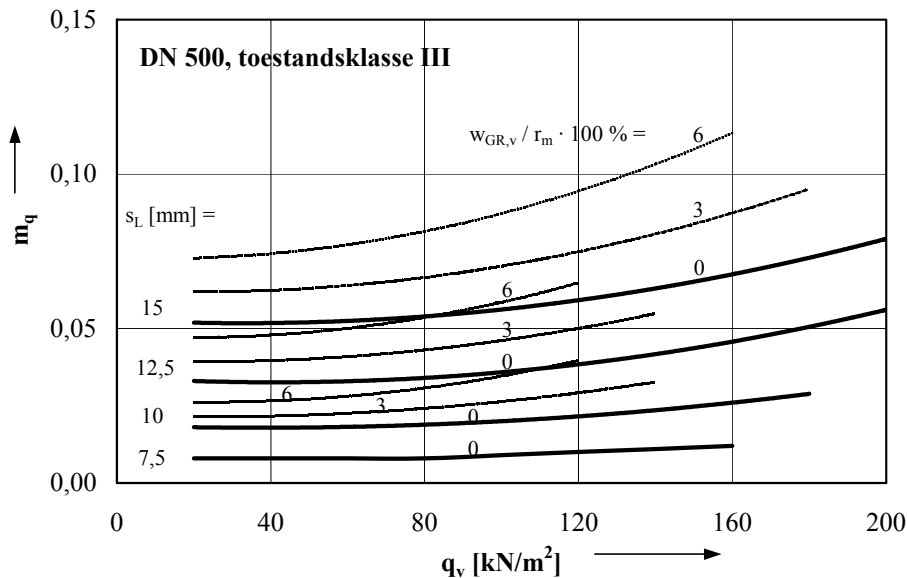


Fig. 9a buigmomentcoëfficiënten m_q voor een kousliner DN 500, $E_L = 2000 \text{ N/mm}^2$, toestandklasse III, excentriciteit van de scharnieren $e_G = 0,25 \cdot s$, horizontale beddingstijfheid van de bodem $S_{Bh} = 5 \text{ N/mm}^2$, $K_2' = 0,2$

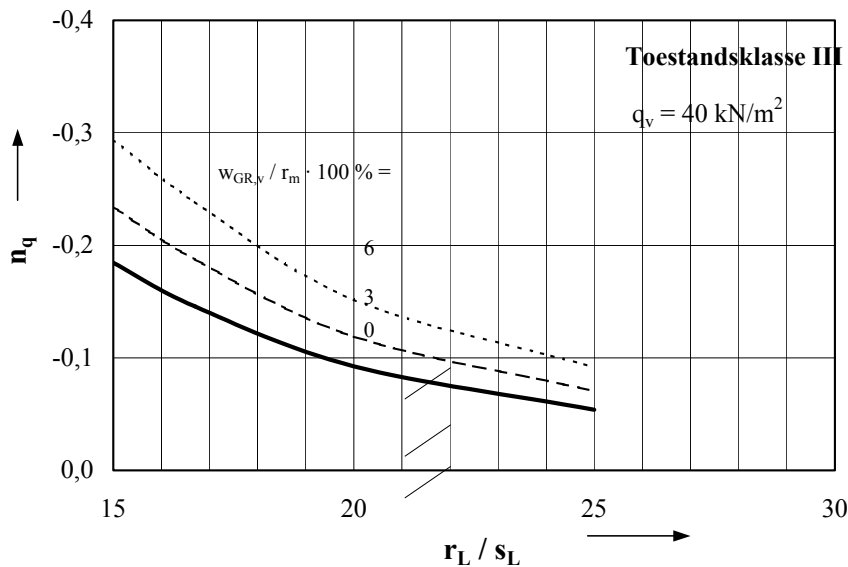


fig 9b Normalkrachtcoëfficiënten n_q voor kousliners tot $r_L/s_L = 25$, $E_L = 2000 \text{ N/mm}^2$, toestandklasse III, $q_v = 40 \text{ kN/m}^2$, excentriciteit van de scharnierpunten $e_G = 0,25 \cdot s$, horizontale beddingstijfheid van de bodem $S_{Bh} = 5 \text{ N/mm}^2$, $K_2' = 0,2$

De normaalkrachtfactor n_q volgens fig. 9b geeft het aandeel weer van de verticale totale drukkracht welke de liner opneemt. Wat overblijft namelijk $1 - |n_q|$ moet verder in de scharnierlijnen aan de zijkant van de buis worden overgedragen. Is het noodzakelijk om het systeem door een liner star te maken dan kan dit gebeuren door een vergroting van het aandeel van de liner in de krachtenoverdracht n_q (=grotere wanddikte van de liner s_L).

De grafieken 9a, b zijn opgesteld voor een verticale bodemspanningsverhouding horizontaal t.o.v. verticaal $K_2' = q_h / q_v = 0,2$. Gebruikt men een computerprogramma [20] dan kan men hierbij verder in detail gaan en valt deze beperking weg.

3. Testen met betrekking tot de stabiliteit van saneringsmethodes.

3.1 Korte termijn kniktesten op kousliners

Ten einde de theoretische benadering verder te onderbouwen werden, uit de literatuur of onderzoeksberichten gekende testen beoordeeld op een uniforme basis, daaronder ook de omvangrijke korte termijn testen op kousliners [4] en de conclusies hieruit. [8]

Als voorbeeld is in figuur 10a, b de knikfiguur van een kousliner weergegeven onder waterbuitendrukbelasting evenals de theoretisch berekende buiglijn kort voor het in elkaar klappen van de liner.

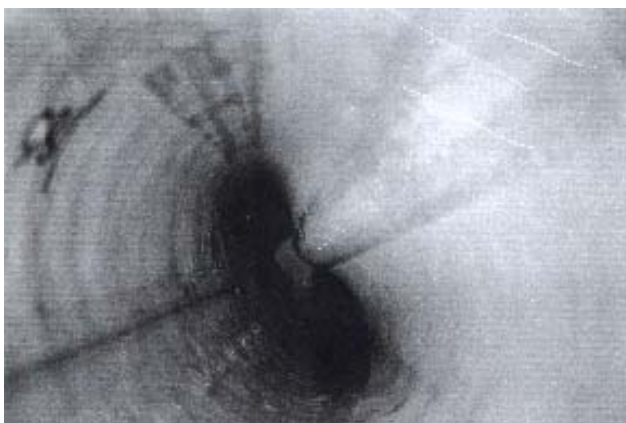


fig 10a korte termijn kniktest van Wagner op een kousliner

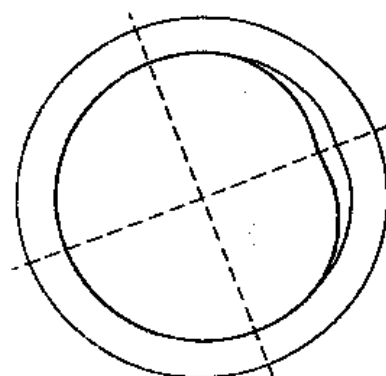


fig 10b buiglijn van de kousliner kort voor in elkaar klappen;

Uit de vervormde structuur in fig 10a kan men afleiden dat de inwendige vezels, bij de maximum knik, hoge rekspanningen ondervinden.

3.2 Lange termijn kniktesten op kousliners.

In literatuurverwijzing [6] kan men testen terugvinden uit de Louisiana Tech University in Ruston, USA met betrekking tot lange termijn buitendruktesten op zes verschillende kousliners over een tijdsduur van meer dan 10.000 uren. De resultaten van een testserie op liners met opschrift „Insituform Standard“ worden in figuur 11b als verhouding $p_{\text{test}} / \text{krit } p_{a,v,s}$ weergegeven. Zo een testresultaat boven de met vergelijking. (1) berekende doorslaglast ligt, wordt de test *boven* de horizontale as 1,0 weergegeven. Het gemiddelde uit 33 testen bedraagt 1,36. De 5%-fraktielwaarde bedraagt 0,95.



fig 11a lange termijn kniktest uit USA op een kousliner

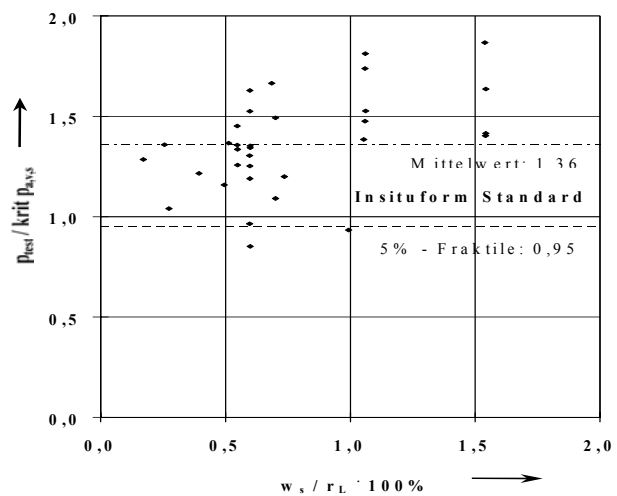


fig 11b weergave van de lange termijn resultaten op 33 Insituform standaard kousliners volgens [6] en [8]

3.3 Kniktesten op opnieuw in ronde sectie gevormde HDPE liners (Toestandsklasse I en II)

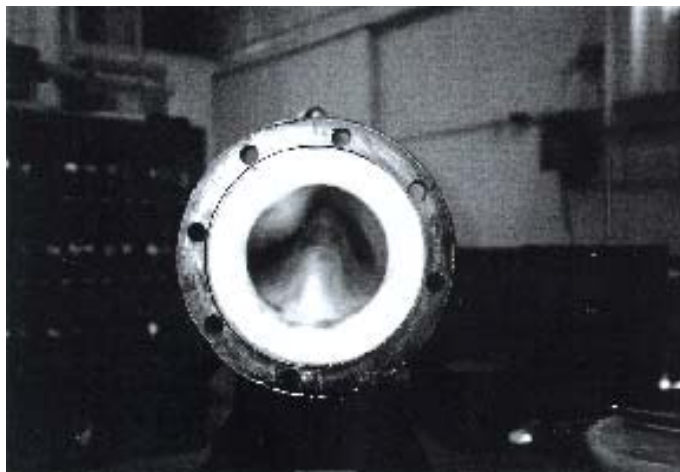


fig. 12 korte termijn kniktest op een HDPE liner DN 200, gemiddelde wanddikte 11,75 mm, max. wanddikteverschil 4,6 mm, buislengte 2,13 m [11]

Bron [11] vermeldt in de USA uitgevoerde korte termijn testen op geherprofileerde (U...) liners uit HDPE materiaal inclusief beoordeling van de testresultaten. Figuur 12 toont duidelijk de gevolgen van het inklappen van een leiding, de leiding komt namelijk totaal dicht te zitten.!

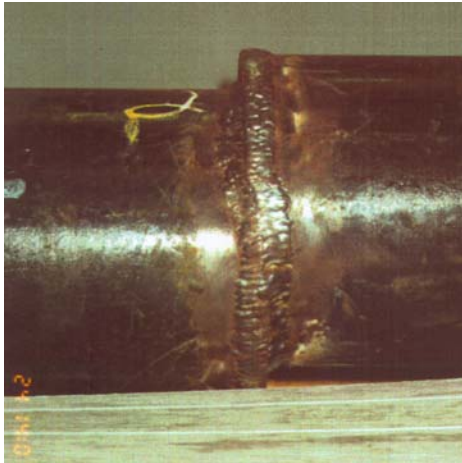


Fig 13a Stalen buis met een bodemsprong van 25 mm. Kniktest met een U liner [12]

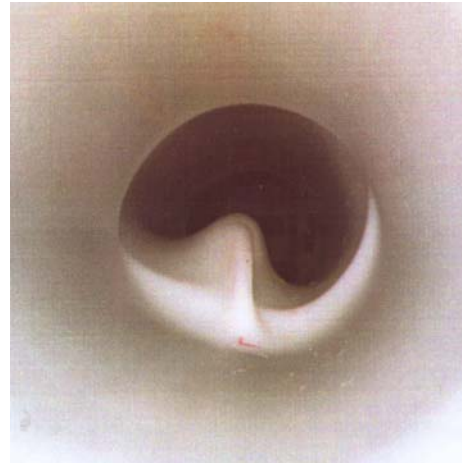


fig 13b primaire knik in een diameterversnauwing, knik in achteraan liggend deel [12]

De doelstelling van de kruip-kniktesten in [12] is het onderzoek naar het gedrag in de tijd (tijdsduur ongeveer 200 uur) bij een constante buitendruk zie fig.13a. Voor de testen met HDPE is het zeer belangrijk de materiaalspanning evenals de aangehouden binnendruktest (langere termijn test) in de tijd constant te houden en *het tijdstip van het inklappen* nauwkeurig te registreren.

Verder wenste men de effecten te onderzoeken van een bodemsprong aan de hand van een 25 mm radiale verplaatsing. Daarbij wordt eerst een primaire knik vastgesteld ter hoogte van de diameterversnauwing onmiddellijk na het omvormen van het U profiel in een O profiel en een secundaire, echter belangrijker knik bij het bereiken van de kniklast. Zie fig.13b.

De kniklasten uit de testen stemmen goed met de theoretische waarden overeen, voor de bodemsprong – dus voor de plaatselijk begrensde voorvorming - zijn de experimentele kniklasten zelfs iets groter dan de berekende.

3.4 Kniktesten op eiprofielen 300/450 uit HDPE (korte buislining)

In het kader van een omvangrijk testproject met de afkorting ASSUR [18] werd het tijdsafhankelijk knikgedrag van een eivormige HDPE-liner onder waterbuitendruk als duurproef getest. Fig 14a toont de proefopstelling voor 10 kleinere testen en de aan de linkerzijde na 2 uur optredende knik onder buitendruk. De buiglijn stemt goed met de theoretisch berekende vorm overeen, zie figuur 14b.

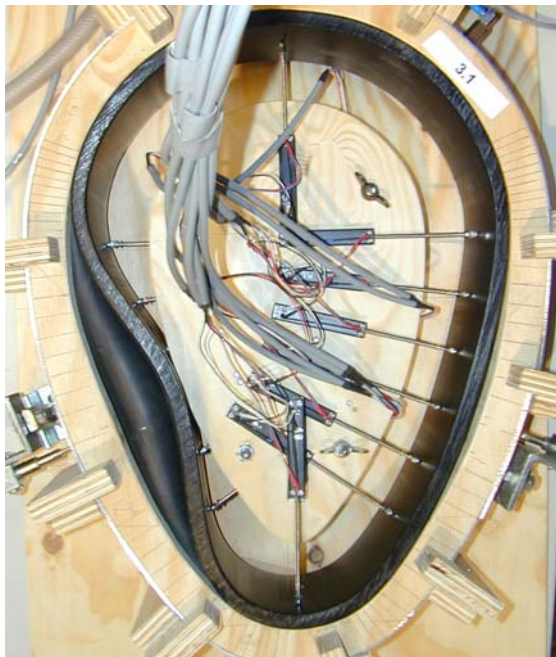


fig 14a kniktest op een 110 mm lange
HDPE liner in een lange duurtest
(Foto: IFES Hochschule Bremen)

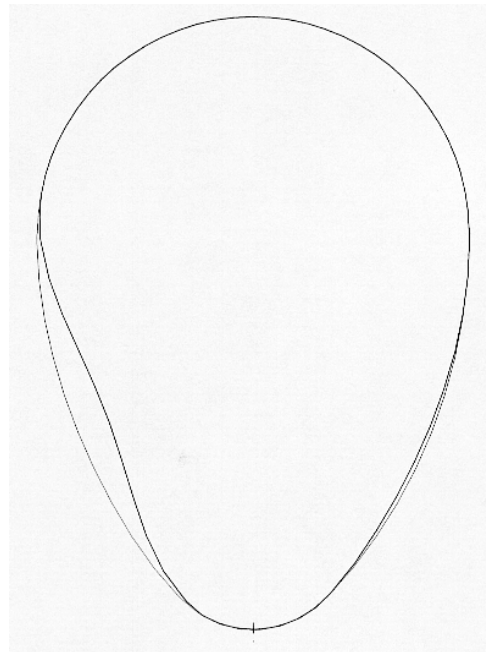


Fig 14b berekende vervorming

In figuur 15a is de testopstelling te zien voor een 2,2 m lang buiselement (buis in buis systeem) in een betonbuis met voet EF-M 400/600. De Liner werd voor het opvullen van de tussenruimte met een „Dämmer“ (opvulmateriaal) tot op ongeveer 50°C verwarmd om een precies gekende ringspleet te veroorzaken.

Ook in dit geval volgt na aanbrengen van de buitendruk een falen aan één zijde nl. ter hoogte van het vlakke deel van de buis. Wegens de randcondities strekt de knik zich echter slechts over een deel van de lengte uit, zoals voorafgaande berekeningen om de testlengte vast te leggen reeds hadden aangetoond. De storingen die van de randen uitgaan vervalsen het resultaat slechts in geringe mate.



fig 15a kniktest op een lange HDPE liner als lange
termijntest

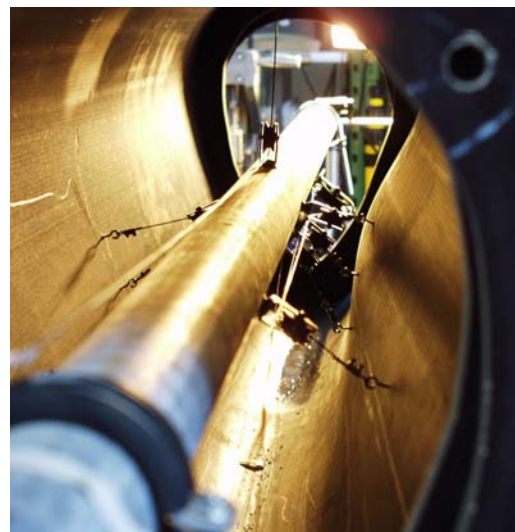


fig15b begin van het knikverschijnsel aan de
rechterzijde Foto: tBU, Greven)

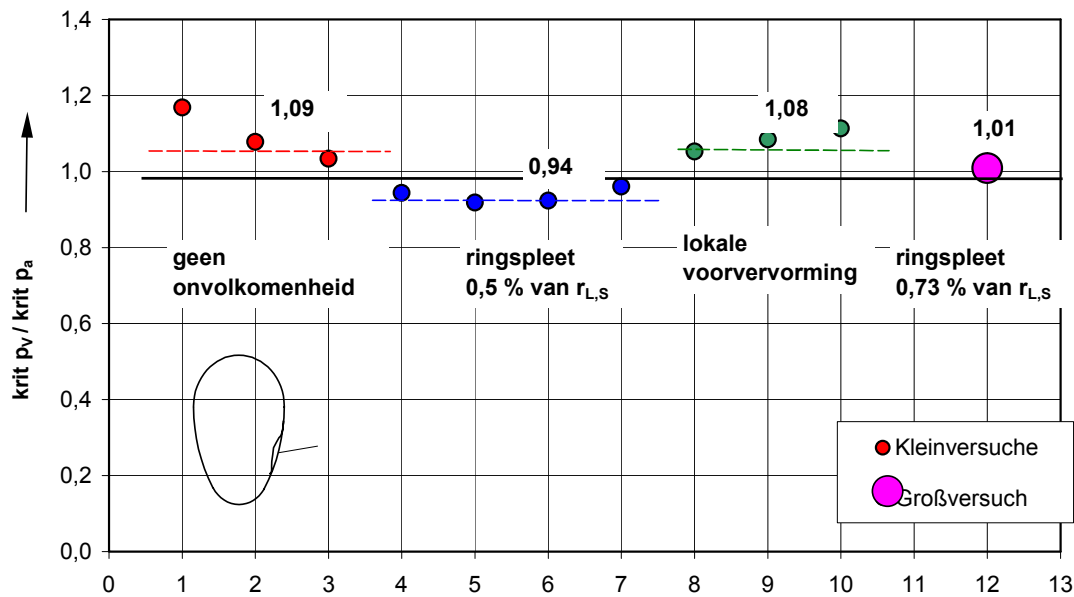


Fig 16 verhouding van de kniklasten uit testseries uit kleinere proefmodellen (Kleinversuche) en grootschaligere modellen (Großversuche) en corresponderende berekeningen

Vervorming van de zijkant ten gevolge van waterdruk

Figuur 16 toont een overzicht van de evaluatie van 10 testen op kleine buistypes waarbij de onvolkomenheden (plaatselijke voorvervorming en ringspleet) werden gevarieerd. Anderzijds zijn erin ook de testresultaten opgenomen op grotere buistypes. De eerste tonen dat de liners zonder enige voorvervorming en de liners met de plaatselijke voorvervorming door het berekeningsmodel conform Merkblat ATV-M 127-2 correct en op een veilige wijze worden beschreven. Daarentegen kunnen bij een ringspleet ongeveer een 6% kleinere testlasten worden verwacht, in vergelijking met de berekeningen. In het kader van de noodzakelijke veiligheidsgrens is dit acceptabel.

3.5 Testen op draagkracht op kousliners bij toestandklasse III

In [2] wordt een zandbakttest beschreven die werd uitgevoerd in de USA op een in vier punten gebarsten betonbuis DN 762 mm *zonder* en *met* een 21 mm dikke kousliner. De buizen lagen in de testopstelling naast elkaar zodat men van ongeveer gelijke beddingsvoorwaarden en belastingstoestand mag uitgaan. Gemeten werden de verticale buisvervormingen in functie van een door hydraulische persen aangebrachte belasting q_v . De belasting werd opgevoerd tot 420 kN/m^2 , wat gelijk staat met een grondoverdekking van 21 m.

Bij een belasting van ca. 320 kN/m^2 bedraagt de vervorming 10%, waarbij de maatgevende korte termijn buigspanning van de liner bereikt wordt. Bij de niet gesaneerde buis treedt een gelijke vervorming al op bij een belasting van 225 kN/m^2 . Dit betekent dat de liner een draagkrachtverhoging mogelijk maakt van $320 / 225 \cong 1,42$ (dus ongeveer 42%).

Nacalculaties van deze testen met behulp van de eindige elementenmethode en vergelijking van de experimentele en theoretische last-verschuivingscurven kan men in [7] terugvinden.

3.6 Draagkracht van beschadigde buizen ter hoogte van de zijdelingse scharnierpunten

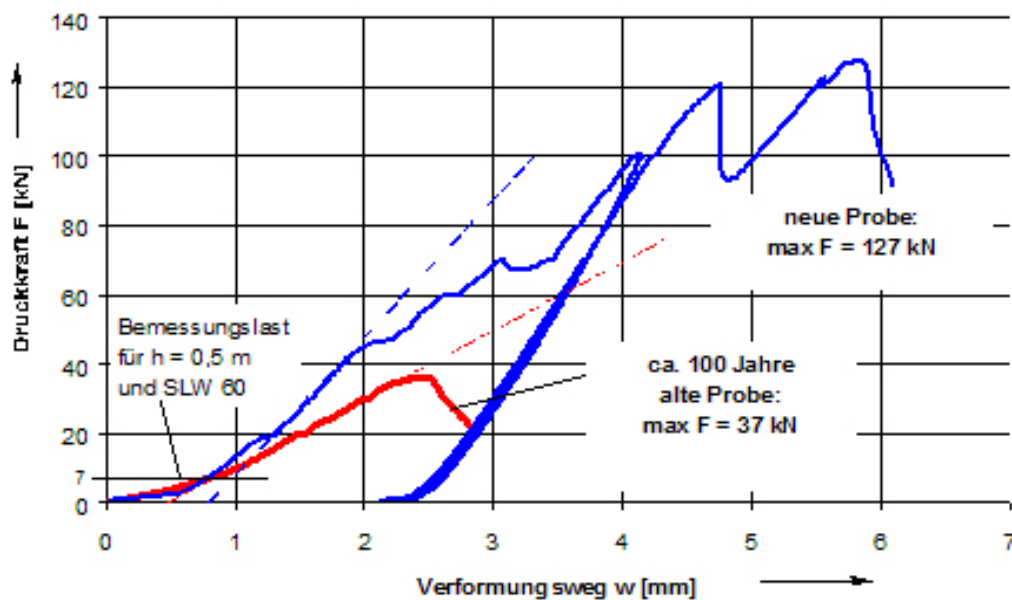
Voor de draagkracht van een door een liner gesaneerde leiding is de capaciteit om verder een groot deel van de verticale belastingen via de zijdelingse scharnierpunten te kunnen overdragen van wezenlijk belang. (zie paragraaf 2.4). Om dit aan te tonen werden in het onderzoeksproject ASSUR [18] testen uitgevoerd op monsters uit een 100 jaar oude en verder uit een nieuwe betonbuis, zie. figuur 17 en de resultaten in figuur 18.



fig 17a betonmonster uit nieuwe betonbuis bij ca. 30% van de draagkracht



Fig 17b betonmonster uit oude betonbuis bij ca. 30% van de draagkracht



Figuur 18 Resultaten uit de druktesten op stalen uit betonbuizen [18] (Last-verschuivingscurven)

Uit de vergelijking van de resultaten kan men het volgende afleiden:

- Bij afschilferingen aan de zijkant (figuur 17a, b) treden plots sterkere vervormingen op, figuur 18.
- De last-verschuivingscurve van het oude monster (rode lijn in figuur 18) verloopt vlakker, dit betekent dat er grotere samendrukking mag verwacht worden.

- De breuklast van het oude staal bedraagt slechts 30% van dat van de nieuwe betonbuis.

Uit een voorbeeldberekening met hoge belastingen (overdekking $h = 0,5$ m, zware verkeerslast SLW 60= 10 ton per wiel) blijkt dat beide buizen nog draagkrachtreserves bezitten, zie de horizontale lijn in figuur 18. Anderzijds is het hoge aandeel van de verkeerslast geen „in hoofdzaak rustende belasting“ zodat men verdere specificeringen moet aanbrengen vanuit stabiliteitsoverwegingen voor het systeem in praktische bedrijfstoestand.

Toe nu toe is het nog niet opgehelderd in welke mate een voortschrijdende veroudering van de beschadigde buis *na* de sanering zich uitwerkt op de liner. Een mogelijkheid om dit in te schatten zou kunnen zijn een test volgens figuur 17 met een hogere testlast.

Samenvatting

Voor saneringssystemen in de rioleringssector moeten conform [14] volgende controleberekeningen worden uitgevoerd: controle op spanning, op vervorming en op stabiliteit. Zoals in [1] moet het tijdsafhankelijk karakter van kunststoffen via reductiefactoren in rekening gebracht worden - bij liners moet dit ook gebeuren bij de controleberekening op spanning.

Controles op de grenstoestanden worden volgens volgende methodes uitgevoerd:

Methode 1 : Handberekeningen via grafieken voor de standaardgevallen zie figuren 6a-d en 9a, b
(zie ook de flow chart in tabel 3)

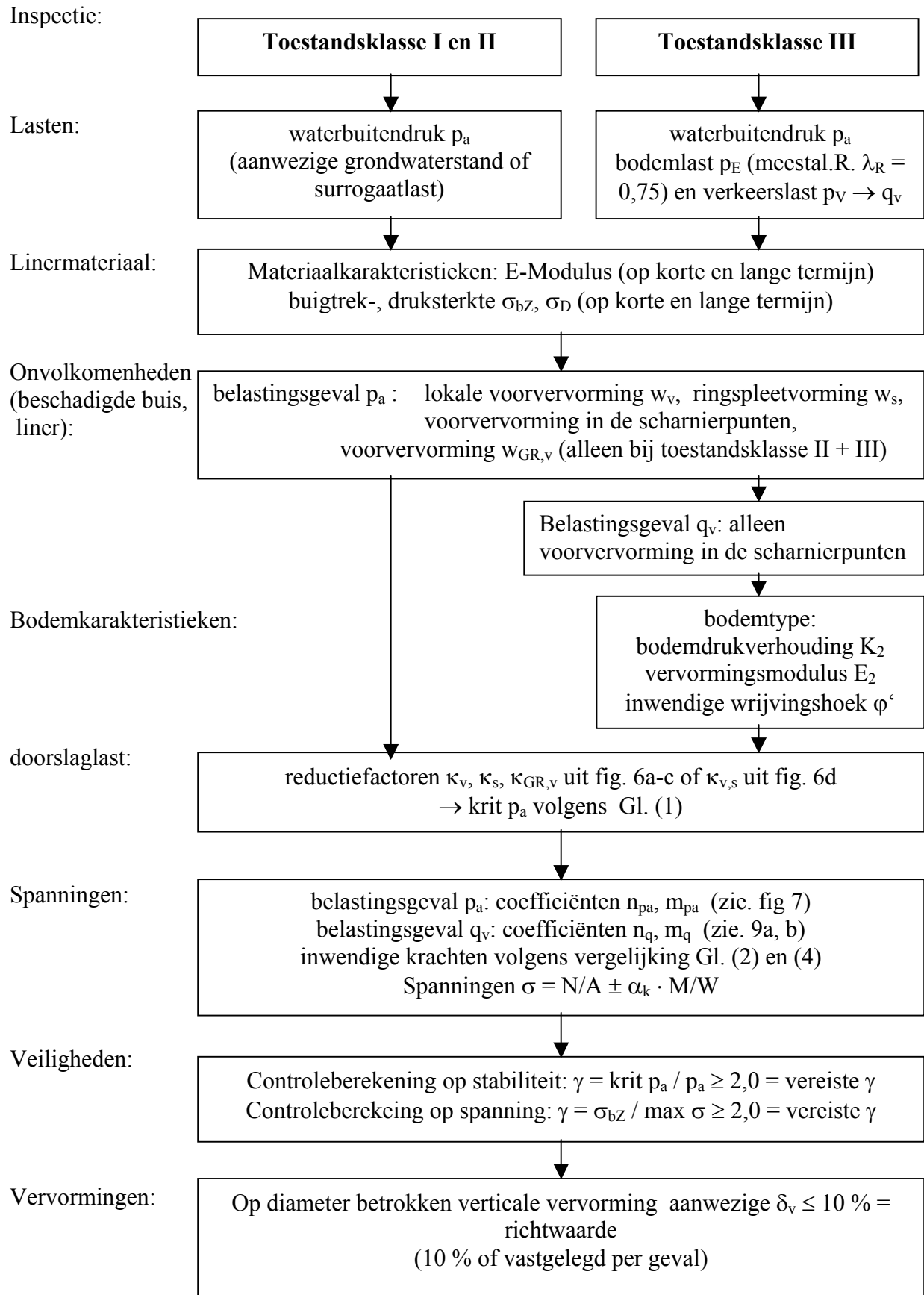
Methode 2 : berekeningen met „staafwerk“programma, zie. [5]

Methode 3 : berekening volgens de eindige elemententheorie, zie bijv. [7]

Bij de methodes 2 en 3 is het noodzakelijk om de lasten γ -aantal keren in te brengen en niet lineair te berekenen. Daarbij moet men de voorvervorming en de ringspleet overeenkomstig tabel 2 in rekening brengen. In de grafieken van de coëfficiënten voor de inwendige krachten n_{pa} , n_q , m_{pa} en m_q volgens methode 1 zijn onvolkomenheden en niet lineaire invloeden reeds inbegrepen.

De grafieken van het Merkblad ATV-M 127-2 [14] gelden voor standaardgevallen, welke men daarmee op eenvoudige wijze kan controleren (ronde profielen DN 200 tot DN 600). Moeilijkere gevallen (afwijkende secties en diameters) worden meestal met computerprogramma's berekenend (voorbeeld zie. [20]).

Fig. 3 overzicht van een statische berekening voor liners a) met coëfficiënten
 b) nieuwe berekening (bijv. voor eiprofielen of sterk afwijkende materiaalkarakteristieken)



Literatur

- [1] Arbeitsblatt ATV-A 127 „Statische Berechnung von Abwasserkanälen und -leitungen“. 3. Aufl. 08.2000, Hennef
- [2] Watkins, R.K.; Schupe, O.K.; Osborn, L.E.: Contribution of Insitu pipe to the structural integrity of broken rigid buried pipes. Insituform of North America, Inc. 1988
Deutsche Übersetzung von Wagner, V.; Knothe, R.: Statisches Tragverhalten von mit Schlauchverfahren sanierten, längs gerissenen Abwasserrohren. Beschreibung eines Versuchs der Engineering Experiment Station an der Utah State University. TIS 11 (1989), S. 769
- [3] Van den Berg, P.; Zorn, N.F.; Hergarden, H.J.A.M.: Behaviour of flexible pipes in trenching and trenchless installation - general model and application to relining techniques. No Dig 1990, Rotterdam
- [4] Wagner, V.: Beulnachweis bei der Sanierung von nichtbegehbaren, undichten Abwasserkanälen mit dem Schlauchverfahren. Diss. TU Berlin 1992
- [5] Falter, B.: Praktische Vorgehensweise beim Standsicherheitsnachweis für Linersysteme in Abwasserkanälen. TIS H. 9 (1994), S. 13
- [6] Guice, L. K.; Straughan, T.; Norris, C. R.; Bennett, R. D.: Long-Term Structural Behavior of Pipeline Rehabilitation Systems. TTC Technical Report #302, Louisiana Tech University Ruston, Louisiana, USA (1994)
- [7] Falter, B.: Theorie und Praxis bei Standsicherheitsnachweisen für Liner. In Schriftenreihe aus dem Institut für Rohrleitungsbau an der FH Oldenburg, Band 10 (Hrsg. Prof. Lenz). Vulkan Verlag, Essen (1996), S. 192
- [8] Falter, B.; Lanvers, D.; Liebendahl, J.: Bericht über deutsche und amerikanische Kurz- und Langzeitbeulversuche an Schlauchlinern unter Wasseraußendruck und deren Auswertung. Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau H. 6 (1996), S. 10
- [9] Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980), Hrsg. Arbeitskreis „Tunnelbau“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen
- [10] Glock, D.: Überkritisches Verhalten eines starr ummantelten Kreisrohres bei Wasserdruck von außen und Temperaturdehnung. Stahlbau 46 (1977), S. 212
- [11] Glanert, R.: Sanierung von Rohrleitungen mit Close-fit-Relining unter besonderer Berücksichtigung des U-Liner-Verfahrens. Diplomarbeit FH Oldenburg 1992
- [12] Alberding, M.; Falter, B.: Zeitabhängiges Beulverhalten von U-Linern aus PE-HD. 3R international H. 9 (1997), S. 534
- [13] Merkblatt ATV-M 143: Inspektion, Instandsetzung, Sanierung und Erneuerung von Entwässerungskanälen und -leitungen, Teil 3: Relining. St. Augustin (4.93)
- [14] Merkblatt ATV-M 127-2: „Statische Berechnung zur Sanierung von Abwasserkanälen und -leitungen mit Lining- und Montageverfahren“. 01.2000, Hennef
- [15] Renovierung von Abwasserkanälen durch Lining. Hochschul-Kolleg für Ingenieure im Rohrleitungsbau (Hrsg. Prof. Lenz), Vulkan-Verl. Essen, 2. Auflage 2000
- [16] Falter, B.; Grunwald, G.; Steffens, K.: Experimentelle Standsicherheitsuntersuchung an einem gemauerten Abwasserkanal mit Eiquerschnitt. Korrespondenz Abwasser 46 (1999), S. 258
- [17] Falter, B.: Neue Aspekte bei der statischen Berechnung von Linern für die Kanalrenovierung. WasserAbwasserPraxis, H. 1 (1999), S. 24
- [18] Steffens, K. (Hrsg.); Falter, B.; Grunwald, G.; Harder, H.: Abwasserkanäle und -leitungen, Statik bei der Substanzerhaltung und Renovierung (ASSUR). Kooperatives Forschungsprojekt 01RA 9803/8, gefördert durch das BMB+F. Abschlussbericht HS Bremen 2002
- [19] Falter, B.; Hoch, A.; Wagner, V.: Hinweise und Kommentare zur Anwendung des Merkblattes ATV-DVWK-M 127-2 für die statische Berechnung von Linern. Korrespondenz Abwasser 50 (2003) S. 451
- [20] Falter, B.: Programm zur Berechnung von Linern, Betriebszustand (LINERB, Version 6.07:2004)