



*Construeren met*

**METSELWERK  
VAN BAKSTEEN**

**KNB**

## COLOFON

### **Uitgever**

Koninklijk Verbond van Nederlandse  
Baksteenfabrikanten (KNB)

### **Tekstbijdragen**

Arcadis Bouw/Infra BV

### **Fotografie**

L. Heimans, H. Gerritsen, J. Vos, J. Derwig

### **Ontwerp en druk**

Coers en Roest bv

De Steeg, april 1999

KNB en de door KNB ingeschakelde derden hebben aan de inhoud en samenstelling van deze documentatie de grootst mogelijke zorg besteed. De betrokken organisaties en bedrijven aanvaarden echter geen enkele aansprakelijkheid voor het gebruik van de gegeven informatie in deze documentatie of gedane aanbevelingen.

©Alle rechten voorbehouden. Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, opgeslagen of openbaar gemaakt in enige vorm of op enige wijze, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van KNB.



**Koninklijk Verbond  
van Nederlandse  
Baksteenfabrikanten**

Florijnweg 6  
Postbus 153, 6880 AD Velp

T +31 (0)26 384 56 30

F +31 (0)26 384 56 31

E [knb@knb-baksteen.nl](mailto:knb@knb-baksteen.nl)

I [www.knb-baksteen.nl](http://www.knb-baksteen.nl)

# Inhoud

<b>Voorwoord</b>	4	2.7.6 Verticale bouw fysische dilatatievoegen	25	<b>Hoofdstuk 5</b>	
<b>Hoofdstuk 1</b>		- Functie	25	<b>Voorgespannen en gewapend metselwerk</b>	
<b>Mechanische eigenschappen</b>		- Oriëntatie van het metselwerk	25	5.1. Inleiding	43
1.1. Inleiding	5	- Afstand tussen verticale dilatatievoegen	25	5.2. Wapening	43
1.2. Druksterkte	5	- Plaats	25	5.2.1 Algemeen	43
1.3. Schuifsterkte en dwarskracht	9	- Verticale dilatatievoegen t.b.v. verticaal vormveranderingsverschil	25	5.2.2 Soorten wapening	43
1.4. Hechtsterkte en treksterkte	9	2.7.7 Horizontale bouw fysische dilatatievoeg	25	5.2.3 Keuze wapening	45
1.5. Buigtreksterkte	11	- Functie	25	5.3. Toepassingen	45
1.6. Elasticiteitsmodulus	11	- Vormgeving	26	5.4. Dimensionering gewapend metselwerk van baksteen	46
1.7. Vervormingscoëfficiënten	12	2.7.8. Bouwtechnische dilatatievoegen	26	5.4.1 Ontwerpuitgangspunten	46
1.8. Eigenschappen van baksteen	12	2.7.9 Dakrand	26	5.4.2 Berekeningswijze	47
1.9. Eigenschappen van mortel	13	- Dakranddetails	26	- Dimensionering van de wapening in het bezwijkstadium	47
1.10. Stroomschema materiaalparameters	14	- Rekenvoorbeelden stabiliteit dakrand	26	- Controle van de trekspanning in het gebruikstadium	47
<b>Hoofdstuk 2</b>		- Dilatatatievoegen in een dakrand	27	- Controle van de wapening op scheurwijdte in het gebruikstadium	47
<b>Constructief ontwerp en detaillering van buitengevels</b>		<b>Hoofdstuk 3</b>		5.4.3 Verankering	48
2.1. Inleiding	15	<b>Ontwerpen van constructie-elementen</b>		5.4.4 Doorbuiging	48
2.2. Binnenspouwblad	15	3.1. Inleiding	28		
2.3. Buitenspouwblad	15	3.2. Ontwerpmethode	28		
2.4. Belastingen en vervormingen	16	3.3. Grenstoestanden	28		
2.4.1 Temperatuur	16	3.4. Veiligheidsklassen	28		
2.4.2 Vocht	16	3.5. Belastingscombinaties en belastingsfactoren	29		
2.4.3 Belasting	16	3.6. Materiaalfactor	29		
2.4.4 Windbelasting	16	3.7. Modelfactor	29		
2.5. Verankering tussen buitenspouwblad en binnenconstructie	16	3.8. Eigen gewicht	29		
2.5.1 Draagkracht buitenspouwblad	16	3.9. Rekenvoorbeeld constructie belast op druk zonder buiging	29		
2.5.2 Ankers	17	3.9.1 Rekenvoorbeeld 1	29		
- Algemeen	17	3.10. Druk met buiging	30		
- Ankertypen	17	3.11. Rekenvoorbeelden constructies belast op druk met buiging	33		
- Ankerkeuze	18	3.11.1 Rekenvoorbeeld 2	33		
2.5.3 Rekenvoorbeeld contourverankering	19	3.11.2 Rekenvoorbeeld 3	34		
2.5.4 Rekenvoorbeeld vermoeiing spouwanker	19	3.11.3 Rekenvoorbeeld 4	34		
2.5.5. Sterkte en plaatsingspatroon van spouwankers	19	3.11.4 Rekenvoorbeeld 5	34		
2.6. Staal in de spouw en in het buitenspouwblad	20	3.11.5 Rekenvoorbeeld 6	35		
2.7. De gevel van fundering tot dakrand	20	3.11.6 Rekenvoorbeeld 7a	37		
2.7.1 Fundering	20	3.11.7 Rekenvoorbeeld 7b	38		
2.7.2 Gevel op maaiveldniveau	20	3.11.8 Rekenvoorbeeld 7c	38		
2.7.3 Gevelopening	20	<b>Hoofdstuk 4</b>			
- Overspanning van een gevelopening met lateien	20	<b>Ontwerpen van constructies</b>			
- Detaillering aansluiting kozijn	23	4.1. Stabiliteit	40		
2.7.4 Metselwerkondersteuning	23	4.2. Ontwerpaspecten	40		
2.7.5 Dilatatatievoegen	24	4.3. Wand met gaten	40		
- Functie en typen	24	4.4. Penant-bouwmuur	41		
- Vormgeving	24	4.5. Kern	41		
- Visuele aspecten van dilatatievoegen	24	4.6. Raamwerk	42		
		4.7. Diafragmawanden	42		

# Voorwoord

**Het construeren met baksteen heeft een eeuwenlange historie. Vele opmerkelijke bouwwerken getuigen hiervan, ook in architectonische zin, zowel in Nederland als daarbuiten. Het bouwen van stapelconstructies met kleine gebakken elementen behoort bovendien tot een van de meest elementaire bouwmethoden. Talloze gebouwen over de hele wereld zijn en worden volgens deze methode uitgevoerd.**

**D**e kennis over constructies in metselwerk van baksteen stoelt op een lange traditie van vakmanschap en ervaring. Tot voor kort waren rekenregels uitsluitend hierop gebaseerd. In de afgelopen jaren heeft de kennis van en het inzicht in de constructieve eigenschappen van metselwerk van baksteen zich sterk ontwikkeld. Dit kreeg vooral een grote stimulans door de beschikbaarheid van geavanceerde rekentechnieken, gebaseerd op computergestuurde simulaties met rekenmodellen. Op initiatief van de baksteenindustrie (KNB) is in het kader van het technologie-programma BRIK (Baksteen Research Innovatie Kennisoverdracht) op dat terrein onder auspiciën van Stichting CUR baanbrekend onderzoek verricht door onder meer TNO Bouw en de Technische Universiteiten Delft en Eindhoven (leerstoel Stapelbouw).

Daarnaast hebben zich de afgelopen decennia grote veranderingen voorgedaan in de bouwkundige detaillering van gebouwen voornamelijk onder invloed van bouwfysische eisen en de opkomst van nieuwe materialen en productiemethoden. Voor de toepassing van constructies in metselwerk van baksteen heeft dat geleid tot de nu gebruikelijke spouwmuur met relatief slanke wanden. Baksteen vervult daarin in veel gevallen de functie van buitenspouwblad. Hoewel het buitenblad in het algemeen geen onderdeel vormt van de hoofd-draagconstructie van gebouwen zijn voor het ontwerp ervan een aantal rekenregels nodig. Hierbij speelt bovendien de optimale vrijheid die architecten willen benutten een rol bij het ontwerpen van buitengevels.



*Beurs van Berlage,  
Amsterdam*

Voor metselwerk van baksteen bestaat geen overzicht van alle constructieve mogelijkheden en bijbehorende rekenregels. KNB rekent het tot zijn taak in een dergelijke behoefte te voorzien.

In deze uitgave komen de mechanische eigenschappen van metselwerk van baksteen aan de orde. Achtereenvolgens wordt aandacht besteed aan het constructieve ontwerp en de detaillering van buitengevels in metselwerk van baksteen. Vervolgens wordt ingegaan op het ontwerpen van constructie-elementen met metselwerk van baksteen en het ontwerpen van constructies in metselwerk van baksteen. Tenslotte wordt aandacht besteed aan gewapend en voorgespannen metselwerk.

Bij al deze onderwerpen worden zowel praktijkregels als rekenvoorbeelden gegeven om de informatie zo bruikbaar mogelijk te maken.

Deze uitgave dient enerzijds als naslagwerk voor het (constructief) ontwerpen van metselwerk van baksteen. Anderzijds is de brochure een handleiding voor de bouwpraktijk bij het ontwerpen, dimensioneren en rekenkundig verantwoorden van constructies in metselwerk van baksteen.

## 1.1. Inleiding

**De mechanische eigenschappen van metselwerk van baksteen zijn belangrijk voor een constructeur. Deze eigenschappen staan dan ook centraal in dit hoofdstuk.**

**Daarnaast wordt aandacht besteed aan het verlijmen van baksteen.**

**O**verzicht van de belangrijkste mechanische eigenschappen:

- druksterkte
- schuifsterkte
- treksterkte ( $\sigma$ - $\epsilon$  diagram)
- buigtreksterkte
- elasticiteitsmodulus
- vervormingscoëfficiënten
- verhardingskrimp
- temperatuur
- vocht
- kruip.

## 1.2. Druksterkte

In het algemeen wordt onder de "sterkte" van metselwerk de karakteristieke eenassige langeduur-druksterkte loodrecht op de lintvoeg verstaan. Vergeleken met bijvoorbeeld beton is de richting van de kracht het extra aspect in deze omschrijving. Metselwerk is namelijk niet isotroop maar orthotroop, evenals hout. Dit betekent dat de materiaaleigenschappen in een willekeurige richting zijn te beschrijven op basis van de eigenschappen in onderling loodrechte richtingen. Voor wanden van metselwerk zijn dit uiteraard de richting evenwijdig ( $//$ ) aan de lintvoeg, de richting loodrecht ( $\perp$ ) op de lintvoeg en de richting loodrecht op het metselwerkvlak.

### Druksterkte $\perp$ lintvoeg

Zowel in de Nederlandse als in de Europese metselwerknormen zijn er twee methoden om de druksterkte loodrecht op de lintvoeg te bepalen:

- door beproeving
- door gebruik van tabellen of formules op basis van de druksterkte van steen en mortel.

In de praktijk wordt in Nederland vrijwel uitsluitend de tweede methode gehanteerd.

### Bepaling druksterkte van metselwerk door beproeving

Het experimenteel vaststellen van de druksterkte van metselwerk van baksteen is afhankelijk van twee, enigszins tegenstrijdige, factoren namelijk representativiteit en standaardisering. Bij representativiteit gaat het erom dat de resultaten van de proeven zo goed mogelijk de druksterkte van het metselwerk in het bouwwerk benaderen. Daarbij spelen de volgende aspecten een rol:

- Het maken van het proefstuk moet op representatieve wijze plaatsvinden met gebruikmaking van de juiste materialen. Representatief staat voor gemiddeld voorkomend in de praktijk en dus niet voor minimaal voorkomend. De spreiding die in de praktijk optreedt in de druksterkte is rekentechnisch verwerkt in de materiaalfactor.
- Door het kiezen van de juiste vorm en grootte van het proefstuk wordt representativiteit nagestreefd. De wanddikte en het steenverband in de muur bepalen de vorm van het proefstuk. Voor de over het algemeen vrij kleine baksteenformaten zijn geen grote proefstukken nodig.
- De vorm van het proefstuk is bepalend voor de kracht waaronder het zal bezwijken. Een slank proefstuk bezwijkt eerder door uitbuiging (knik) dan een gedrongen proefstuk omdat de wrijving tussen de drukplaten en het proefstuk een zijdelingse steundruk tot gevolg heeft. Het resultaat van een drukproef is dus niet de "werkelijke" druksterkte van het materiaal maar de druksterkte van het proefstuk.

Een algemeen aanvaarde en gestandaardiseerde druksterktebepaling is van grotere waarde voor een constructiebepaling dan een specifiek bepaalde representatieve druksterkte. Daarom wordt in normen altijd gestreefd naar een standaardisering van de testmethode voor het bepalen van de

druksterkte. Representativiteit is dan een randvoorwaarde.

Door de verschillende typen baksteen, formaten en de verscheidenheid aan toepassingen zijn de ontwerp- en berekeningsnormen per land verschillend en tijdgebonden. Als voorbeeld worden behandeld NEN 6790 "TGB 1990 Steenconstructies" en de Nederlandse voornorm NVN-ENV 1996-1-1 "Eurocode 6. Ontwerp en berekening van steenconstructies. Deel 1-1: Algemene regels voor gebouwen. Regels voor gewapende en ongewapende steenconstructies". De tijdgebondenheid blijkt uit het feit dat de bepaling van de druksterkte volgens TGB 1990 Steenconstructies anders is dan in de voorafgaande versie van de norm. Eurocode 6 Deel 1-1 is nog in ontwikkeling en aan verandering onderhevig. De beproeving volgens bijlage A van TGB 1990 Steenconstructies bestaat uit het bepalen van de karakteristieke-korteduur-druksterkte van minimaal zes halfsteens proefstukken met een minimale breedte van 400 mm en een minimale hoogte van 1.000 mm.

De langeduur-druksterkte is gesteld op 80 % van de druksterkte van het proefstuk. Uitgangspunt is dat in de praktijk langdurig belast metselwerk 20 % minder sterk is dan de druksterkte van een proefstuk, waarbij de belasting toeneemt met  $0,04 \text{ N/mm}^2$  per seconde. De beproevingsduur varieert bij deze snelheid van 1 tot 20 minuten, afhankelijk van de te bereiken druksterkte.

Voor de berekening is de karakteristieke druksterkte van belang, de waarde met een onderschrijdingskans van 5 %. De spreiding in de proefresultaten bepaalt het verschil tussen de gemiddelde en de karakteristieke druksterkte. De spreiding van de proefresultaten bij de bepaling van de druksterkte van metselwerk bedraagt, uitgedrukt als variatiecoëfficiënt, over het algemeen 5 tot 10 % van de gemiddelde druksterkte. Samen met de langeduur-reductie bedraagt de karakteristieke langeduur-druksterkte van metselwerk van baksteen dus 67 à 73 % van het gemiddelde proefresultaat.

Weergegeven in een formule (met een variatiecoëfficiënt van 0,1) betekent dit:

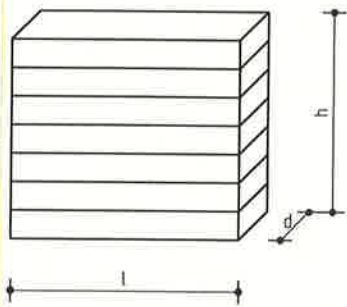
$$f_{\text{rep}} \geq 0,8 * (f - 1,64 * 0,1 * f) = 0,67 * f$$

waarin:

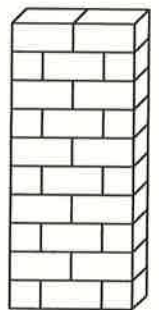
$f$  = de gemiddelde druksterkte van het proefstuk.

De beproeving volgens Eurocode 6 Deel 1-1 is beschreven in NEN-EN 1052-1 "Deel 1: Bepaling van de druksterkte" (in voorbereiding). Hierin worden "small specimen sizes" gedefinieerd. Deze

## TGB-STEEN 1990

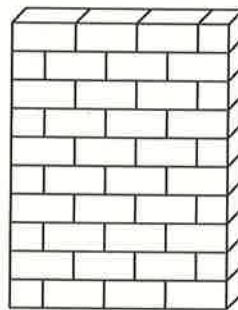


EIS:  
 $400 < l < 750$  [mm]  
 $1000 < h < 1500$  [mm]  
 $d = \text{vrij}$  (Als in de praktijk)



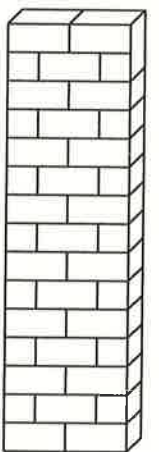
1000 (16L) mm

430 (4K-V) mm

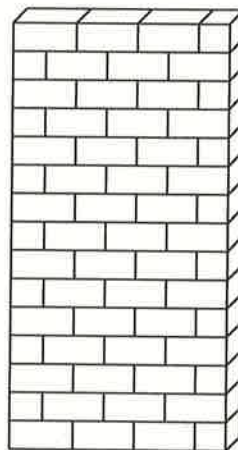


1000 (16L) mm

760 (7K-V) mm



1500 (24L) mm



1500 (24L) mm

figuur 1

Afmetingen proefstukken volgens Bijlage A van NEN 6790 "TGB 1990 Steenconstructies"

aanduiding is afkomstig uit een voorgaande conceptnormtekst waarin een keuzemogelijkheid werd gelaten tussen kleine en grote proefstukken. De grote proefstukken waren verdiepingshoge wanden waarmee de druksterkte van een constructie-element kon worden bepaald en niet de materiaaleigenschap waar het eigenlijk om gaat. De minimale proefstukafmetingen van de kleine proefstukken zijn voor waalformaat- en dikformaatstenen 430 mm \* 430 mm \* 100 mm. Dit zijn beter hanteerbare proefstukken dan die volgens TGB 1990 Steenconstructies. Behalve het formaat is ook het aantal proefstukken beperkt tot minimaal drie. Dat is drie minder dan het aantal van tenminste zes die in TGB 1990 Steenconstructies worden geëist. De

karacteristieke druksterkte is, gezien het kleine aantal proefstukken, gelijk gesteld aan de kleinste waarde van  $f_k = f / 1,2$  en  $f_k = f_{i,min}$ . Indien het aantal proefstukken vijf of meer is, mag ook de statistisch te bepalen ondergrens van 95% worden gehanteerd. Door de beproevingsstijd van minimaal een kwartier kan de langeduur-reductie in Eurocode 6 Deel 1-1 veel kleiner zijn. De grootte van de reductie is niet zichtbaar omdat deze in de materiaalfactor is verwerkt.

Onderzoek van de leerstoel Stapelbouw van de Faculteit Bouwkunde van de Technische Universiteit Eindhoven (rapport TUE/BKO/92.04 "Breed versus smal", C.F.P. Naninck en ir. A.Th. Vermeltoft, 1992) heeft uitgewezen dat ook de druksterkte van nog

kleinere proefstukken in een constante verhouding staat tot de druksterkte van proefstukken volgens NEN-EN 1052-1 "Deel 1: Bepaling van de druksterkte". Deze kleine proefstukken bestonden uit vijf op elkaar gemetselde stenen. Door de afwezigheid van stootvoegen in het proefstuk is de representativiteit ervan voor metselwerk minder goed. De eenvoud en het kleine formaat zijn daarentegen voordelen bij het maken, vervoeren en beproeven van de proefstukken. De combinatie met een betrouwbaar testresultaat maakt deze wijze van beproeven zeer bruikbaar. Gebruik maken van kleine proefstukken kan de proefondervindelijke bepaling van de druksterkte dichter bij de praktijk brengen. Dat stelt de constructeur in staat, in plaats van een tabelwaarde voor de druksterkte, een over het algemeen hogere proefondervindelijk vastgestelde druksterkte te hanteren. Het verdient aanbeveling deze methode in toekomstige normen op te nemen.

### Bepaling druksterkte op basis van steendruksterkte en morteldruksterkte

In de loop van de jaren hebben vele onderzoekers relaties vastgesteld tussen enerzijds de druksterkte van metselwerk en anderzijds de steen- en morteldruksterkte. Voor proefresultaten van een onderzoek voldoen deze relaties meestal goed. Toch zijn ze niet universeel toepasbaar. Een aantal factoren veroorzaakt afwijkingen die ten opzichte van de praktijk en andere onderzoeken niet constant zijn.

Deze factoren zijn onder meer:

- De wijze waarop de drie te relateren druksterkten van het materiaal worden bepaald. Van invloed zijn de vorm en de afmeting van de proefstukken (weer te geven in een vormfactor), de randcondities, de belastingsnelheid en de sturing van de proef (op kracht of op vervorming).

- De opbouw van het metselwerk waarbij de verhouding tussen voegdikte en steendikte en vooral de verhouding tussen voegdikte en wanddikte van belang is.

Uit proefstukken met een relatief lage morteldruksterkte ten opzichte van de baksteendruksterkte blijkt een 9 mm voeg een metselwerkdruksterkte van 41 N/mm<sup>2</sup> op te leveren. Bij een 18 mm voeg wordt 22 N/mm<sup>2</sup> gemeten; een afname van de druksterkte met 46 % (IBBC-TNO-rapport BI-78-44/62.4.2110 Literatuurstudie met betrekking tot sterkte- en stijfheidseigenschappen van metselwerk", P.W. van de Haar, J. van Leeuwen). Is de voeg relatief dik dan wordt de metselwerkdruksterkte uitsluitend bepaald door de morteldruksterkte.

- De methode van metselen, de vakbekwaamheid van de metselaar, de vulling van de voeg en de verdichting van de specie bepalen de kwaliteit van het metselwerk.

Een lagere druksterkte van de baksteen vergroot de invloed van de verwerking. Een goede verwerking kan tot een verdubbeling van de druksterkte leiden. Bij een hoge baksteen-druksterkte leidt een goede verwerking tot een 10 % hogere druksterkte.

- Het verschil in druksterkte van mortel in een mortelbalkje en van mortel in een voeg tussen de stenen.

Het verschil ontstaat door de afwijkende verhardingscondities, voornamelijk als gevolg van vochtabsorptie uit de specie door de baksteen. Door het onttrekken van water uit de specie is het mogelijk dat er onvoldoende vocht overblijft voor de hydratatie. De druksterkte zal daardoor afnemen. Anderzijds is het mogelijk dat specie met een overmaat aan water na onttrekking van water door de baksteen tijdens de verwerking een hogere druksterkte bereikt dan bij verharding in een stalen mal.

TGB 1990 Steenconstructies bevat een tabel om de relatie tussen de diverse druksterkten weer te geven. In de tabel is de relatie gegeven tussen enerzijds de gemiddelde baksteendruksterkte van een 50 mm hoog proefstuk en de representatieve mortel-druksterkte en anderzijds de representatieve metselwerk-druksterkte. Met gegevens van CUR-aanbeveling 46 kan hij worden aangepast.

Representatieve waarde van de druksterkte van metselwerk van baksteen ( $f_{rep}$ ) in N/mm <sup>2</sup>				
gemiddelde druksterkte van de stenen volgens 8.3 van NEN 2489: 1976	representatieve druksterkte van de mortel N/mm <sup>2</sup>			
	2,5	7,5	10,0	≥12,5
5	1,0	1,5		2,0
10	2,0	3,0		3,5
<b>12,5</b>	<b>2,5</b>	<b>3,75</b>	<b>4,0</b>	<b>4,25</b>
15	3,0	4,5		5,0
<b>17,5</b>	<b>3,5</b>	<b>5,0</b>	<b>5,4</b>	<b>5,75</b>
20	4,0	5,5		6,5
25	4,5	6,5	<b>7,3</b>	8,0
30	5,0	7,5	<b>8,3</b>	9,0
35	5,5	8,5		10,0
<b>45</b>	<b>7,4</b>	<b>9,8</b>	<b>10,6</b>	<b>11,2</b>
<b>≥60</b>	<b>9,0</b>	<b>11,8</b>	<b>12,7</b>	<b>13,5</b>

figuur 2

Tabel 1 van NEN 6790 "TGB 1990 Steenconstructies" met aanvullingen uit CUR-Aanbeveling 46 (vet)

In Eurocode 6 Deel 1-1 is een machtsfunctie voor het berekenen van de karakteristieke metselwerk-druksterkte  $f_k$  gedefinieerd met als variabelen de genormaliseerde steendruksterkte  $f_b$  en de gemiddelde morteldruksterkte  $f_m$ . De genormaliseerde steendruksterkte is gerelateerd aan een luchtdroog proefstuk van 100 mm hoog en 100 mm breed. De formule in Eurocode 6 Deel 1-1 voor de karakteristieke metselwerk-druksterkte luidt:

$$f_k = K * (f_b)^{0,65} * (f_m)^{0,25}$$

De constante K is afhankelijk gesteld van het steentype en het morteltype. Voor (halfsteens) metselwerk van Nederlandse baksteensorteringen geldt  $K = 0,6$ . Deze waarde is een zogenaamde boxed value die per land afwijkend kan worden vastgesteld. Genoemde formule (maar met een boxed value voor K van 0,7) is tevens van toepassing voor een verlijmde baksteenmuur met voegen van 1 tot 3 mm (dus niet voor lijmvoegen van 3 tot 6 mm). Wegens de afnemende invloed van de morteldruksterkte bij een kleinere voegdikte ligt het eigenlijk niet voor de hand dat voor gemetselde en voor verlijmde baksteen dezelfde formule geldig is. De waarden voor K zijn voor de Nederlandse situatie gelijkgesteld aan de waarden van de boxed values.

### Vergelijking bepalingsmethoden van de druksterkte van metselwerk

In Nederland wordt, op een enkele uitzondering na, uitsluitend gebruik gemaakt van de tabelmethode. Deze methode is namelijk goedkoop en eenvoudig. Bovendien is de druksterkte over het algemeen niet kritisch. Is dit wel het geval dan loont het om druksterkteproeven uit te voeren, ondanks de onbekendheid met de beproevingsmethode, het extra werk en de beproevingskosten.

Het gebruik van de tabel van TGB 1990 Steenconstructies om de druksterkte van metselwerk te bepalen, kent de volgende nadelen:

- De tabel is te beperkt en niet bruikbaar voor baksteendruksterkten hoger dan 35 N/mm<sup>2</sup> en morteldruksterkten hoger dan 12,5 N/mm<sup>2</sup>. Sommige baksteensorteringen hebben een veel hogere tot zeer veel hogere steendruksterkte. Uit een overzicht van in Nederland geproduceerde bakstenen blijkt dat de constructeur niet hoeft uit te gaan van 20 N/mm<sup>2</sup> als veilige aanname in het ontwerp. Een vormbaksteen met een druksterkte van 45 N/mm<sup>2</sup> is standaard leverbaar. Voor strengpersstenen bedraagt de druksterkte, gemiddeld over alle Nederlandse soorten, zelfs 50 N/mm<sup>2</sup>.

- De in de tabel opgenomen representatieve druksterkte van metselwerk van baksteen is doorgaans aan de lage kant. De vermelde waarde is namelijk een ondergrens voor alle mogelijke combinaties van baksteen- en morteltypen. Bij het bepalen van de representatieve metselwerk-druksterkte op basis van een opgegeven minimaal gemiddelde baksteendruksterkte en een representatieve morteldruksterkte worden drie spreidingsmarges, namelijk de spreiding in de druksterkte van baksteen, mortel en metselwerk van baksteen, min of meer bij elkaar opgeteld.

Toepassing van Eurocode 6 Deel 1-1 neemt een aantal nadelen weg. De beperking voor de steendruksterkte vervalt en de maximale morteldruksterkte is verruimd tot tweemaal de steendruksterkte met een maximum van 20 N/mm<sup>2</sup>. Zeker voor bouwwerken waarin de hoeveelheid dragend metselwerk groot en/of de druksterkte voor bepaalde constructie-onderdelen kritisch is, is het toepassen van de beproevingsmethode aan te bevelen. Ook het gebruik van bijzondere materialen is daarvoor een reden.

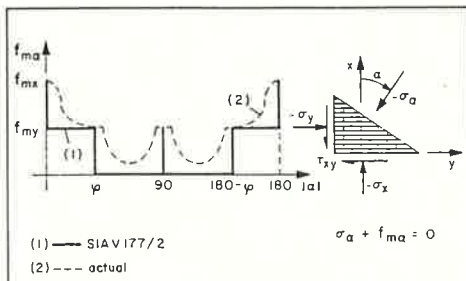
NEN-EN 1052-1 "Deel 1: Bepaling van de druksterkte" biedt in Annex A naast beide methoden nog een tussenweg waarbij de waarde voor K gekijkt wordt door middel van proeven op qua formaat en verband identiek metselwerk.

### Druksterkte anders dan loodrecht op de lintvoeg

In TGB 1990 Steenconstructies en in Eurocode 6 Deel 1-1 wordt uitsluitend de druksterkte loodrecht op de lintvoeg beoordeeld. De druksterkte in een willekeurige andere richting is kleiner dan de druksterkte loodrecht op de lintvoeg. De druksterkte onder een hoek  $\alpha$  met de normaal neemt sterk af indien  $\alpha$  groter is dan de inwendige wrijvingshoek  $\phi$  die ongeveer 35° ( $\tan \phi = 0,7$ ) bedraagt. De inwendige wrijvingshoek is de hoek waarbij juist afschuiving in de lintvoeg optreedt. De druksterkte onder een hoek is weergegeven in figuur 3 afkomstig uit de Zwitserse publicatie SIA D 054 A "Mauerwerk Teil 3 Bemessung von Mauerwerk - Praktische Übungen". De rekenkundige druksterkte onder een geringe hoek  $\alpha$  ten opzichte van de normaal wordt gelijkgesteld aan de druksterkte evenwijdig aan de lintvoeg ( $\alpha = 90^\circ$ ). In het gebied  $\phi \leq \alpha \leq 90^\circ$  is de druksterkte gelijk aan nul.

# 1. Mechanische

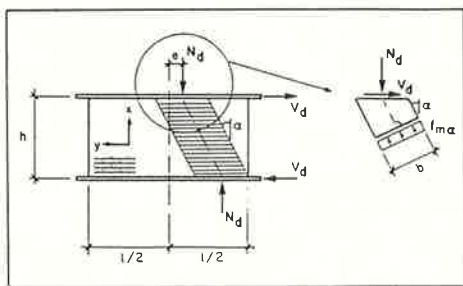
## EIGENSCHAPPEN



Eenassige druksterkte van metselwerk afhankelijk van de belastinghoek  $\alpha$  volgens SIA

Mauerwerk	$f_{my} / f_{mx}$	$\tan \varphi$	$E_{mx} / f_{mx}$	$G_m / E_{mx}$
Backstein	0.4	0.7	1000	0.20
Kalksandstein	0.4	0.7	1000	0.45
Zementstein	0.6	0.7	1300	0.40

Materiaalkenwaarden van metselwerk (orde van grootte) volgens SIA



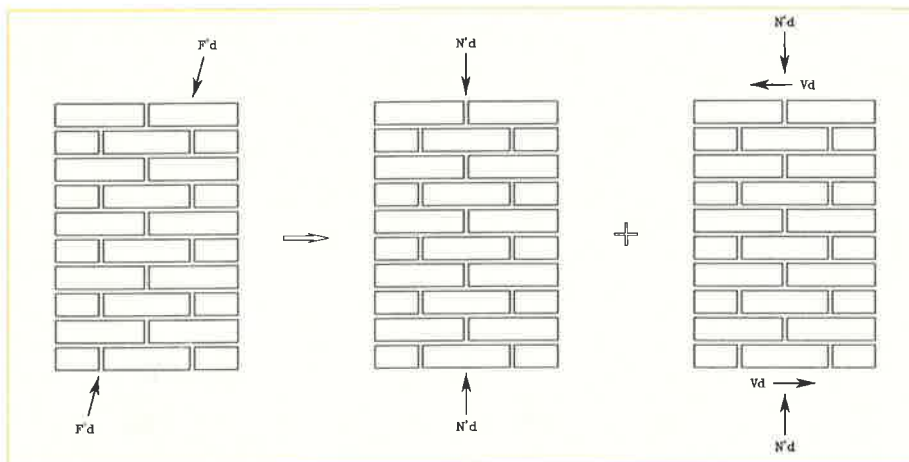
Toepassing van druksterktercriterium bij schijfwerking volgens SIA

figuur 3

Eenassige druksterkte van metselwerk afhankelijk van de belastinghoek  $\alpha$ .

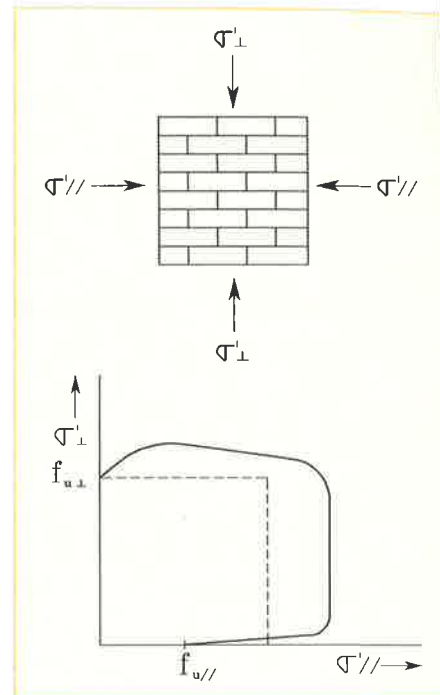
Over de druksterkte evenwijdig aan de lintvoeg is weinig bekend. In de Zwitserse norm is deze waarde gesteld op 40 % van de druksterkte loodrecht op de lintvoeg en geldig voor de daar gebruikelijke sterk geperforeerde baksteen. Voor de Nederlandse situatie is dit ongeveer 50 à 60 %. De druksterkte evenwijdig aan de lintvoeg is laag omdat bij proeven in de lintvoegen splitscheuren ontstaan waarna de

afzonderlijke lagen zijdelings worden weggedrukt. De druksterkte evenwijdig aan de lintvoeg neemt sterk toe en bereikt zelfs hogere waarden dan de druksterkte loodrecht op de lintvoeg indien er een geringe steundruk aanwezig is in de richting loodrecht op de lintvoeg waardoor het zijdelings weggedruken van de lagen wordt voorkomen.



figuur 5

Splitsing drukkracht



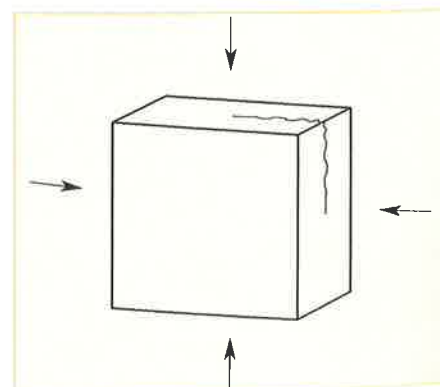
figuur 4

Beziijkombullende twee-assige druksterkte

Een druksterktercriterium zoals in de Zwitserse norm SIA is in TGB 1990 Steenconstructies niet aanwezig. In TGB 1990 Steenconstructies en in Eurocode 6 Deel 1-1 worden een druksterkte- en een dwarskrachtercriterium aangehouden, zodat een drukkracht die niet loodrecht op de lintvoeg werkt, gesplitst moet worden in een drukkracht loodrecht op de lintvoeg en een afschuifkracht.

### Druksterkte bij meerassige spanning

Indien een schijfvormig element in het vlak in twee richtingen wordt gedrukt, neemt de druksterkte toe. Bezijken kan uitsluitend in de dikterichting plaatsvinden.



figuur 6 Splitsen bij tweezijdige druk

Driezijdige drukspanningen resulteren uiteraard in hoge bezijkdruksterkten omdat het materiaal wordt opgesloten. Het proefstuk zal bezijken op trek of op afschuiving.



### 1.3. Schuifsterkte en dwarskracht

Bezwijken op afschuiving door dwarskracht zoals opgenomen in de normen, komt in metselwerk alleen voor evenwijdig aan de lintvoegen. Afschuiving wordt bepaald door een cohesie- en een wrijvingscomponent. De cohesiecomponent komt overeen met de afschuifsterkte en is dus gelijk aan de sterkte zonder normaaldrukkracht. De wrijvingscomponent is gelijk aan het product van de normaalspanning in het wrijvingsvlak en van een wrijvingscoëfficiënt.

Artikel 9.3.2 van TGB 1990 Steenconstructies relateert de cohesiecomponent aan de buigtreksterkte. In artikel 11.4 staat dat de wrijvingscoëfficiënt 0,2 is. Volgens Eurocode 6 Deel 1-1 moet de cohesiecomponent experimenteel worden bepaald. De wrijvingscoëfficiënt is in Eurocode 6 Deel 1-1 gesteld op 0,4. De totale schuifsterkte mag volgens Eurocode 6 Deel 1-1 echter ook gelijk worden gesteld aan 0,065 maal de druksterkte.

Uit onderzoek van CUR-commissie B50 is gebleken dat de werkelijk aanwezige wrijvingscoëfficiënt hoger is en ongeveer 0,75 bedraagt.

In TGB 1990 Steenconstructies en Eurocode 6 Deel 1-1 is de dwarskrachtcontrole uitsluitend op het afschuifcriterium gebaseerd. Een dwarskrachtcontrole voor een snede niet-evenwijdig aan de

zelfdragende borstwering. Uitgaande van een verband in het metselwerk met een minimale overlap van 0,4 maal de laagdikte volgens artikel 9.7 van TGB 1990 Steenconstructies, kan worden gesteld dat het metselwerk bezwijkt door het ontstaan van een getrapte dwarskrachtscheur.

Indien gesteld wordt dat:

- de bijdrage van de stootvoegen aan de dwarskrachtcapaciteit nihil is,
- de scheurlengte in de lintvoegen groter is dan de hoogte van het metselwerk (hieraan wordt voldaan indien de overlap van het metselverband gemiddeld gelijk is aan de laagdikte),
- de scheur in de lintvoeg ontstaat door overschrijding van de hechtsterkte,

volgt daaruit als ondergrens voor de dwarskrachtcapaciteit:

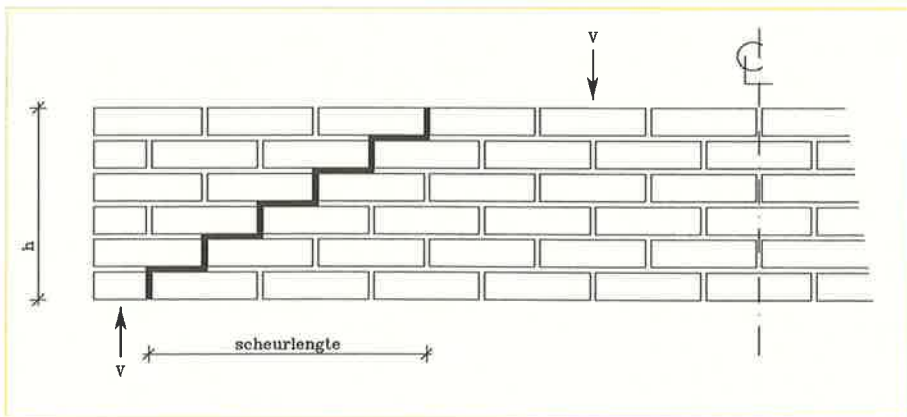
$$V_d = f_{c,d} \cdot h \cdot t$$

waarin:

$f_{c,d}$  = de rekenwaarde van de hechtsterkte

$h$  = de hoogte van het metselwerk

$t$  = de dikte van het metselwerk.



figuur 7  
Dwarskracht in ligger loodrecht op de lintvoeg.

lintvoeg moet volgens TGB 1990 Steenconstructies uitgevoerd worden met de lage schuifsterkte evenwijdig aan de lintvoeg. Dit is een zeer pessimistische methode. Door het metselwerkverband is de dwarskrachtcapaciteit in een richting niet-evenwijdig aan de lintvoeg groter dan de afschuifsterkte.

Voor de dwarskrachtcontrole in de richting loodrecht op de lintvoeg kan een alternatieve toets worden gebruikt. Deze toets is nodig bij het construeren met schijf- en liggervormige elementen zoals een

### 1.4. Hechtsterkte en treksterkte

Metselwerk heeft, zoals vrijwel alle steenachtige materialen, een bros karakter. De treksterkte is relatief gering ten opzichte van de druksterkte. Dit gegeven kan reden zijn om, net als bij beton, voor het opnemen van trekspanningen wapening toe te passen.

De hechtsterkte tussen mortel en steen is over het algemeen de zwakste schakel en daardoor bepalend

voor de treksterkte van metselwerk. De hechtsterkte komt voornamelijk tot stand door verankering van verhard cement in de poriën van de steen. Deze mechanische verankering is gevoelig voor verstoringen tijdens de verharding door trillingen en verhinderde krimp.

Hoewel de hechtsterkte van metselwerk wordt bepaald door de interactie tussen baksteen en mortel, zijn expliciet aan de mortel eisen gesteld met betrekking tot de hechtsterkte (tabel 3 van NEN 3835 Mortels).

In artikel 4 van NPR 6791 "Steenconstructies - Eenvoudige ontwerpregels, gebaseerd op NEN 6790" wordt aangegeven dat voor  $f_{c,rep}$  de representatieve waarde van de hechtsterkte, 0,2 N/mm<sup>2</sup> kan worden aangehouden. Dit is opgenomen ter bepaling van de representatieve waarde van de buigtreksterkte van metselwerk met mortels die voldoen aan de eisen van morteltype I en II volgens NEN 3835. De waarde 0,2 N/mm<sup>2</sup> komt overeen met de minimaal vereiste hechtsterkte volgens NEN 3835.

Voor baksteenlijmmortels die voldoen aan de eisen zoals opgesteld door de producent van baksteenlijmmortel kan, in analogie met NPR 6791, een gelijksoortige bepaling gelden. In dat geval kan voor de representatieve waarde van de hechtsterkte  $f_{c,rep}$  de waarde 0,6 N/mm<sup>2</sup> worden aangehouden in overeenstemming met de minimaal vereiste hechtsterkte voor baksteenlijmmortels.

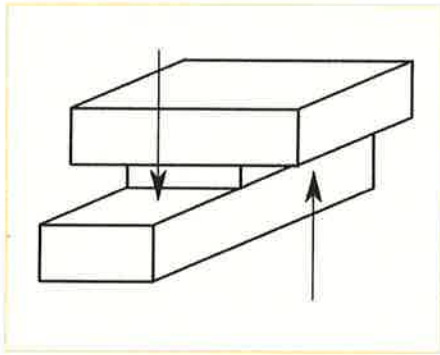
Bij een verlijmd baksteenmuur is de hechtsterkte over het algemeen niet de zwakste schakel. Daardoor komt de treksterkte van het lijmwerk overeen met de treksterkte van de baksteen of de treksterkte van de baksteen maatgevend is, worden maximale waarden voor de treksterkte loodrecht op de lintvoeg bereikt van 1,0 à 1,5 N/mm<sup>2</sup>.

### Kruisproef

In NEN 3835 is de kruisproef omschreven waarmee de hechtsterkte van de mortel aan de steen kan worden bepaald. Onderzoek naar de hechtsterkte heeft aangetoond dat resultaten van kruisproeven een veelal sterk wisselend beeld vertonen. De grote verschillen, vooral tussen verschillende proefseries, duiden op een sterke beïnvloeding door één of meerdere factoren tijdens het mengen van de specie en/of de vervaardiging en verharding van de proefstukken. Bij het bepalen van de hechtsterkte wordt de bezwijkkracht gedeeld door de totale contactoppervlakte (100 mm \* 100 mm). De oppervlakte waarover daadwerkelijk hechting ontstaat blijkt echter kleiner te zijn en sterk variabel. De variërende hechtoppervlakte blijkt een belangrijke oorzaak voor de wisselende hechtsterkte-resultaten te zijn.

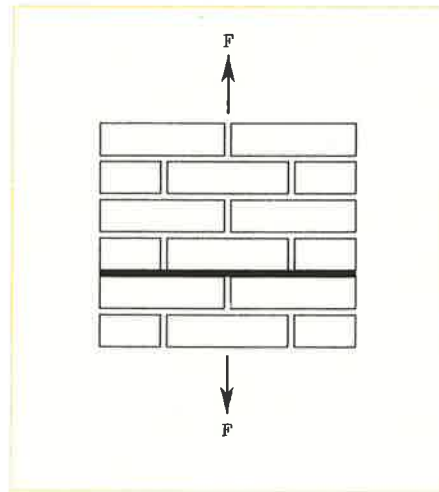
# 1. Mechanische

## EIGENSCHAPPEN



figuur 9 Kruisproef

Wegens de kruisvorm van de proefstukken is het maken, maar vooral ook het ongeroerd laten verhardnen van de proefstukken op de bouwplaats lastig. Gezocht wordt naar een methode die gebruik maakt van een proefstuk bestaande uit twee op elkaar gemetselde halve stenen. De metselaar moet dit proefstuk op het juist opgetrokken metselwerk kunnen maken en ook op die plaats kunnen laten verhardnen. Zowel de verwerkings- als de verhardingscondities zijn dan representatief voor het overige metselwerk. De beproeving vindt plaats met behulp van een eenvoudig te hanteren tang waarin de stenen worden vastgeklemd en vervolgens van elkaar worden getrokken. In het laboratorium is het mogelijk hulpstukken op de proefstukken te lijmen. Door de trekbelasting op het proefstuk aan te brengen via deze vastgelijmde hulpstukken treden



figuur 10 Treksterkte ⊥ lintvoeg

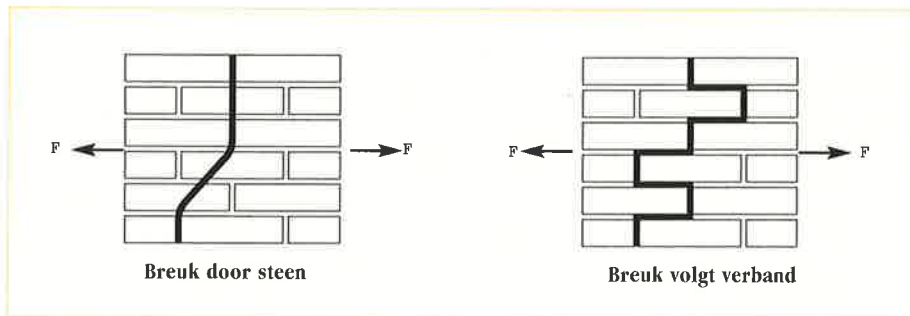
minder verstoringen op dan bij inklemmen met een tang het geval is. Overigens is het ook mogelijk een hechttingsproef met een laboratoriumtang uit te voeren (bond wrench test).

### Treksterkte ⊥ lintvoeg

De treksterkte loodrecht op de lintvoeg is gelijk aan de hechtsterkte met als maximum de treksterkte van de steen of de mortel.

### Treksterkte // lintvoeg

Over het algemeen is de treksterkte evenwijdig aan de lintvoeg hoger dan de hechtsterkte, omdat of het verband uit elkaar moet worden getrokken of de stenen onder trek moeten bezwijken. Uit proeven blijkt dat veelal reeds bij een hechtsterkte van  $0,2 \text{ N/mm}^2$  de baksteen breekt.



figuur 11 Treksterkte // lintvoeg

### Eisen per morteltype

eigenschappen	eenheid	eisen per morteltype					beproeving volgens
		I	II	III	IV	V	
druksterkte ( $f_{t1}$ )	$\text{N/mm}^2$	afhankelijk van de vereiste mortelkwaliteit overkomstig de eis volgens tabel 4 binnen de voor de diverse typen aangegeven reeks					9.1
buigsterkte ( $f_{m,t1}$ )	$\text{N/mm}^2$	$\geq 2$	$\geq 1,5$	$\geq 1$	$\geq 0,5$	$\geq 0,5$	
hechtsterkte <sup>1)</sup> ( $f_b$ )	$\text{N/mm}^2$	$\geq 0,2$	$\geq 0,2$	$\geq 0,15$	$\geq 0,1$	$\geq 0,05$	9.2
krimp	% ( $l/l$ )	$\leq 1,5$	$\leq 1,3$	$\leq 1,2$	$\leq 1,2$	$\leq 1,0$	9.6.1
luchtgehalte specie zonder bewust ingebrachte lucht <sup>2)</sup>	% ( $V/V$ )	$\leq 10$	$\leq 10$	$\leq 10$	$\leq 10$	$\leq 10$	9.6.3
specie met bewust ingebrachte lucht <sup>2)</sup>		$\leq 12$	$\leq 15$	$\leq 20$	$\leq 23$	$\leq 23$	
volumieke massa ( $\rho$ ) van specie met bewust ingebrachte lucht <sup>2)</sup>	$\text{kg/m}^3$	$\leq 1950$	$\leq 1850$	$\leq 1750$	$\leq 1600$	n.v.t.	
verwerkbaarheid	mm	de specie dient direct na aanmaak c.q. het moment van levering een spreidmaat te hebben die niet meer dan $\pm 15 \text{ mm}$ afwijkt van een overeengekomen spreidmaat					9.6.4

<sup>1)</sup> Zie ook 6.1.1.

<sup>2)</sup> Onder bewust ingebrachte lucht wordt verstaan lucht die wordt ingebracht in de vorm van fijn verdeelde stabiele luchtbelletjes, ongeacht de wijze waarop.

figuur 8 Tabel 3 van NEN 3835 "Mortels"

Over de zuivere treksterkte is in TGB 1990 *Steenconstructies* niets opgenomen. Eurocode 6 Deel 1-1 werkt niet met hechtsterkte of treksterkte als karakteriserende materiaaleigenschap. Er is dan ook geen trekproef gedefinieerd maar een schuifproef. De Duitse norm DIN 1053 Teil 1 stelt de treksterkte loodrecht op de lintvoeg gelijk aan nul en relateert de treksterkte evenwijdig aan de lintvoeg aan de schuifsterkte van de voeg en aan de treksterkte van de steen.

### 1.5. Buigtreksterkte

**D**irect verbonden met de zuivere treksterkte is de buigtreksterkte. De door de metselwerkdoorsnede opneembare buigtrekspanningen blijken hoger te zijn dan de opneembare spanningen in een trekproef. De buigtreksterkte is eigenlijk geen materiaaleigenschap maar een constructie-eigenschap. De buigtreksterkte is namelijk afhankelijk van de vorm en de grootte van de doorsnede. In TGB 1990 *Steenconstructies* zijn twee methoden opgenomen ter bepaling van de buigtreksterkte loodrecht op de lintvoeg:

- beproeving
- op basis van hechtsterkte.

In de praktijk wordt vrijwel uitsluitend de hechtsterktemethode gehanteerd. Eurocode 6 Deel 1-1 definieert uitsluitend buigtreksterkte op basis van proeven.

#### Bepaling buigtreksterkte door beproeving

De beproeving volgens bijlage B van TGB 1990 *Steenconstructies* bestaat uit het bepalen van de buigtreksterkte van minimaal 6 proefstukken met behulp van een vierlijns buigproef. Omschreven zijn proeven voor plaatbuiging in twee richtingen namelijk:

- buiging om de lintvoegrichting resulterend in de buigtreksterkte loodrecht op de lintvoeg:  $f_{m,\perp}$
- buiging om de stootvoegrichting resulterend in de buigtreksterkte evenwijdig aan de lintvoeg:  $f_{m,\parallel}$

De buiging in het vlak van het metselwerk zoals dat bijvoorbeeld optreedt in een schijfelement komt niet aan de orde. In tegenstelling tot de druksterktebepaling is voor de buigtreksterktebepaling geen langeduur-reductie opgenomen.

Beproeving van de buigtreksterkte volgens Eurocode 6 Deel 1-1 is omschreven in NEN-EN 1052-2 "Deel 2: Bepaling van de buigtreksterkte" (in voorbereiding) en lijkt sterk op de Nederlandse

beproevingmethode. Ook hier is alleen sprake van plaatbuiging.

#### Bepaling buigtreksterkte op basis van hechtsterkte

TGB 1990 *Steenconstructies* maakt het mogelijk de buigtreksterkte af te leiden uit de hechtsterkte. De buigtreksterkte loodrecht op de lintvoeg wordt gelijk gesteld aan 1,5 maal de hechtsterkte. De factor 1,5 is arbitrair bepaald. De hogere buigtreksterkte ontstaat door herverdeling van de trekspanningen over de doorsnedehoogte. Invloedsfactoren welke de grootte van de factor bepalen zijn:

- de vorm en de afmeting van de doorsnede
- de stijfheid van steen en mortel
- de wijze waarop de treksterkte is vastgelegd (zie het artikel "Onderzoek constructief metselwerk (VI): Is meten weten?" van ir. R. van der Pluijm verschenen in het tijdschrift *Cement* nummer 5 1996).

De buigtreksterkte evenwijdig aan de lintvoeg wordt gelijk gesteld aan 3 maal de hechtsterkte, dus 2 maal de buigtreksterkte loodrecht op de lintvoeg. Uit proeven blijkt dat bij een redelijke hechtsterkte geen vertande breuk optreedt maar een rechte breuk over de stenen. De treksterkte van baksteen is in dat geval dus maatgevend. TGB 1990 *Steenconstructies* houdt hier geen rekening mee. Bij een hoge hechtsterkte wordt de waarde van de buigtreksterkte daardoor overschat.

Er is geen methode voor de bepaling van de buigtreksterkte evenwijdig aan de lintvoeg voor buiging in het metselwerkvlak gegeven.

### 1.6. Elasticiteitsmodulus

**D**e elasticiteitsmodulus is de verhouding tussen spanning en vervorming. Metselwerk gedraagt zich echter niet lineair elastisch maar heeft een gekromd  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram. Met een dergelijk diagram zijn vele elasticiteitsmoduli te definiëren. In TGB 1990 *Steenconstructies* wordt het  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram, evenals bij beton, geschematiseerd tot een bilineair diagram. De hellende tak loopt door de oorsprong en door het punt met de rekenwaarde voor de druksterkte  $f_d$  en 2,5 % vervorming. Eurocode 6 Deel 1-1 hanteert een parabolisch verloop tot 2,0 % vervorming. Deze  $\sigma$ - $\epsilon$  diagrammen zijn uitsluitend van belang voor de verdeling van de drukspanningen over een doorsnede bij berekening op druk en buiging.

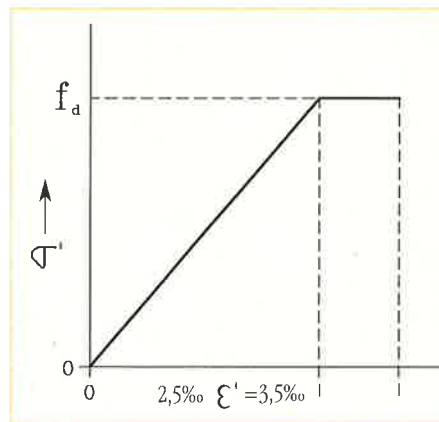
Gezien de geringe treksterkte wordt doorgaans uitsluitend de elasticiteitsmodulus bij druk beschouwd. Voor een constructeur is de elasticiteits-

modulus bij trek niet interessant, behalve indien gebruik wordt gemaakt van berekeningen met behulp van de eindige-elementenmethode. De elasticiteitsmodulus bij trek is veel kleiner dan bij druk. Vlakke doorsneden blijven daardoor bij buiging niet vlak.

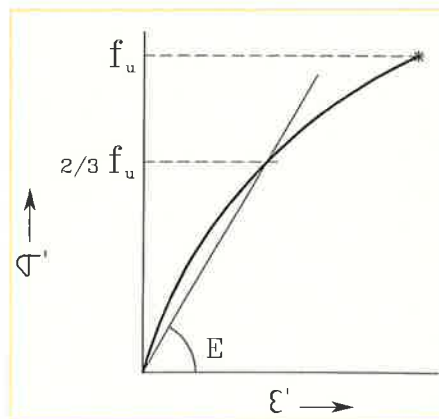
De elasticiteitsmodulus is gelijk gesteld aan 1.000 maal de representatieve druksterkte  $f_{rep}$  (zowel in TGB 1990 *Steenconstructies* en Eurocode 6 Deel 1-1). NEN-EN 1052-1 "Deel 1: Bepaling van de druksterkte" definieert de elasticiteitsmodulus als de secantmodulus vanuit de oorsprong tot 1/3 maal de waarde van de breuksterkte. Deze elasticiteitsmodulus correspondeert niet met de hellingshoek in het bilineaire  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram. Dit wordt ten dele veroorzaakt door de materiaalfactor. Overigens is dit ook het geval bij beton.

Uit het werk van CUR-commissie B50 volgt voor de secantmodulus vanuit de oorsprong naar een punt bij 2/3 maal de waarde van de breukdruksterkte een waarde voor de elasticiteitsmodulus tussen 500 en 1.000 maal  $f_{rep}$ .

In TGB 1990 *Steenconstructies* wordt voor de elasticiteitsmodulus bij druk evenwijdig aan de lintvoegen wel een waarde aangegeven namelijk  $E_{//} = 2 * E_{\perp}$ , terwijl geen druksterkte in deze richting is gegeven.



figuur 12 Bilineair  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram uit NEN 6790 "TGB 1990 Steenconstructies"



figuur 13 De elasticiteitsmodulus

### 1.7. Vervormingscoëfficiënten

**M**etselwerk van baksteen is relatief vormvast. Toch zal er altijd sprake zijn van geringe vervormingen onder invloed van diverse factoren. De belangrijkste vervormingscoëfficiënten zijn:

- temperatuur  $6 \cdot 10^{-3} \text{ mm}/(\text{m} \cdot \text{K})$
- verhardingskrimp maximaal  $-0,2 \text{ mm}/\text{m}$
- zwelling door vochtopname 0
- kruip 1,0

#### Temperatuur

De thermische uitzettingscoëfficiënt van metselwerk van baksteen bedraagt  $6 \cdot 10^{-3} \text{ mm}/(\text{m} \cdot \text{K})$ . Dit betekent bijvoorbeeld dat over een lengte van 10 m bij een temperatuurverandering van  $10^\circ$ , een lengteverandering van 0,6 mm optreedt. Dit is laag ten opzichte van andere soorten metselwerk en beton. Voor kalkzandsteen en cellenbetonsteen geldt een coëfficiënt van  $8 \cdot 10^{-3} \text{ mm}/(\text{m} \cdot \text{K})$  en voor betonsteen en beton  $10 \cdot 10^{-3} \text{ mm}/(\text{m} \cdot \text{K})$ . De geringe vormverandering van metselwerk van baksteen bij wisselende temperaturen is gunstig op plaatsen waar het metselwerk verbonden is met constructie-elementen die geen of weinig temperatuurverandering ondergaan. Een voorbeeld hiervan is een gevel verbonden met de hoofd-draagconstructie (inclusief de fundering). Als de uitzettingscoëfficiënten van gevel en hoofd-draagconstructie verschillend zijn, moeten de verschillen in vervorming kunnen worden opvangen. Dit geval doet zich ook voor bij een betonlatei in combinatie met metselwerk van baksteen.

#### Verhardingskrimp en zwelling door vochtopname

De invloed van de mortelkrimp wordt bepaald door de samenstelling van de mortel. Vooral de water/cementfactor is van belang in verband met onttrekking door de stenen van aanmaakwater uit de specie. Van invloed is ook het percentage voegen in het metselwerk. Door opname van vocht uit de lucht zwelt een baksteen in dikterichting. Deze zwelling begint direct na het bakken, stopt na betrekkelijk korte tijd en is onomkeerbaar. De zwelling is minder naarmate de baktemperatuur van de steen hoger is geweest. Mortelvoegen krimpen daarentegen bij verharding door uitdroging. Combinatie van deze twee fenomenen resulteert veelal in een praktisch te verwaarlozen vormverandering voor metselwerk van baksteen.

De invloed van de zwelling tijdens de fase waarin de specie verhardt, is afhankelijk van de ouderdom van de stenen op het moment van verwerken. Hoe ouder

de stenen, hoe minder zwelling er resteert tijdens de verharding. TGB 1990 Steenconstructies geeft geen waarden voor verhardingskrimp en zwelling door vochtopname. Eurocode 6 Deel 1-1 stelt maximaal  $-0,2 \text{ mm}/\text{m}$  voor verhardingskrimp en maximaal  $+1,0 \text{ mm}/\text{m}$  voor zwelling door vochtopname voor. De hoge waarde voor de zwelling is echter niet van toepassing op metselwerk van baksteen van Nederlandse bakstenen. Hiervoor vermeldt tabel 2 van DIN 1053 Teil 1 als maximum  $+0,3 \text{ mm}/\text{m}$ . Als rekenwaarde geldt volgens deze norm 0.

#### Kruip

In TGB 1990 Steenconstructies staan geen gegevens over kruip. Eurocode 6 Deel 1-1 stelt 1,0 voor als boxed value voor de kruipcoëfficiënt. Metselwerk van baksteen kruipt heel weinig in verhouding tot beton. Voor dat materiaal geldt een maximale kruipcoëfficiënt van 4,2 voor betonkwaliteit B15 en een relatieve vochtigheid  $< 60 \%$  (zie tabel 8 van NEN 6720 "TGB 1990 Voorschriften Beton - Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995)"). Kruip van metselwerk van baksteen wordt uitsluitend bepaald door de mortel omdat de kruipvervormingstoename van baksteen in de tijd verwaarloosbaar klein is. De mortel kan in dit opzicht beschouwd worden als beton met een lage druksterkte. Door het beperkte volume van de voegen ten opzichte van het volume van de stenen is de kruip van metselwerk van baksteen gering.

De kruipcoëfficiënt geeft de verhouding aan tussen de kruipvervorming ten opzichte van de direct optredende vervorming gerelateerd aan de elasticiteitsmodulus. Een kruipcoëfficiënt van 1 betekent dat de kruipvervorming gelijk is aan de direct optredende vervorming. De waarde van de kruipcoëfficiënt is daardoor sterk afhankelijk van de aangehouden elasticiteitsmodulus. Uit onderzoek blijkt de kruipcoëfficiënt van metselwerk van baksteen te liggen tussen 0,4 en 0,95 (onderzoek TNO Bouw "Het tijdsafhankelijke vervormingsgedrag van metselwerk", 1997).

De waarde is afhankelijk van de mortel, de aangenomen elasticiteitsmodulus, het drukspanningsniveau en de verhouding voegdikte/steendikte.

### 1.8. Eigenschappen van baksteen

**D**e druksterkte van baksteen kan worden bepaald door middel van een drukproef volgens Ontwerp NEN 2871 "Beproevingmethoden voor vormvaste steenachtige bouwmaterialen - Mechanische en fysische en eigenschappen". Voorgeschreven is een drukproef op een geslepen

steen in de conditie "nat". De belastingsnelheid tijdens de proef is hoog, namelijk  $0,6 \text{ N}/\text{mm}^2$  per seconde en de beproevingsijd duurt slechts ongeveer een minuut. Uitgaande van het standaard waalformaat is de hoogte van het proefstuk ongeveer 50 mm. Voor proefstukken met een andere hoogte wordt de gemeten druksterkte met behulp van een vormfactor gecorrigeerd.

De invloed van de drukplaten is groter naarmate de hoogte afneemt ten opzichte van de breedte en lengte van de steen. Deze invloed is te verminderen door de proefstukhoogte te vergroten, bijvoorbeeld door een stapel geslepen stenen te beproeven.

Wegens de geringe proefstukhoogte en de hoge belastingsnelheid is de waarde van de druksterkte uit de genormeerde proef relatief hoog. Daardoor lijkt de invloed van de mortel bij het bepalen van de metselwerkdruksterkte via de tabel van TGB 1990 Steenconstructies erg groot. Omrekening van de proefresultaten naar een overeenkomstige druksterkte voor een proefstuk van  $b \cdot h = 100 \cdot 100 \text{ mm}$  zoals Eurocode 6 Deel 1-1 voorstelt, geeft meer inzicht in de steendruksterkte. Voor een proefstuk van  $b \cdot h = 100 \cdot 50 \text{ mm}$  betekent dit een reductie van 25 %.

In Nederland is het gebruikelijk de druksterkte van de baksteen af te leiden uit de spltjttreksterktebeproeving. Het Technisch Centrum voor de Keramische Industrie (TCKI) in De Steeg voert deze proeven uit voor Nederlandse bakstenen. NEN 2489 "Metselbaksteen" definieert voor alle gebruiksklassen een ondergrenswaarde voor de druksterkte en voor de gebruiksklassen B en C bovendien een minimaal gemiddelde waarde. De minimaal gemiddelde waarde van de druksterkte wordt gebruikt voor het bepalen van de metselwerk-druksterkte via de tabel in TGB 1990 Steenconstructies. Voor de gebruiksklassen A0 tot en met A6 (binnenmuursteen) zijn geen minimaal gemiddelde waarden gegeven. Bepaling van de metselwerkdruksterkte van metselwerk met bijvoorbeeld een baksteen uit gebruiksklasse A1 (dragende of steunende halfsteens binnenmuren) is slechts mogelijk als de baksteenproducent de minimaal gemiddelde waarde van de baksteen-druksterkte opgeeft. Voor bakstenen uit de gebruiksklassen B5 (buitenmuursteen e.d.), C2 en C3 (hogedruksteen) zijn geen metselwerkdruksterkten af te lezen in de tabel in TGB 1990 Steenconstructies. De minimaal gemiddelde druksterkte van deze stenen ( $45, 45$  en  $60 \text{ N}/\text{mm}^2$ ) is hoger dan de maximale waarde van  $35 \text{ N}/\text{mm}^2$  in de tabel 1 van deze norm. Overigens behoort van de totale baksteenproductie in Nederland, de gebruiksklassen A0 tot en met A6 uitgezonderd, het overgrote deel tot gebruiksklasse B2 of hoger ( $f_b \approx 17,5 \text{ N}/\text{mm}^2$ ).

De druksterkte van baksteen is doorgaans niet het maatgevende criterium voor het bepalen van de gebruiksklasse. Daardoor is de druksterkte van een baksteen in een gekozen gebruiksklasse vaak veel hoger dan de minimaal gemiddelde waarde volgens tabel 2 van NEN 2489 "Metselbaksteen".

De treksterkte van een baksteen heeft vele mogelijke waarden, afhankelijk van de definitie. Wegens een eventuele gelaagdheid van de baksteen, afhankelijk van de vormmethode, is sprake van een zekere richtingsafhankelijkheid in de treksterkte. Afhankelijk van de wijze van beproeven zijn er drie soorten treksterkten:

- zuivere treksterkte
- slijptreksterkte (1,1 maal de zuivere treksterkte)
- buigtreksterkte (1,8 maal de zuivere treksterkte).

De verhoudingen tussen deze treksterkten zijn globaal, maar wel afhankelijk van het baksteentype en vooral van het formaat. De hogere buigtreksterkte wordt veroorzaakt door een niet-lineair spannings-

verloop over de doorsnede waardoor de neutrale lijn hoger komt te liggen. Naarmate de hoogte van de doorsnede kleiner is, is dit effect groter.

### 1.9. Eigenschappen van mortel

Uit constructief oogpunt is vooral de druksterkte en de hechtsterkte van de mortel van belang. NEN 3835 "Mortels" bevat een onderverdeling in zeven mortelkwaliteiten op grond van de minimaal vereiste druksterkte en een onderverdeling in vijf morteltypen naar hoofdtoepassing. Morteltype II M 7,5 is een gangbare mortel geschikt voor alle werk in weer en wind en dragend werk binnen met een representatieve druksterkte van 7,5 N/mm<sup>2</sup>. Technisch is het mogelijk mortels met een druksterkte oplopend tot 22,5 N/mm<sup>2</sup> te vervaardigen die, in combinatie met bakstenen uit bijvoorbeeld gebruiksklasse C3, relatief hoge metselwerkdruksterkten opleveren.

De druksterkte van metselmortel wordt altijd bepaald in combinatie met de buigtreksterkte. In een stalen

mal worden 3 prisma's gevormd van 40 \* 40 \* 160 mm waarvan met een driepuntsbuigproef de buigtreksterkte wordt bepaald. Vervolgens worden beide helften onderworpen aan een drukproef. Door de grote verschillen in verhardingscondities tussen de mortelprisma's in een stalen mal en de mortel in de voeg in aanraking met het baksteenoppervlak, zijn de prisma's niet representatief voor de mortel in het metselwerk. Het maken van een mortelproefstuk dat verhardt tussen stenen is echter moeilijk.

De verhardingstijd van de mortelprisma's is, evenals bij beton, gesteld op 28 dagen. Bij geprefabriceerde mortels worden echter ook de 1-daagse en de 7-daagse druksterkte gemeten. In NEN 3835 zijn de eisen voor druksterkte, buigtreksterkte en hechtsterkte per morteltype vastgelegd.

## Mortelkwaliteiten, -typen en soorten

Op grond van de minimaal vereiste druksterkte worden 7 mortelkwaliteiten onderscheiden:

M 2,5 - M 5 - M 7,5 - M 10 - M 12,5 - M 15 en M 17,5.

Op grond van hun geschiktheid voor in het bijzonder bepaalde hoofdtoepassingsgebieden, worden 5 morteltypen onderscheiden volgens tabel 2.

Daarnaast worden mortels onderscheiden die bestemd zijn voor het verwerken van stenen en blokken met zeer dunne voegen, de zogenaamde lijmmortels.

Tabel 2 - Morteltypen

type	hoofdtoepassing
I	waterkerend werk
II	alle werk in weer en wind en dragen werk binnen
III	als voor II, echter voor die gevallen dat het metselwerk niet wordt blootgesteld aan bijzondere verwerende omstandigheden zoals hoge regenbelasting of inwateringsgevaar
IV	dragen en niet-dragen werk binnen
V	werk waarbij zekere vervormingen door het metselwerk moeten kunnen worden opgenomen.

De voor de onderscheiden mortelkwaliteiten, -typen en soorten van toepassing zijnde eisen zijn gegeven in hoofdstuk 6. Daarin is tevens het aantal mortelkwaliteiten voor elk der morteltypen begrensd.

De aanduiding van het morteltype volgens tabel 2 geschiedt door toevoeging van respectievelijk I, II, III, IV of V aan de mortelkwaliteitsaanduiding, bijv. M 7,5-III.

Bij lijmmortels kan worden volstaan met de aanduiding lijmmortel voor kalkzandsteen of lijmmortel voor gasbeton.

#### Opmerking

In NPR 3834 voor de verschillende steensoorten, -typen, -toepassingen een aantal aanbevelingen gedaan voor per morteltype aan te houden mortelsamenstellingen.

# 1. Mechanische

## EIGENSCHAPPEN

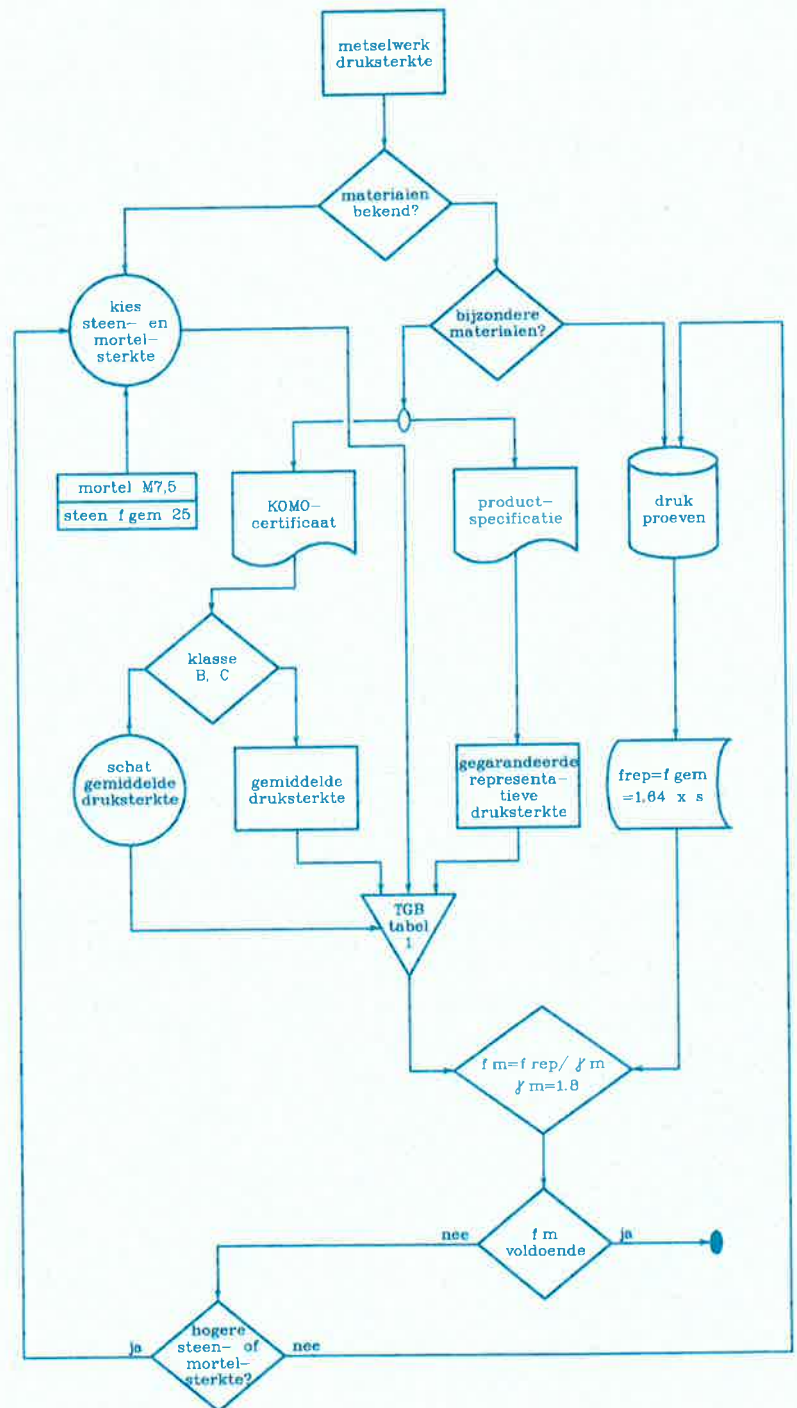
### 1.10. Stroomschema materiaalparameters

De bedoeling van het stroomschema is de stappen te beschrijven die ertoe leiden de druksterkte ( $f_b$ ) van metselwerk van baksteen te bepalen op basis van de druksterkte van baksteen en mortel. Wanneer de materialen bekend zijn, is de druksterkte ervan vastgelegd in een productspecificatie die in het algemeen door een KOMO-certificaat wordt gedekt. De kwaliteitseisen van baksteen worden vastgelegd op een specificatieformulier conform Bijlage B van NEN 2489.

De weg naar de tabel in TGB 1990 Steenconstructies voor het bepalen van  $f_{rep}$  is dan eenvoudig te volgen, waarna  $f_m$  is te bepalen door de materiaalfactor in rekening te brengen. Als van baksteen voor de gebruiksklassen B en C de gemiddelde waarde voor de druksterkte bekend is, mag deze uiteraard worden gebruikt voor het bepalen van de metselwerkdruksterkte. Voor baksteen in de gebruiksklasse A moet deze bekend zijn voor het bepalen van de metselwerkdruksterkte.

Indien bijzondere materialen worden toegepast, staat eigenlijk alleen de weg open van drukproeven, een methode die ook voor de gebruikelijke materialen kan worden toegepast. De tabel in TGB 1990 Steenconstructies is vrij conservatief. Dat moet ook wel omdat deze tabel alle mogelijke baksteen/mortelcombinaties dekt. Als gevolg daarvan resulteert de drukproef op een specifieke baksteen/mortelcombinatie over het algemeen in een hogere waarde voor de druksterkte van metselwerk.

Zijn de materialen in het ontwerpstadium niet bekend, dan moet voor de berekening toch een waarde voor de baksteendruksterkte en de morteldruksterkte worden gekozen. Als basisaanname kan dienen een mortel M 7,5 en een baksteendruksterkte van 25 N/mm<sup>2</sup> (minimaal gemiddelde waarde voor gebruiksklasse B3). Bij de uiteindelijke materiaalkeuze moet getoetst worden of de werkelijke druksterkte groter of gelijk is aan de gekozen druksterkte. Is de via de tabel van TGB 1990 Steenconstructies gevonden druksterkte onvoldoende om de gewenste constructie te dimensioneren, dan moet de constructeur kiezen voor een hogere baksteendruksterkte en/of morteldruksterkte.



figuur 15 Stroomschema materiaalparameters

# 2. Constructief

## ONTWERP EN DETAILLERING VAN BUITENGEVELS

### 2.1 Inleiding

**Historisch gezien is de gevel van een bouwwerk een afsluitend, maar ook een dragend element. De gevel is relatief zwaar, zowel door de dragende als door de afsluitende functie. Om bijvoorbeeld een muur met voldoende waterdichtheid te realiseren moest een deugdelijk "vol en zat" gemetselde anderhalfsteens muur met een dikte van 320 mm worden toegepast.**

**R**ond 1920 wordt de eerste spouwmuur toegepast. Bij een spouwmuur ontstaat een functiesplitsing tussen het binnenspouwblad en het buitenspouwblad.

Het binnenspouwblad heeft de volgende functies:

- zonnig een bijdrage leveren aan de hoofddraagconstructie van het bouwwerk;
- handhaven van het binnenklimaat in de vorm van vocht- en warmte-accumulatie;
- afsluiten van de binnenruimte, waarbij ook het interieur een rol speelt met aspecten als afwerking (schoon metselwerk, stucwerk, behang) en mogelijkheid iets aan het binnenspouwblad te bevestigen;
- drager van leidingen.

Het buitenspouwblad heeft de volgende functies:

- gestalte geven aan het architectonische uiterlijk;
- bescherming bieden tegen het buitenklimaat: geluid, vocht, temperatuur en wind;
- weerstand bieden tegen belastingen ten gevolge van temperatuur en wind en tegen overige mechanische belastingen.

De spouw vormt de overgang tussen het binnen- en het buitenmilieu. Vanaf 1970 wordt de spouw geheel of gedeeltelijk met isolatiemateriaal gevuld.

De in Nederland toegepaste spouwmuurconstructie is relatief licht en dun. De constructie bestaat in principe uit een buitenspouwblad van 100 mm, een luchtspouw van 40 mm, 70 tot 120 mm isolatiemateriaal en een binnenspouwblad van 100 tot 140 mm.

De totale dikte van een gangbare spouwmuur (100 mm + 120 mm + 100 mm = 320 mm) met een

$R_c$ -waarde van 2,5 is gelijk aan een anderhalfsteens muur van 320 mm. De massa is echter een derde minder en de bouwfysische eigenschappen zijn beter. Een eigenschap van de spouwmuurconstructie is dat de gescheiden spouwbladen ieder een eigen thermische en constructieve werking hebben. De beide spouwbladen die doorgaans bestaan uit onderling verschillende materialen, worden ieder afzonderlijk blootgesteld aan verschillende klimaatomstandigheden en belastingen. Het verschil in klimaatomstandigheden is steeds groter geworden door het verhogen van de  $R_c$ -waarde. Onder gevelengineering wordt verstaan het onderkennen van het verschil in gedrag tussen het binnen- en buitenspouwblad en het elimineren van de nadelen door middel van een juiste detaillering. Ter aanvulling op de in dit hoofdstuk gegeven informatie wordt verwezen naar KNB-publicatie "Rekenregels en dilataties".

### 2.2. Binnenspouwblad

**H**et krachten spel in het binnenspouwblad is beter te bepalen dan dat van het buitenspouwblad. Het klimaat waarin het zich bevindt, is redelijk gelijkmatig.

Indien het binnenspouwblad vloerdragend is, is het dragen van de verticale belasting de primaire functie. Zo niet, dan draagt het binnenspouwblad in hoofdzaak zijn eigen gewicht. In horizontale richting, loodrecht op het muurvlak, kan het binnenspouwblad een deel van de windbelasting dragen die via het buitenspouwblad middels de spouwankers wordt overgedragen.

Het is een principiële vraag of het binnenspouwblad wel deel uitmaakt van de totale constructie of als los

vulelement moet worden gezien. Als het binnenspouwblad star met de draagconstructie is verbonden, maakt het een wezenlijk onderdeel daarvan uit, mogelijk niet met een in belangrijke mate dragende functie, maar wel met een stabiliteitsfunctie. De krachten die daardoor in het vlak van het element werkzaam zijn, zijn schijfkrachten. Doorgaans zijn deze krachten klein doordat de stabiliteit verzorgd wordt door vele wanden die elk een klein deel van het bouwwerk stabiliseren.

De krachten en vervormingen tengevolge van vocht en temperatuur zijn gering wegens het redelijk constante klimaat waarin geen grote temperatuur- en vochtigheidswisselingen voorkomen. De belangrijkste vervorming is de uitdrogingskrimp van het binnenspouwblad die afhankelijk is van het materiaal. Indien het binnenspouwblad een stabiliteitsfunctie heeft, kan het loskrimpen van de hoofddraagconstructie tot gevolg hebben dat de stabiliserende functie minder goed vervuld wordt. De krimp van metselwerk van baksteen in het algemeen en ook van metselwerk van lichtgewicht binnenmuurbaksteen is zo gering dat het loskrimpen over het algemeen niet zal optreden.

Als ervoor wordt gekozen het binnenspouwblad geen dragende of stabiliserende functie te geven, dan moet het aan de boven- en aan de zijkant losgehouden worden van de hoofddraagconstructie.

### 2.3. Buitenspouwblad

**H**et krachten spel en de daarmee samenhangende vervormingen in het buitenspouwblad zijn complex. Dit vereist een zorgvuldige detaillering die afgestemd is op het gewenste krachtenverloop in het buitenspouwblad. Hierdoor worden scheuren als gevolg van trekspanningen voorkomen.

Veelal ontstaan deze spanningen ten gevolge van verhinderde vervorming. Het is dus van belang de vervorming van het buitenspouwblad te kennen en het verhinderen van die vervorming te voorkomen. De belangrijkste vervormingen treden op ten gevolge van temperatuur en vocht.

Naast spanningen die worden veroorzaakt door verhinderde vervorming werken op het buitenspouwblad belastingen ten gevolge van het eigen gewicht en externe belastingen waarvan windbelasting de voornaamste is.

### 2.4. Belastingen en vervormingen

**B**ij vervormingen gaat het altijd om relatieve vervormingen. Het is belangrijk de referentie goed te omschrijven: ten opzichte van welk punt en ten opzichte van welk tijdstip worden de vervormingen bepaald?

#### 2.4.1 Temperatuur

Thermische vervorming is het rekenkundig product van het optredende temperatuurverschil en de lineaire uitzettingscoëfficiënt van het materiaal. Het optredende temperatuurverschil wordt bepaald door de luchttemperatuur en de zombestraling. In NEN 6702 "TGB 1990 Belastingen en vervormingen" is in tabel 6 een overzicht van extreme temperaturen opgenomen voor verschillend gekleurde oppervlakken die zijn blootgesteld aan directe zombestraling. Voor lichte kleuren wordt 60° C en voor donkere kleuren 75° C vermeld. Deze opgave is zeer globaal. Er is bijvoorbeeld geen onderscheid gemaakt in materialen en ook is niet duidelijk of er oppervlakte- of gemiddelde materiaaltemperaturen worden bedoeld.

Temperatuurvariaties treden op in een dagcyclus en een jaarcyclus. Voor de jaarcyclus is vooral het eerste jaar na de bouw van belang. Door extreme temperaturen tijdens de bouw kunnen grote temperatuurvariaties ontstaan. Door kruip van de materialen kan na de eerste cyclus de gemiddelde temperatuur als referentietemperatuur worden aangehouden.

#### 2.4.2 Vocht

Hygrische vormverandering treedt op onder invloed van vocht. In metselwerk van baksteen is na verwerking vocht aanwezig. Het verdampen van dit bouwvocht leidt tot drogingskrimp. De verhardingskrimp van metselmortel is voor het grootste deel drogingskrimp. Door het bakken is in baksteen geen vocht aanwezig. Baksteen heeft dus geen initiële drogingskrimp. De voegen hebben wel verhardingskrimp. Door het beperkte aandeel van de voeg in de gevel resulteert dit in een geringe krimp van het metselwerk. Ook bij opname van vocht en het daarna weer afstaan treedt een vervorming op.

#### 2.4.3 Belasting

Door belastingen vervormt een constructiemateriaal en dus ook metselwerk van baksteen. De vervormingen zijn elastisch en deels plastisch. Plastisch vervormen betekent dat het materiaal na het verdwijnen van de belasting niet in zijn oorspronkelijke vorm terugkeert. Andersom geformuleerd: als er spanningen zijn ontstaan door

een opgelegde vervorming nemen door het toenemen van de vervorming van het metselwerk de spanningen sterk af. Het op de lange duur plastisch vervormen wordt kruip genoemd.

#### 2.4.4 Windbelasting

De in rekening te brengen windbelasting op bouwwerken moet worden ontleend aan TGB 1990 Belastingen en vervormingen. De windvormfactoren ter plaatse van hoeken zijn hoger dan die voor het resterende gevelvlak. Indien echter een wat groter gevelvlak wordt beschouwd, hetgeen wegens de optredende krachtafdracht in metselwerk gerechtvaardigd is, blijkt de toename gering. In de berekening wordt aangenomen dat in de spouw geen onder- of overdruk aanwezig is.

### 2.5. Verankering tussen buitenspouwblad en binnenconstructie

**G**evelmetselwerk maakt over het algemeen deel uit van een spouwmuurconstructie. Binnen- en buitenspouwblad zijn met elkaar verbonden door middel van spouwankers.

Belasting loodrecht op het vlak van het metselwerk, veelal windbelasting, wordt via de spouwankers gedeeltelijk doorgegeven van het buiten- naar het binnenspouwblad. De belasting verdeelt zich over binnen- en buitenspouwblad conform de buigstijfheidsverhouding tussen beide bladen. Het stijfste blad neemt de meeste belasting op. Door de combinatie van een buigslap houten binnenspouwblad met een buigstijf gemetseld buitenspouwblad wordt de windbelasting in eerste instantie vrijwel volledig opgenomen door het stijvere buitenspouwblad. Als de buigtreksterkte daarvan relatief beperkt is, zal het buitenspouwblad scheuren en wordt de volledige belasting vervolgens opgenomen door het houten binnenspouwblad wegens de hogere buigtreksterkte. In de combinatie van een gemetseld buitenspouwblad van baksteen met een betonnen binnenspouwblad (dat buigstijver is dan een gemetseld buitenspouwblad van baksteen) wordt de windbelasting conform de buigstijfheidsverhouding verdeeld. De meeste belasting zal in dit geval worden opgenomen door het betonnen binnenspouwblad.

Op basis van SBR-rapport 228 "A-symmetrische spouwmuren; ontwerptabellen en rekenregels" kunnen spouwmuurconstructies worden berekend waarvan de beide spouwbladen uit onderling verschillende materialen bestaan. Het rapport kan worden gebruikt om op eenvoudige wijze de rekenwaarde van de windbelasting te berekenen die

door een gesloten spouwmuur kan worden opgenomen.

Vanuit de gevel moet de windbelasting worden afgedragen naar de hoofddragconstructie. Over het algemeen zijn dat vloeren, vloerdragende wanden en stabiliteitspenanten. Het is van belang dat alle aansluitingen tussen de constructie-elementen ook in staat zijn de belasting over te dragen. Een aansluitvoeg gevuld met PUR-schuim of schuimband kan geen krachten overdragen, tenzij er een verankering is aangebracht.

De buigtreksterkte van een halfsteens gemetseld 100 mm dik buitenspouwblad zonder sparingen is voldoende om de windbelasting af te dragen naar de ondersteuning ter plaatse van de kopse beëindigingen van vloeren en wanden. Rekenkundig is een afstand van 5 m tussen de ondersteuning zowel in horizontale richting als in verticale richting het maximum bij een buigtreksterkte van metselwerk behorende bij een mortelhechtsterkte van 0,2 N/mm<sup>2</sup>. De ondersteuning moeten bestaan uit spouwankers die gezien de erop werkende krachten wat zwaarder moeten worden uitgevoerd dan de overige spouwankers in het metselwerk.

Deze vorm van verankeren wordt contourverankering genoemd. Daar waar geen stijf binnenblad aanwezig is, bijvoorbeeld in het geval van houtskeletbouw of als er een zeer grote spouw aanwezig is, is het kiezen van deze oplossing noodzakelijk. In andere gevallen kan deze keuze voordelen bieden gelet op de eenvoud van de verankering.

#### 2.5.1 Draagkracht buitenspouwblad

De bewering dat een spouwblad van 5 m \* 5 m in staat is de windbelasting naar de randen af te dragen, is gebaseerd op de het voorbeeld "Grote gelijkijnde spouwbladen in een fabriekshal" ontleend aan SBR-rapport 245 "Realistische rekenmodellen voor metselwerk". In het voorbeeld wordt berekend welke buigtreksterkte nodig is om de windbelasting op te nemen.

Uitgangspunten hierbij zijn:

- Afmetingen van de hal: 20 m \* 50 m \* 5 m.
- De hal heeft een opening van 4 m \* 4 m waardoor onder- en overdruk ontstaat.
- Het metselwerk in de gevel bestaat uit vlakken van 5 m \* 5 m, van elkaar gescheiden door verticale dilatatievoegen.
- Een spouwmuur van verlijmd baksteen met twee identieke gesloten spouwbladen met een bladdikte van maximaal 100 mm, door voldoende spouw-



ankers met elkaar verbonden volgens NPR 6791 "Steenconstructies - Eenvoudige ontwerpregels, gebaseerd op NEN 6790".

- Het metselwerk draagt de windbelasting langs de randen vierzijdig af naar de stijlen en regels. Hierbij wordt verondersteld dat het blad aan de onderzijde door de windbelasting op zijn punt kan gaan staan en zo een moment kan ontwikkelen.
- De in rekening te brengen belastingen, belastingfactoren en belastingcombinaties zijn conform TGB 1990 Belastingen en vervormingen (1e druk, december 1991, waarin verwerkt het correctieblad, september 1993).
- De in rekening te brengen materiaalfactor  $\gamma_m$  is conform TGB 1990 Steenconstructies.
- De volumieke massa bedraagt  $1500 \text{ kg/m}^3$ .
- Een buigstijfheidsverhouding van het metselwerk horizontaal/verticaal van 2 op 1.

Op de hoek van de hal is de windbelasting het hoogst met de windvormfactoren  $C = 0,75$  door overdruk in de hal en  $C = 0,90$  door lokaal verhoogde zuiging. Gemiddeld is op het spouwblad gerekend met een windvormfactor  $C_1 = 1,35$ . De belastingfactor  $\gamma_{f,q}$  is gelijk aan 1,3. Uit berekeningen die zijn uitgevoerd met het programma DIANA (eindige-elementenmethode) van TNO Bouw blijkt dat afhankelijk van de stuwdruk de benodigde rekenwaarde van de horizontale buigtreksterkte  $f_{bt}$  in een 65 mm dik spouwblad varieert van 0,80 tot  $1,60 \text{ N/mm}^2$ .

De gevolgde rekenmethode is ook geldig voor een gemetseld halfsteens buitenspouwblad waarin eveneens een buigstijfheidsverhouding horizontaal/verticaal van 2 op 1 aanwezig is. Voor het gehele buitenspouwblad is de windvormfactor  $C_2 = 0,8$  voor winddruk of  $C_2 = -0,8$  voor windzuiging. In de spouw is geen over- of onderdruk aanwezig. Om de benodigde buigtreksterkte te bepalen is formule 3.4 uit SBR-rapport 245 gebruikt waarbij de stuwdruk  $p_w$  is gereduceerd met de factor  $C_1/C_2 = 0,80/1,35 = 0,593$ . De benodigde horizontale en verticale buigtreksterkten bij een spouwbladdikte van 100 mm en een stuwdruk voor gebied III/bebouwd tot 5 m boven maaiveld ( $p_w = 0,593 * 460 \text{ N/mm}^2$ ) zijn gelijk aan de rekenwaarden volgens artikel 9.2 van TGB 1990 Steenconstructies bij een hechtsterkte  $f_{c,rep}$  van  $0,2 \text{ N/mm}^2$ , namelijk een horizontale buigtreksterkte  $f_{bt}$  van  $0,33 \text{ N/mm}^2$  en een verticale buigtreksterkte  $f_{bt}$  van  $0,17 \text{ N/mm}^2$ .

Een buitenspouwblad van halfsteens metselwerk zal dus bij de laagste stuwdruk juist in staat zijn de belastingen naar de randen af te dragen. De sterkte kan vergroot worden door de afstand tussen de

dilatatievoegen te vergroten naar 10 m, zodat een plaat over drie ondersteuning ontstaat. Door het steunpuntsmoment dat dan in het midden van de plaat ontstaat, nemen de veldmomenten af, zodat meer belasting opneembaar is (omdat de sterkte ter plaatse van het middensteunpunt maatgevend is).

## 2.5.2 Ankers

### Algemeen

Spouwankers dienen om het buitenspouwblad van een spouwmuur constructief te koppelen aan het binnenspouwblad. De spouwankers verdelen de belastingen ten gevolge van winddruk en windzuiging op de gevel over het binnen- en buitenspouwblad. De belastingsverdeling is afhankelijk van de stijfheidsverhoudingen en het vervormingsgedrag van de beide bladen.

Volgens artikel 3.1 van NPR 6791 "Steenconstructies - Eenvoudige ontwerpregels, gebaseerd op NEN 6790" mag de berekening van een al dan niet gesloten gemetselde gevel op windbelasting achterwege blijven indien aan een aantal voorwaarden is voldaan.

Een van deze voorwaarden heeft betrekking op spouwankers en luidt als volgt (artikel 3.1 sub h):

*"De verankering van spouwmuren met een spouwbreedte tot 150 mm en een hoogte tot 11 m boven het aansluitende terrein bestaat uit ten minste vier stalen ankers per  $m^2$  wandoppervlakte, elk met een middellijn van ten minste 4 mm en de verankering van spouwmuren met een spouwbreedte tot 150 mm en gelegen op een hoogte van 11 t.m. 20 m boven het aansluitende terrein, bestaat uit ten minste zes stalen ankers per  $m^2$  wandoppervlakte, elk met een middellijn van ten minste 4 mm.*

*Toelichting: De ankers moeten tegen corrosie bestand zijn. Dit kan worden bereikt door uitvoering in roestvast staal of door het aanbrengen van een corrosiebestendige laag (bijv. epoxycoating)."*

Indien aan alle in artikel 3.1 van NPR 6791 gestelde voorwaarden is voldaan, kan een berekening van de spouwankers dus achterwege blijven. Is dit niet het geval dan moet voor de windbelasting op de gevel een berekening worden uitgevoerd inclusief een berekening van de spouwankers.

Voor grotere spouwbreedten dan 150 mm en/of bouwhoogten boven 20 m moeten de spouwankers altijd worden berekend. Voor het berekenen van spouwankers kan CUR-Aanbeveling "Gevels in metselwerk" worden gebruikt.

### Ankertypen

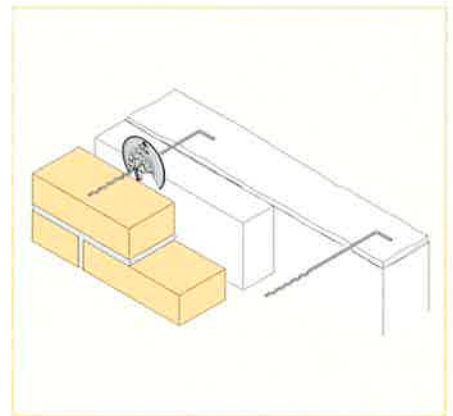
Er zijn in principe verschillende ankertypen gangbaar, afhankelijk van de opbouw van binnenspouwblad en buitenspouwblad. Ankers die binnen- en buitenspouwblad met elkaar verbinden worden spouwankers genoemd. Een speciaal anker-type is het glij-anker.

### Spouwankers in combinatie met een gemetseld bakstenen buitenspouwblad

Als het buitenspouwblad wordt gemetseld, dan zijn de volgende combinaties met binnenspouwbladen mogelijk.

#### 1 Gemetseld binnenspouwblad (metselanker)

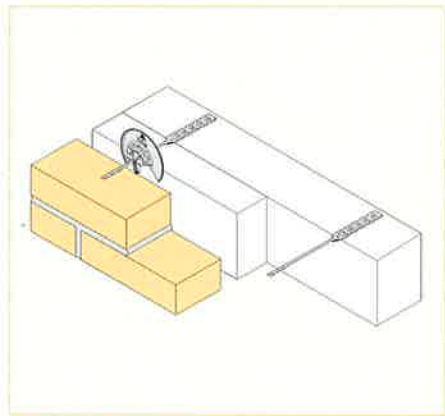
Als de achterliggende constructie bestaat uit een gemetselde muur, wordt over het algemeen een spouwanker met een ronde massieve doorsnede gebruikt. Een dergelijk anker kan gemakkelijk in de lintvoegen van het binnenspouwblad en van het buitenspouwblad worden opgenomen.



figuur 1 Metselanker

#### 2 Gelijmd binnenspouwblad (lijmanker)

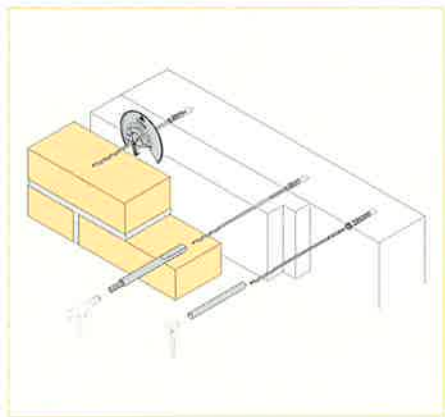
Bestaat het binnenspouwblad uit gelijmd blokken of gelijmd elementen, dan kan een spouwanker met een speciale doorsnede worden toegepast. Omdat de lijmvoeg doorgaans een dikte heeft van 2 tot 3 mm, heeft het anker ter plaatse van de lijmvoeg in het binnenspouwblad een platte doorsnede; ter plaatse van het buitenspouwblad heeft het anker een ronde holle doorsnede.



figuur 2 Lijmanker

3 Overige binnenspouwbladen (booranker en slaganker)

Als de achterliggende constructie bestaat uit een houten binnenspouwblad, een (geprefabriceerde) betonnen wand of een wand opgebouwd uit verdiepingshoge panelen wordt een anker toegepast met een ronde massieve doorsnede. Het anker, voorzien van draad, wordt rechtstreeks in het hout of door middel van een plug in de achterliggende steenachtige constructie bevestigd. Het slaganker is ook toepasbaar voor een binnenspouwblad dat is opgebouwd uit gelijmde blokken of gelijmde elementen.



figuur 3 Booranker en slaganker

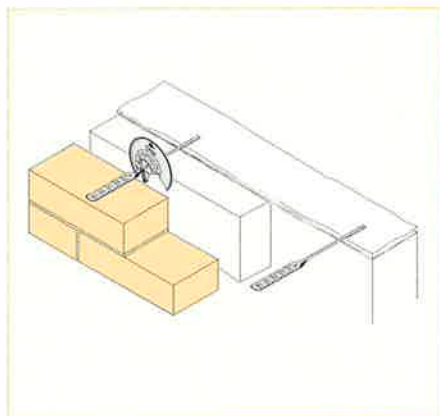
### Spouwankers in combinatie met een buitenspouwblad van verlijmde baksteen

Als het buitenspouwblad wordt verlijmd, dan zijn de volgende combinaties met binnenspouwbladen mogelijk.

1 Gemetseld binnenspouwblad (lijmanker)

Bestaat de achterliggende constructie uit een gemetselde muur, dan kan het hierboven onder punt 2 genoemde lijmanker worden toegepast. De lijmvoegen in het buitenspouwblad hebben over het algemeen een dikte van 3 à 6 mm. De platte doorsnede van het anker kan gemakkelijk in de

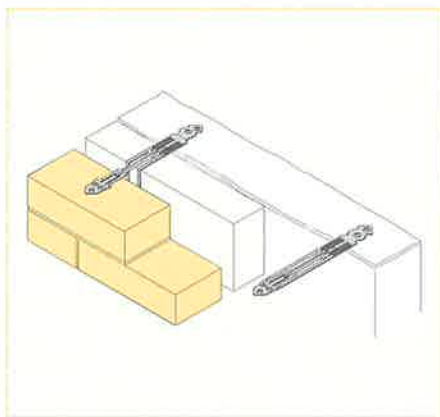
lijmvoeg worden opgenomen; ter plaatse van het gemetselde binnenspouwblad bevindt zich dan de ronde holle doorsnede.



figuur 4 Lijmanker

2 Gelijmd binnenspouwblad (plat anker)

In situaties waar het binnenspouwblad bestaat uit gelijmde blokken of elementen is een plat anker beschikbaar dat in de ruimte tussen de beide spouwbladen over een lengte van maximaal 120 mm een doorsnede heeft met een vergroot traagheidsmoment.



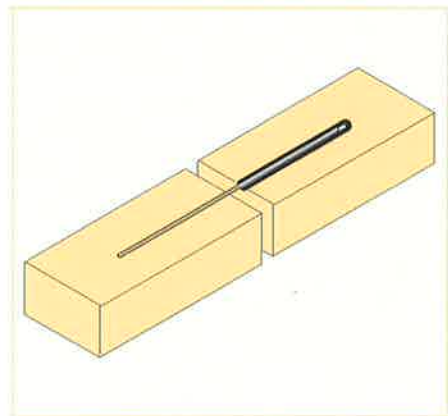
figuur 5 Plat anker

3 Overige binnenspouwbladen (lijmanker)

Als de achterliggende constructie uit een (geprefabriceerde) betonnen wand bestaat of een wand opgebouwd uit verdiepingshoge panelen, dan kan het lijmanker worden gebruikt. Het platte gedeelte van het anker wordt dan verlijmd in het buitenspouwblad. De andere kant van het anker wordt in een tevoren geboord gat van het binnenspouwblad bevestigd. Voor een houten binnenspouwblad kan een omgezet stripanker worden toegepast, dat met de staande zijde tegen het hout wordt geschroefd en met de liggende zijde in de lijmvoeg wordt opgenomen.

### Glij-ankers

Een gemetselde muur, zoals een tuinmuur, die zelf geen constructieve muurverankerung heeft naar een binnenspouwblad, wordt vaak gescheiden van het overige metselwerk door een verticale dilatatievoeg. In dat geval kunnen glij-ankers worden gebruikt om de samenhang in het metselwerk te verzekeren. Het glij-anker overbrugt de dilatatievoeg, biedt geen weerstand tegen horizontale verlenging of verkorting van de te steunen muur, maar draagt wel de windbelasting over van de ongesteunde muur naar het gesteunde binnenspouwblad.



figuur 6 Dilatatie met glij-anker

### Ankerkeuze

De keuze voor het type spouwanker is in eerste instantie afhankelijk van de opbouw van binnenspouwblad en buitenspouwblad (gemetselde of verlijmde baksteen). Spouwankers moeten in principe altijd worden berekend op windbelasting, met uitzondering van de spouwmuurverankerung van gevelmetselwerk dat voldoet aan alle voorwaarden van artikel 3.1 van NPR 6791. Belangrijke uitgangspunten voor het berekenen van spouwankers zijn:

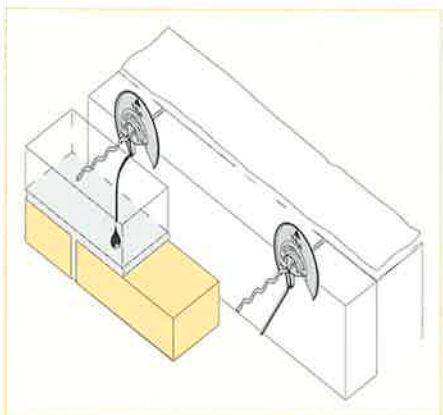
- de stijfheidsverhoudingen tussen binnenspouwblad en buitenspouwblad;
- de spouwbreedte;
- de gebouwhoogte (windbelasting).

Als de gewenste levensduur van spouwankers 50 tot 100 jaar moet bedragen, dan moeten roestvast stalen spouwankers type A4 (AISI 316) worden toegepast (zie SBR-rapport 353 "Duurzaamheid spouwankers").

In vrijwel alle gevallen zal de luchtsouw deels worden voorzien van thermisch isolatiemateriaal zoals minerale wol of kunststofschuim. Dit materiaal wordt tegen het binnenspouwblad bevestigd door middel van klenschijven die over de spouwankers tegen de isolatie worden geschoven of

door het ombuigen van lippen in geval van platte ankers.

Spouwankers moeten in principe afwaterend naar buiten worden aangebracht. Dat voorkomt het aflopen van waterdruppels via het anker naar het isolatiemateriaal en via eventueel aanwezige naden in de isolatielaag naar het binnenspouwblad. Soms is het onzeker of het spouwanker altijd en onder alle omstandigheden afwaterend wordt geplaatst. In die gevallen kan, bij toepassing van ronde ankers, een klemschijf met druppelvanger het water alsnog naar het buitenspouwblad leiden.



figuur 7 Vochtafvoer

### 2.5.3 Rekenvoorbeeld contourverankering

Situatie  
gesloten gevel

verdiepingshoogte 2,70 m

afstand tussen vloerdragende wanden 6,00 m

Windbelasting  
gebied II/onbebouwd, hoogte 7 m

winddruk  $p_w = 0,78 \text{ kN/m}^2$

belastingfactor  $\gamma_{f,q} = 1,3$

De krachtsafdracht verloopt volgens het vloeilijnen-principe. Bij een gelijke stijfheid van de plaat in horizontale en verticale richting lopen de vloeilijnen onder  $45^\circ$ . De stijfheid van metselwerk is in horizontale richting echter groter zodat de hoek kleiner is dan  $45^\circ$  en de verticale randen meer belasting gaan dragen. De oplegging krijgt maximaal een veld van  $2,70/2 = 1,35 \text{ m}$  te dragen.

$$q_d = 1,3 * 1,35 * 0,78 = 1,37 \text{ kN/m}$$

Spouwankers  
normale draadankers  $\varnothing 4 \text{ mm}$ ,  $F_d = 1,0 \text{ kN}$

$$\text{hart-op-hart-afstand} = 1,0/1,37 = 0,73 \text{ m}$$

Conclusie  
Normale spouwankers voldoen als contourverankering bij een hart-op-hart-afstand van maximaal 0,73 m rondom. Indien ook uit de naast liggende gevelvlakken krachtsafdracht naar de verankering plaatsvindt, zijn daar extra spouwankers voor nodig. Bij gelijke gevelvlakken volgt dus een verdubbeling van de spouwankers. De hart-op-hart-afstand wordt dan  $0,73/2 = 0,37 \text{ m}$ .

### 2.5.4 Rekenvoorbeeld vermoeiing spouwanker

Spouwankers vormen een verbinding tussen binnen- en buitenspouwblad. Omdat de vervormingen in het vlak van beide bladen sterk verschillend zijn, zou toepassing van starre verbindingen grote krachten in de beide bladen introduceren. Spouwankers moeten bewegingen in het muurvlak kunnen volgen en dientengevolge slap zijn. In Nederland is dat over het algemeen het geval wegens het gebruik van draadvormige spouwankers. De grootte van het vervormingsverschil tussen binnen- en buitenspouwblad is evenredig met de afstand tussen het spouwanker en de oplegging van het buitenspouwblad. Afhankelijk van het type spouwanker zal deze afstand beperkt moeten worden. Doorgaans is de afstand tussen de metselwerkondersteuning niet maatgevend. Door de steeds wisselende vervormingen mag geen vermoeiing optreden in het spouwanker. Bij een juiste spouwankerkeuze speelt vermoeiing geen rol.

temperatuurwisselingen in $^\circ\text{K}$	40°	60°	70°
jaarfrequentie	200	2	1

Gedurende de levensduur van het spouwanker mag geen bezwijken door vermoeiing optreden. Temperatuur is de voornaamste oorzaak van wisselende vervormingen. De optredende temperatuurwisselingen zijn onder te verdelen in dag- en jaarcyclus. De maximale temperatuurwisseling kan worden gesteld op  $40^\circ$  per dag en  $70^\circ$  per jaar.

Een temperatuurverschil van  $70^\circ$  veroorzaakt in metselwerk van baksteen op een hoogte van 12 m een vervormingsverschil van:  
 $12 * 6 * 10^{-3} * 70 = 5 \text{ mm}$ .

Door beproeving moet van het toe te passen spouwanker bekend zijn bij welk aantal wisselingen breuk optreedt. Om een levensduur van 100 jaar te kunnen garanderen mag geen breuk optreden onder de  $100 * 200 = 20.000$  wisselingen. Naast het type spouwanker is ook de spouwbreedte hiervoor bepalend. Bij een geringe spouwmaat treedt eerder vermoeiing op omdat de relatieve vervorming in het spouwanker groter is.

### 2.5.5 Sterkte en plaatsingspatroon van spouwankers

Het verschil in sterkte tussen het spouwanker  $\varnothing 4 \text{ mm}$  en het veel toegepaste  $\varnothing 3,6 \text{ mm}$  is zeer gering, waardoor deze laatste als gelijkwaardig mag worden beschouwd. De sterkte van een spouwanker is behalve van de doorsnede ook afhankelijk van de verankering in de spouwbladen bij trekbelasting, van de spouwbreedte en van de excentriciteit van de bevestigingspunten bij drukbelasting. De sterkte van een spouwanker in een spouw met een breedte tot 150 mm is gewoonlijk gelijk aan 1 kN, waarbij de vervorming maatgevend is (bruikbaarheidsgrenstoestand). Platte spouwankers geschikt voor toepassing in lijmvogen hebben, afhankelijk van de uitvoering, een tot 50 % lagere druksterkte, waarbij de uiterste grenstoestand maatgevend is. Lang niet alle spouwankers zijn dus gelijkwaardig aan de spouwankers volgens NPR 6791.

Een belangrijke nevenfunctie van spouwankers is de bevestiging van het isolatiemateriaal. De vorm van de spouwankers en het patroon waarin ze worden aangebracht moet worden afgestemd op het type isolatiemateriaal (niet in de naden tussen het binnenspouwblad bestaat uit gelijkde elementen waarbij de spouwankers in de voegen moeten worden opgenomen. Bij toepassing van contourverankering wordt de bevestiging van het isolatiemateriaal niet doorgezet naar het buitenspouwblad en kan dus anders worden uitgevoerd.

### 2.6. Staal in de spouw en in het buitenspouwblad

In de spouw en in het buitenspouwblad is sprake van een vochtig milieu. Onbeschermd staal zal er dus corroderen. Staal in metselwerk wordt anders dan in beton niet beschermd door het alkalische milieu en moet dus beschermd zijn tegen corrosie om een levensduur van 50 of 100 jaar te garanderen.

Verzinkt draad wordt veel toegepast voor spouwankers. De zinklaag is echter kwetsbaar en raakt tijdens het metselen vaak beschadigd. Afhankelijk van het moment van verzinken kan ook al beschadiging optreden tijdens de bewerking van verzinkt basismateriaal. De dikte van de zinklaag neemt in de tijd door milieuinvloeden af, waardoor de duurzaamheid van spouwankers na 15 of 20 jaar, afhankelijk van de dikte van de zinklaag en de milieuomstandigheden niet meer gegarandeerd is. Deze afname varieert van 1 tot 20  $\mu\text{m}$  per jaar. Een redelijk goede bescherming wordt bereikt met een 50  $\mu\text{m}$  dikke zinklaag, alleen te realiseren door het staal thermisch te verzinken. Bij thermisch verzinken wordt het staal in vloeibaar zink gedompeld en al of niet gecentrifugeerd.

Bij duplex verzinkt staal is over de zinklaag een beschermende epoxylaag aangebracht die echter beschadigd kan raken. Als het staal gebogen wordt, komt de epoxylaag vaak los.

Roestvast staal heeft in metselwerk een lange levensduur. Bij de keuze van het type roestvast staal moet, indien nodig, rekening worden gehouden met de lasbaarheid ervan. In kustmilieu is de corrosiebestendigheid van roestvast staal type A2 (AISI 304) niet altijd gegarandeerd. SBR-rapport 353 "Duurzaamheid spouwankers" adviseert in alle gevallen de toepassing van roestvast staal type A4 (AISI 316).

### 2.7. De gevel van fundering tot dakrand

#### 2.7.1 Fundering

Om schade in gevelmetselwerk te voorkomen is een goede fundering vereist. Ongelijkmatige zettingen, die kunnen leiden tot scheurvorming in het metselwerk, treden op indien sprake is van een wisselende grondslag of een ongelijkmatige belastingverdeling. De buigstijfheid van de fundering (eventueel inclusief een erop dragende en met de fundering verbonden constructieve wand) speelt een belangrijke rol. Bij woningbouw zijn het zelden de kopgevels waar problemen ontstaan. Juist

in de langsegevels treden ongelijkmatige zettingen op omdat er vrijwel geen buigstijfheid in de fundering en de gevel aanwezig is.

Bij een fundering op palen vormen zettingen en zettingsverschillen zelden een probleem. Ook het indringen van vorst in de grond heeft geen invloed op het functioneren van de fundering.

Bij een fundering op staal kunnen zeker bij een wat minder goede grondslag grote zettingen en grote zettingsverschillen ontstaan. In deze gevallen is het raadzaam de fundering te verstijven door bijvoorbeeld een gewapend betonnen rib toe te voegen aan de funderingsstrook. Een vorstvrije aanlegdiepte van de funderingsstrook is gewenst. Indien aan deze voorwaarde niet is voldaan zal door het bevriezen en uitzetten van het vocht in de grond de funderingsstrook omhoog worden geduwd waardoor er een negatieve zetting optreedt, dan wel extra spanningen in de funderingsstrook ontstaan. Voor metselwerk heeft een aanlegniveau onder het maaiveld het voordeel dat er ter plaatse geen grote temperatuurverschillen optreden die spanningen in het metselwerk veroorzaken door het verschil tussen de uitzettingscoëfficiënten van beton in de fundering en van het op de fundering staande gevelmetselwerk. Indien de voet van het metselwerk zich minder dan 0,3 m onder het maaiveld bevindt is het nodig de afstand tussen de verticale dilatatievoegen te verkleinen.

#### 2.7.2 Gevel op maaiveldniveau

Om het optrekken van vocht uit de grond te voorkomen, werd in het verleden een zogenaamd trasraam gemetseld. Dit is een strook metselwerk, vanaf de fundering tot enige lagen boven het maaiveld, bestaande uit hardere stenen die trasraamklinkers werden genoemd. De Engelse benaming voor deze vochtkering is Damp Proof Course (DPC), DPC wordt in Nederland gebruikt voor het aanduiden van waterkerende folie. De noodzaak van een vochtkering is vooral van belang voor de binnenconstructie. Over het algemeen wordt deze functie vervuld door de begane grondvloer. Voor het buitenspouwblad is ook zonder toepassing van speciale stenen optrekkend vocht zelden een probleem.

Vervuiling is een probleem dat ter plaatse van het maaiveld wel kan optreden. Bij toepassing van metselwerk met een lichtgekleurde baksteen is het raadzaam een plint te maken met een donkerder gekleurde steen.

Om een goede ventilatie van de luchtspouw mogelijk te maken moet ter plaatse van alle horizontale beëindigingen van het metselwerk, zoals onder en boven een kozijn, bij de dakaansluiting, vlak boven het maaiveld en boven ingemetselde waterkeringen, één stootvoeg per drie à vier strekken worden open gelaten. Voor geglazuurde en overige, weinig water absorberende stenen moet worden uitgegaan van één open stootvoeg per twee à drie strekken. Voor een goede afvoer van vocht dat achter het buitenspouwblad kan komen, moet ter plaatse van de aansluiting van het metselwerk op de fundering één stootvoeg per twee strekken worden open gelaten. Vlak boven het maaiveld moeten roosters voor de ventilatie van de kruipruimte (indien van toepassing) worden aangebracht.

### 2.7.3 Gevelopening

#### Overspanning van een gevelopening met lateien

Metselwerk van baksteen kan grote drukkrachten opnemen maar slechts geringe trekkrachten. Grote overspanningen boven openingen in muren werden daarom in het verleden altijd uitgevoerd met boogvormige constructies. Met de huidige bouwmethoden wordt voor de opvang van metselwerk boven gevelopeningen gebruik gemaakt van minder arbeidsintensieve ondersteuningsconstructies: lateien van gewapend beton of staal. Toch kan in bepaalde gevallen een afzonderlijke lateiconstructie achterwege blijven. De ontwerper maakt dan op een technisch en economisch verantwoorde wijze gebruik van de constructieve mogelijkheden die metselwerk van baksteen biedt.

#### Optredende spanningen

Een gemetselde muur van baksteen wordt als constructiedeel gelijkmatig in zijn vlak belast. Een opening in zo'n muur verstoort dit krachtenspel. Langs de horizontale randen van een rechthoekige opening ontstaan trekspanningen. Langs de verticale randen treden plaatselijk grotere drukspanningen op. In de hoeken ontstaan sterke spanningsconcentraties. Metselwerk van baksteen kan geen grote trekspanningen opnemen. Bovendien worden de stenen boven de opening hoofdzakelijk door hechting tussen mortel en baksteen op hun plaats gehouden. Als de hechting wordt verbroken, is er geen verband meer dat de stenen vasthoudt. Het is de functie van de lateiconstructie het optreden van grote trekspanningen in metselwerk te voorkomen.

De keuze van het type latei dient al in het ontwerpstadium te worden gemaakt. Dit heeft niet alleen te maken met het te kiezen materiaal

(beton, staal, baksteen of combinaties daarvan). Belangrijker is het constructieprincipe van de latei: samenwerkend of zelfdragend.

## Zelfdragende latei

Een zelfdragende latei is een zelfstandig dragende balk waarop hoofdzakelijk verticale belasting werkt. Zo'n latei kan druk-, trek- en schuifspanningen opnemen. Het ontwerp moet zodanig zijn dat de latei de belasting van een bepaald deel van het metselwerk volledig kan dragen. Omdat er geen sprake is van constructieve samenwerking tussen latei en metselwerk is het niet nodig eisen te stellen aan de hechting tussen metselwerk en latei. De belasting op de zelfdragende latei kan aanzienlijk worden gereduceerd door het optreden van boogwerking in het metselwerk. Boven een rechthoekige opening in een gemetselde muur ontwikkelt zich voor de afdracht van krachten een ontlastende drukboog in de vorm van een parabool. Daarvoor moeten de afmetingen van de muur wel voldoende ruimte bieden. In artikel 7.1.3.3 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen staat:

*“Indien een balk of vloer is belast door een ononderbroken niet-verplaatsbare wand kan voor de berekening van de buigende momenten en de doorbuiging van de balk of vloer de belasting worden gereduceerd indien in de wand gewelfwerking optreedt. Het optreden van gewelfwerking moet worden bepaald volgens de leer van de mechanica.”*

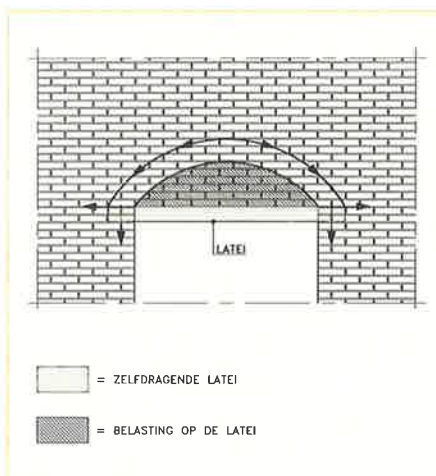
Het in rekening brengen van een driehoeksbelasting op een latei is een benadering waarbij uitgegaan wordt van een geringe mate van boogwerking. Bij volledige boogwerking hoeft de latei alleen nog maar het gedeelte van het metselwerk onder de ontlastende drukboog te dragen. Een drukboog heeft de neiging onderaan horizontaal uit te wijken. In de praktijk zal dit niet gebeuren zolang er voldoende metselwerk rondom de oplegpunten van de boog aanwezig is om de zogeheten spatkrachten op te vangen. Deze worden geleverd door de naast de opening aanwezige gemetselde penanten en bij meerdere naast elkaar gelegen openingen door de eindpenanten. De horizontale spatkracht kan beter worden opgenomen naarmate er meer bovenbelasting op de penanten aanwezig is. Voor een gevelontwerp waarin gebruik wordt gemaakt van boogwerking betekent dit:

- voldoende doorgaande hoogte boven de opening om de drukboog te laten ontstaan;
- voldoende doorgaande breedte naast de opening om spatkrachten uit de drukboog op te nemen;
- afwezigheid van andere openingen in het

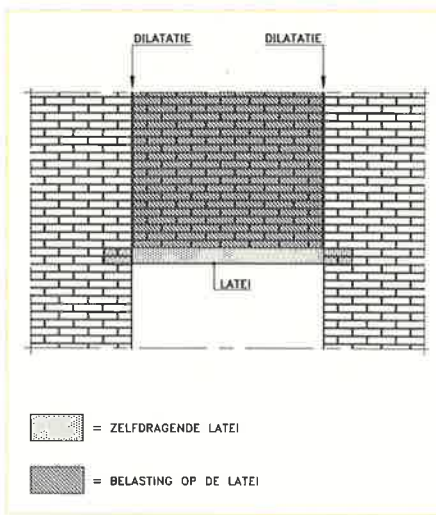
drukgebied van de boog (open stootvoegen voor spouwventilatie verstoren de drukverdeling niet);

- gelijkmatig verdeelde belasting en afwezigheid van grote geconcentreerde lasten in of vlak boven de drukboog.

Wanneer ter plaatse van de oplegpunten van de latei verticale dilatatievoegen zijn voorzien die stroken met de gevelopening, kan de ontlastende drukboog niet doorlopen tot op de steunpunten. De latei draagt dan het metselwerk tussen de dilatatievoegen over de volledige hoogte. Het hangt af van de plaats en de afmetingen van de opening welke belasting de latei moet dragen.



figuur 8 Zelfdragende latei in combinatie met ontlastende drukboog



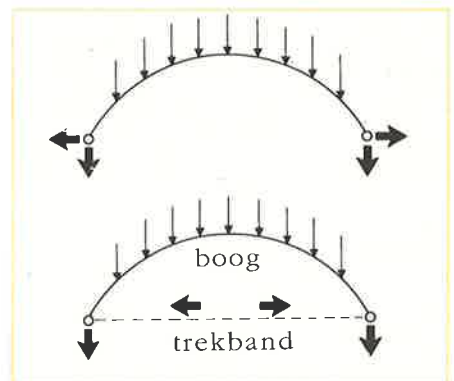
figuur 9 Dilatievoegen in combinatie met zelfdragende latei

## Samenwerkende latei

Latei en metselwerk vormen in dit constructieprincipe samen een balk die de belasting draagt. De latei werkt als trekband en neemt alleen de trekkracht op. In het boven de latei gelegen metselwerk vormt zich een drukboog die de drukkracht opneemt.

Een constructie met een samenwerkende latei vereist een blijvend goede hechting tussen metselwerk en latei nodig voor het opnemen van de horizontale schuifspanningen. Indien sprake is van een ontlastende drukboog in het metselwerk boven de samenwerkende latei, draagt de samenwerkende latei alleen het eigen gewicht.

Zijn ter plaatse van de oplegpunten van de latei verticale dilatatievoegen voorzien dan moeten deze overeenkomen met de beëindiging van de (eventueel aan het oog onttrokken) oplegging. De samenwerkende drukboog kan dan doorlopen tot op de steunpunten. Door de aanwezigheid van de dilatatievoegen kan geen ontlastende drukboog ontstaan, zodat het metselwerk over de volle hoogte gedragen wordt door de samenwerkende latei. Is de latei gecombineerd met dilatatievoegen dan verdient de toepassing van een zelfdragende latei de voorkeur boven een samenwerkende latei.

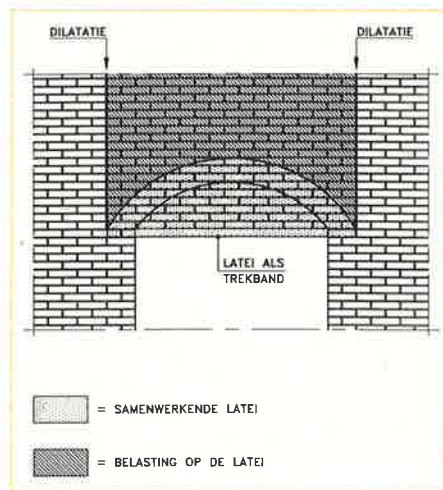


figuur 10 Boog en trekband werken samen



figuur 11 Belasting op samenwerkende latei

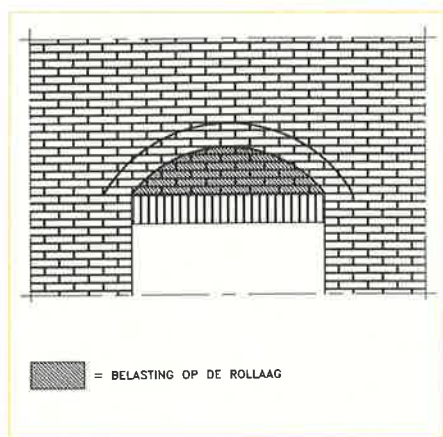
## 2. Constructief



figuur 12 Eventuele dilatatievoegen bij samenwerkende latei

### Zelfdragende latei: gemetselde baksteen-latei (rollaag)

Overspanningen tot 1,5 m kunnen zonder betonnen of stalen lateien worden uitgevoerd door gebruik te maken van boogwerking in gemetselde rollagen. De hoogte van een rollaag kan halfsteens zijn voor overspanningen kleiner dan 1 m of steens voor overspanningen kleiner dan 1,50 m. Met anderhalfsteens rollagen kunnen overspanningen tot 1,80 m worden gemaakt. De bovenkant van de rollaag moet altijd stroken met de bovenkant van een gemetselde laag stenen in het metselwerk naast de opening. Boogwerking stelt eisen aan het gevelontwerp. Het is duidelijk dat er ter plaatse van de beëindigingen van rollagen geen dilatatievoegen mogen worden aangebracht die stroken met de gevelopeningen.

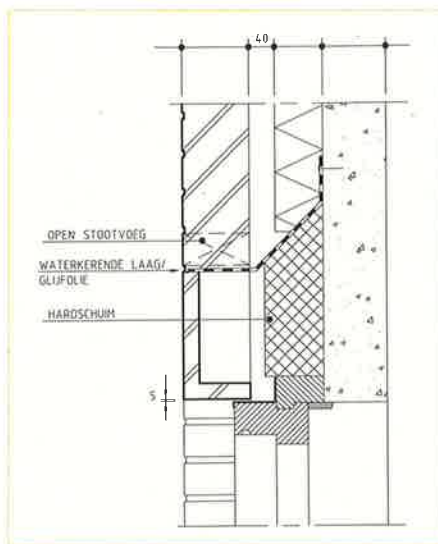


figuur 13 Zelfdragende gemetselde baksteenlatei (rollaag)

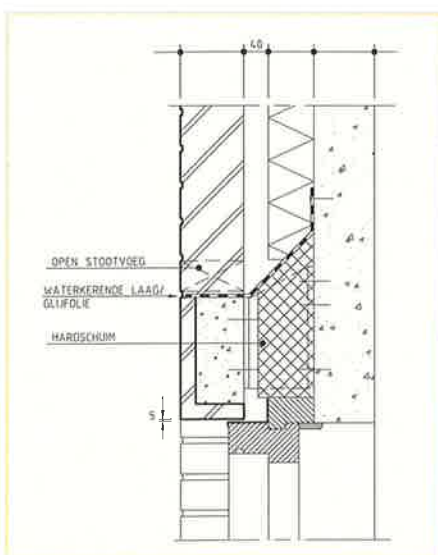
### Zelfdragende latei: geprefabriceerde baksteen-betonlatei

Deze latei bestaat uit een zelfdragende, gewapende of voorgespannen betonbalk waarop baksteenstrips zijn aangebracht. Als de betonbalk van gewapend beton is gemaakt, kunnen de strips in de bekisting

worden opgenomen. Op een voorgespannen betonbalk zullen de strips worden gelijmd. De oplegging bestaat uit een door klisklezoren aan het oog onttrokken beëindiging of uit een stalen stripconstructie. Ook is het mogelijk de geprefabriceerde baksteen-betonlatei zowel bij grotere overspanningen wegens het ontbreken van voldoende tussensteunpunten als ter plaatse van een horizontale dilatatievoeg als metselondersteuning op te hangen aan de achterliggende constructie. De geprefabriceerde baksteen-betonlatei is geen standaardprodukt. Levering is projectgebonden en vergt daarom een langere voorbereidingstijd in de productie.



figuur 14 Met baksteen beklede opgelegde zelfdragende betonlatei

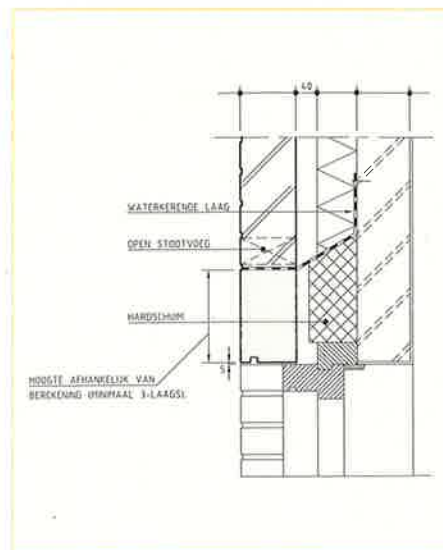


figuur 15 Met baksteen beklede opgehangen betonlatei

### Zelfdragende latei: geprefabriceerde voorgespannen betonlatei

De beëindiging van een geprefabriceerde voor-

gespannen betonlatei kan in het zicht blijven of aan het oog worden onttrokken door klisklezoren. Voor gespannen lateien hebben een groter draagvermogen dan gewapende lateien. De wapening is eenvoudiger omdat er geen dwarskrachtwapening nodig is. De waterkerende laag op de latei maakt het mogelijk vervormingsverschillen tussen beton en metselwerk van baksteen op te vangen.



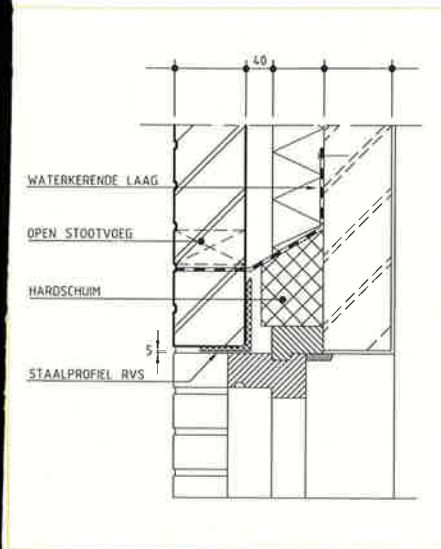
figuur 16 Zelfdragende betonlatei

### Zelfdragende latei: geprefabriceerde betonlatei

Geprefabriceerde betonlateien zijn over het algemeen iets hoger dan voorgespannen betonlateien. Bovendien zijn zij minder aan standaardafmetingen gebonden. De architect heeft dus meer vrijheid zo'n latei volgens tekening te laten uitvoeren.

### Zelfdragende latei: stalen latei

Stalen lateien zijn zelfdragend. Zij worden uitgevoerd als warmgewalst standaard hoekprofiel of als dunwandig samengesteld open of gesloten profiel. Stalen lateien zijn relatief licht en eenvoudig aan te brengen. Vooral open profielen zijn erg torsiegevoelig. Daarom moeten binnen- en buitenspouwblad gelijktijdig worden opgemetseld en mag de totale verticale belasting per spouwblad niet veel verschillen. Ter bescherming tegen corrosie is de beste oplossing de lateien in roestvast staal uit te voeren. De lineaire uitzettingscoëfficiënt van staal is twee keer zo groot als die van metselwerk van baksteen. Bij grotere overspanningen bestaat dan ook kans op scheurvorming tenzij de stalen latei in dat geval glijdend wordt opgelegd. Ook de stalen latei kan als metselwerkondersteuning worden opgehangen aan de achterliggende constructie in geval van grote overspanningen of horizontale dilatatievoegen.



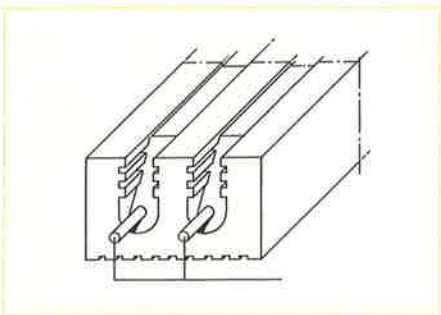
figuur 17 Stalen latei

### Zelfdragende latei: stalen console

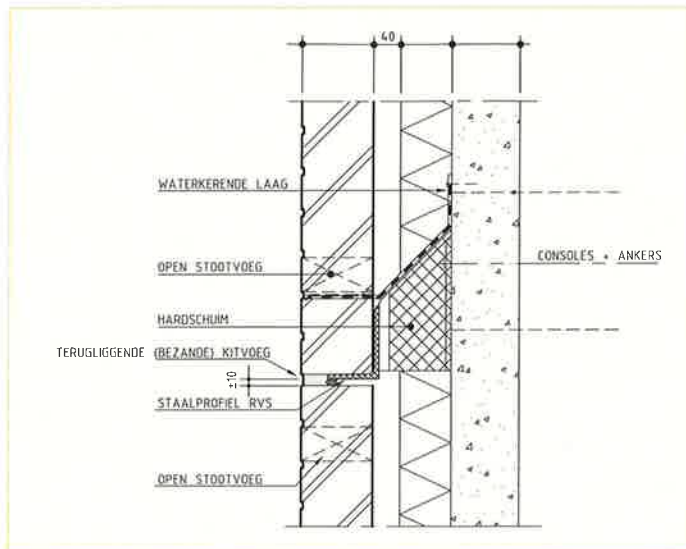
Deze zelfdragende latei die ook als metselwerkondersteuning kan dienen, bestaat uit een reeks stalen consoles die worden opgehangen aan de achterliggende constructie. Het metselwerk rust op de consoles.

### Samenwerkende latei: geprefabriceerde voorgespannen baksteenlatei

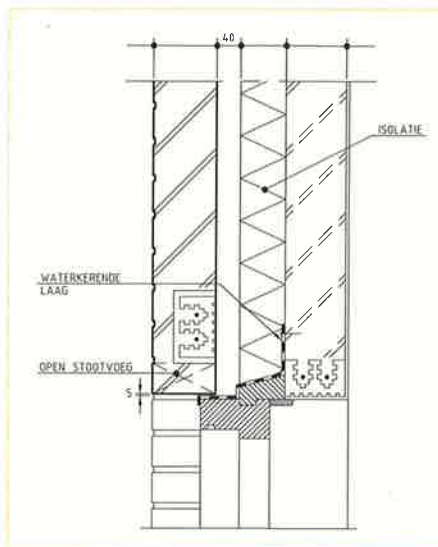
De geprefabriceerde voorgespannen baksteenlatei is bekend onder de naam Stalton-latei en vormt samen met het bovenliggende metselwerk een balk. Het aantal gemetselde lagen dat moet meewerken, is groter naarmate overspanning en belasting toenemen. De latei werkt als trekband en bestaat uit bakstenen met sleuven voor de ligging van de voorspanwapening. In de sleuven van een rijtje bakstenen worden in de fabriek hoogwaardig stalen voorspanraden gelegd. Vervolgens worden de draden op spanning gebracht en de sleuven gevuld met betonspecie. Na verharding van de specie ontstaat een voorgespannen balkje dat trekspanning kan opnemen. De lineaire uitzettingscoëfficiënt van de voorgespannen baksteenlatei en die van metselwerk van baksteen zijn met elkaar in overeenstemming. Gevolg is een blijvende hechting tussen latei en metselwerk.



figuur 19 Stalton-latei



figuur 18 Metselwerkondersteuning



figuur 20 Stalton-latei

### Samenwerkende latei: geprefabriceerde voorgespannen betonlatei

Samen met het bovenliggende metselwerk vormt de geprefabriceerde voorgespannen betonlatei een balk waarbij de betonlatei als trekband fungeert. Deze latei wordt vaak toegepast in het buitenspouwblad als schoonwerklatei in combinatie met de Stalton-latei als vuilwerklatei in het binnenspouwblad. Toepassing van de betonlatei blijkt in de praktijk bij overspanningen van meer dan 1,5 m vaak tot schade te leiden. Verschillende lineaire uitzettingscoëfficiënten en uiteenlopend vochtgedrag van beton en metselwerk van baksteen verbreken de onderlinge hechting. De samenwerking tussen latei en metselwerk gaat dan verloren met als gevolg dat de betonlatei door de geringe buigstijfheid in verticale richting en door kruip doorbuigt. Dit kan aanzienlijke schade tot gevolg hebben.

### Samenwerkende latei: lintvoegwapening

Lintvoegwapening kan dienen als trekband en vormt samen met het bovenliggende metselwerk een balk. Overspanningen tot 2,5 m kunnen op deze wijze worden gerealiseerd.

### Detailtering aansluiting kozijn

Een verschil in vervorming tussen binnen- en buitenspouwblad mag niet verhinderd worden door een kozijn. Een kozijn wordt star en tochtvrij verbonden met het binnenspouwblad. De aansluiting van het kozijn op het buitenspouwblad moet dus voldoende ruimte bieden voor vervorming van het buitenspouwblad. Een kozijn mag daarom in geen geval worden verankerd aan het buitenspouwblad.

### 2.7.4 Metselwerkondersteuning

In de vervallen TGB 1972 Steen is de maximale hoogte van buitenspouwbladen gesteld op 11,5 m. Met de komst van de TGB 1990 Steenconstructies is deze eis vervallen.

De problemen die op kunnen treden bij hoog opgaand metselwerk komen voornamelijk voort uit het evenredig met de hoogte toenemende verschil in vervorming tussen buitenspouwblad en binnenconstructie. De optredende drukspanningen zijn ook bij zeer hoog metselwerk ruim opneembaar. Schade ontstaat op die plaatsen waar de detailtering van de gevel het optreden van te grote vervormingsverschillen tussen buitenspouwblad en binnenconstructie niet toelaat. Met een zeer zorgvuldige detailtering die rekening houdt met deze verschillen is deze schade te voorkomen. Ook bij de dimensionering van spouwankers moet rekening gehouden worden met de toename van de wisselende

vervormingen waardoor vermoeding in het spouwanker kan optreden.

Tenzij extra aandacht wordt besteed aan de detaillering is het nodig de doorgestapelde metselwerkhoogte te beperken tot 3 à 4 verdiepingen, dus tot ongeveer 14 m. De wisselende lengteverandering door temperatuur bedraagt dan 5 mm bij  $\Delta T = 60^\circ \text{C}$ .

Metselwerk op hoger gelegen bouwlagen moet worden opgevangen door middel van een metselwerkondersteuning met daaronder een horizontale dilatatievoeg. Toegepast kunnen worden al dan niet met baksteen beklede betonnen balken, stalen hoekprofielen of stalen consoles. Aandachtspunten hierbij zijn:

- koudebruggen ter plaatse van de bevestigingspunten;
- vervormingsverschillen tussen metselwerk en ondersteuning. Daardoor ontstaan scheuren ter plaatse van de voegen tussen de ondersteuning. Dit kan worden voorkomen door de lengte van de ondersteuning te beperken tot 2 m of door het metselwerk glijdend op de ondersteuning te plaatsen. In het laatste geval is de lengte van de elementen vrij te kiezen;
- verankeringsmogelijkheden, voornamelijk de beperkte hoogte van een bevestiging aan een vloer;
- doorbuiging van de vloer als gevolg van de belasting door het eigen gewicht van het metselwerk.

De hoogte van het metselwerk dragend op een metselwerkondersteuning wordt over het algemeen beperkt tot 2 bouwlagen. De belasting door halfsteens metselwerk is dan  $q = d * \rho * n * h = 0,1 * 20 * 2 * 2,7 = 10,8 \text{ kN/m}$ . Met consoles hartop-hart 0,42 m (2 strekken) is dit 4,5 kN per console. De zwaarte van de consoles wordt behalve door de te dragen belasting ook bepaald door de spouwbreedte. Deze is bepalend voor de uitkragende maat van de console.

De vervormingscapaciteit van de consoles rechtvaardigt een gelijkmatige spreiding van de belasting over de consoles. Het verdient voorkeur de consoles aan te brengen daar waar de krachten in de gevel naar beneden komen, dus ter plaatse van de penanten.

Indien een metselwerkondersteuning wordt bevestigd aan een vloerrand moet worden overwogen de ondersteuning op elke verdieping aan te brengen om de vloerbelasting en daardoor de doorbuiging van de

vloer te beperken. Alternatieven zijn het nemen van constructieve maatregelen om de doorbuiging van de vloer te begrenzen of het aanbrengen van extra verticale dilatatievoegen in het metselwerk afhankelijk van de optredende vervorming.

### 2.7.5 Dilatatievoegen

#### Functie en typen

Vanwege krimp, kruip, temperatuurverschillen en steunpuntszakkingen is het, ter voorkoming van schade in gevels, in veel gevallen noodzakelijk om dilataties aan te geven. Er wordt onderscheid gemaakt tussen twee typen dilataties:

- **Bouwfysische dilataties** waarvan de toepassing op basis van het fysisch gedrag van de diverse materialen noodzakelijk is. Voorbeelden hiervan zijn krimp, kruip en thermisch gedrag. Bouwfysische dilatatievoegen worden zowel verticaal als horizontaal toegepast.
- **Bouwtechnische dilataties** die benodigd zijn vanwege de constructieve opzet en detaillering van de gevel zoals opgehangen lateien, uitkragingen en galerijplaten. Door de detaillering van de gevel te wijzigen kunnen soms bouwtechnische dilataties vervallen. Ze hoeven niet altijd over het gehele gevelvlak aangebracht te worden, omdat het voldoende kan zijn om een deel van de gevel los te maken van het totaal. Over het algemeen zijn bouwtechnische dilataties verticaal.

Vanwege de grote aandacht voor dilatatievoegen en de projectgebonden advisering daarover, geeft KNB een speciale brochure uit over dit onderwerp 'Rekenregels en dilataties', waarin ook de aanpak van een dilatatieplan wordt gegeven. Van deze publicatie worden hier in kort bestek de hoofdlijnen behandeld.

#### Vormgeving

De standaard verticale dilatatievoeg is een 5 mm open dilatatievoeg, vrij van metsel- en voegmortel. Deze dilatatievoeg kan eventueel worden voorzien van een vulling bestaande uit rotvrije, ultravioletbestendige, opencellige, elastische (minimaal viervoudig comprimeerbare) schuimband. Wordt nadrukkelijk gekozen voor een kitvoeg, ondanks de onderhoudsgevoeligheid, dan moet een 10 mm dilatatievoeg worden toegepast die moet worden gevuld met een olievrije kit op een rugvulling van rotvrije, geslotenellige, elastische schuimband.

Naast de open en de gevulde voeg bestaat de koude voeg waarbij de bakstenen koud tegen elkaar worden geplaatst. Dit is voor metselwerk van baksteen geen volledige dilatatievoeg omdat er wegens het ontbreken van voegruimte, geen verlenging door

uitzetting van het metselwerk kan worden opgenomen. Dit in tegenstelling tot koude voegen (ofwel krimpvoegen) in metselwerk van bijvoorbeeld kalkzandsteen en betonsteen waarin deze dienen ter voorkoming van krimp-scheuren.

Voor de metselaar is het gebruik van een 5 mm dikke aluminium of kunststoffen strip bevestigd aan een metselprofiel een bruikbaar hulpmiddel om een strakke en open dilatatievoeg van 5 mm uit te voeren.

#### Visuele aspecten van dilatatievoegen

Bij het positioneren en vormgeven van dilatatievoegen is de visie van de architect van belang. In het algemeen is het standpunt van de architect "hoe minder hoe beter". De ideale situatie is een buitenspouwblad dat door verticale dilatatievoegen wordt verdeeld in vlakken met een maximale lengte van 12 m - 14 m die telkens op één niveau worden ondersteund met een maximale hoogte van 14 m.

Een logische opdeling van de gevel door enkele dilatatievoegen is architectonisch veelal beter dan één voeg op een slecht gekozen plaats. Indien juist geplaatst en vormgegeven, kunnen zowel horizontale als verticale dilatatievoegen de vormgeving van de gevel ondersteunen en benadrukken.

Dilatatievoegen kunnen worden gecamoufleerd door deze te combineren met andere elementen in de gevel. Voorbeelden hiervan zijn verticale dilatatievoegen achter hemelwaterafvoeren en horizontale dilatatievoegen onder gevelbanden. Ook met de uitvoering van dilatatievoegen kan worden gestreefd naar een gewenst uiterlijk zonder dat dit ten koste gaat van de technische kwaliteit. Het laten volgen van het metselwerkverband door een verticale getande dilatatievoeg is een poging vormgeving en techniek met elkaar te verenigen. Nadelen hiervan zijn:

- De grotere lengte van de dilatatievoeg.
- De extreem grote zorg die bij het metselen nodig is om de dilatatievoeg strak en mortelvrij uit te voeren.
- Toepassing van de getande voeg geeft door de ruimtelijke vorm een te grote stijfheid waardoor er scheuren in de stenen kunnen ontstaan (alleen horizontale vervorming kan worden opgevangen en geen verticale vervormingsverschillen).

Een andere poging is het bestrooien van de kitvoeg met zand om deze meer op een mortelvoeg te laten lijken. De zandkorrels vormen in de kit kleine scheurtjes die door het verkorten van het metselwerk en het rekken van de kit groter kunnen worden. De



levensduur van de kit wordt door het bezanden sterk verkort. Het is aan te bevelen een kitkleur te kiezen die iets donkerder is dan de kleur van de voegen.

## 2.7.6 Verticale bouwphysische dilatatievoegen

### Functie

In met baksteen gemetselde buitenspouwbladen worden verticale dilatatievoegen aangebracht om scheurvorming te voorkomen. Het optreden van scheurvorming heeft in principe twee oorzaken:

- Overschrijding van de maximale lengte van het metselwerk waaraan door een temperatuurverschil een vormverandering wordt opgelegd.
- Aanwezigheid van randcondities die het optreden van een verticaal vormveranderingsverschil, voornamelijk als gevolg van het thermisch gedrag van het metselwerk, belemmeren.

Het beperken van de metselwerk lengte is anders dan het beperken van de metselwerkhoogte absoluut noodzakelijk. De onderste strook metselwerk die rust op een ondersteuning is namelijk min of meer gefixeerd in lengterichting ongeacht of het een fundering onder maaiveld betreft of een ondersteuning op enige hoogte van het bouwwerk. De afstand tussen verticale dilatatievoegen is afhankelijk van de te verwachten lengteverandering. Anders dan bij metselwerk van beton- en kalkzandsteen heeft metselwerk van baksteen een zeer geringe verouderingskrimp. De optredende vervorming is derhalve vrijwel uitsluitend van thermische aard. Het optredende temperatuurverschil is bovendien afhankelijk van de oriëntatie van de gevel en de kleur van het metselwerk.

### Oriëntatie van het metselwerk

Een noordgevel heeft de laagste thermische belasting. De oost- en de westgevel ondergaan nagenoeg dezelfde belasting als de zuidgevel. Enerzijds is de invalshoek ten opzichte van het muurvlak van de zonnestraling op de oost- en de westgevel door de lagere zonnestand minder scherp dan de invalshoek op de zuidgevel. Daardoor vangt de zuidgevel minder vierkante meters zonnestraling op. Anderzijds is de warmtestroomdichtheid van zonnestraling op de zuidgevel groter dan die op de oost- en de westgevel. Beide effecten houden elkaar ongeveer in evenwicht.

### Afstand tussen verticale dilatatievoegen

Geadviseerd wordt een afstand van 12 m tussen verticale dilatatievoegen aan te houden. De afstand

kan worden vergroot tot 14 m voor op het noorden georiënteerde gevels. De kleur van het metselwerk speelt een rol, maar de kwantificering ervan is moeilijk. Als richtlijn zou kunnen gelden dat bij zeer donkere kleuren (antraciet, mangaan) de afstand tussen de dilatatievoegen 1 m kleiner kan worden genomen en bij zeer lichte kleuren (wit, crème) 1 m groter.

### Plaats

Ter plaatse van in- en uitwendige hoeken in het metselwerk moet in principe altijd een verticale dilatatievoeg worden aangebracht. Een dilatatievoeg op een inwendige hoek wordt precies in de hoek geplaatst. Een dilatatievoeg op een uitwendige hoek wordt op een afstand van 2 à 3 maal de koppenmaat min één voeg uit de hoek geplaatst. Dit vergemakkelijkt de maatvoering. Over de korte afstand tussen dilatatievoeg en hoek mogen geen spouwankers in het buitenspouwblad worden bevestigd.

Wanneer een dilatatievoeg op een uitwendige hoek niet wordt gewenst, is het mogelijk de hoek min of meer star uit te voeren door de spouwankers tweezijdig tot aan de hoek door te zetten. De dilatatievoegen in de aansluitende muurdelen moeten dan binnen 4 m vanaf de buitenhoek worden geplaatst. Veel voorkomend is de toepassing van verticale dilatatievoegen langs gevelopeningen. Als de dilatatievoegen zich tweezijdig op maximaal 4 m vanaf de hoek bevinden dan kan de hoekdilatatievoeg vervallen. De spouwankers moeten dan tweezijdig tot aan de hoek worden doorgezet. Dit geldt zowel voor in- als uitwendige hoeken.

N.B. Toepassing van spouwankerloze zones op een hoek ter vervanging van een hoekdilatatievoeg wordt afgeraden omdat de uitvoering problematisch is; spouwankers worden per ongeluk toch in het buitenspouwblad bevestigd omdat ze voor de bevestiging van het isolatiemateriaal al aanwezig zijn. Ook blijken de spouwankerloze zones soms te stijf om vormveranderingen te kunnen volgen zodat toch scheurvorming in het metselwerk optreedt.

Verticale dilatatievoegen doorsnijden afhankelijk van het gevelontwerp alleen metselwerk of lopen ter beperking van de dilatatievoeglengte langs gevelopeningen. Als een dilatatievoeg in een penant is opgenomen, moet worden gecontroleerd of het gehalveerde penant zowel sterktechnisch als uitvoeringstechnisch voldoende breed is. Voor de maat van een gehalveerde penant is de ondergrens de steenlengte. Dit houdt in dat in een penant die

smaller dan 430 mm (viermaal de koppenmaat min één voeg) geen dilatatievoeg kan worden opgenomen.

Voor de plaats van verticale dilatatievoegen bij toepassing van zelfdragende en samenwerkende lateien zie paragraaf 7.3.1.

Bij zelfdragende lateien is het mogelijk de verticale dilatatievoegen te laten samenvallen met de dagkant van de gevelopening. De oplegging van de latei doorsnijdt dan de verticale dilatatievoeg en moet daarom volledig glijdend worden uitgevoerd. Als een betonnen latei met een verborgen oplegging of een stalen latei wordt toegepast moet zowel de kopkant als de boven-, voor- en onderkant van de latei worden vrijgehouden van het metselwerk. De oplegkant moet kunnen glijden over het onderliggende metselwerk. Dit kan worden bereikt door het toepassen van een glijfolie die eventueel gecombineerd kan worden met een drukverdelende laag wegens de beperkte vlakheid van het metselwerk.

## Verticale dilatatievoegen ten behoeve van verticaal vormveranderingsverschil

Tussen geveldelen die niet op hetzelfde niveau ondersteund worden, is een verticale dilatatievoeg nodig indien het niveauverschil groter is dan 2 m. Dit komt vooral voor bij toepassing van metselwerkondersteuning en in opgaand metselwerk dat aansluit op balkons en daken.

## 2.7.7 Horizontale bouwphysische dilatatievoeg

### Functie

Een metselwerkondersteuning is alleen functioneel als er een horizontale dilatatievoeg onder aanwezig is. Zonder de dilatatievoeg zal het metselwerk dragen op het onderliggende metselwerk. De binnenconstructie zal over het algemeen in een thermisch stationaire situatie door krimp en kruip meer verkorten dan het buitenspouwblad. De dilatatievoeg zal daardoor niet vanzelf ontstaan door scheurvorming hetgeen wel het geval is bij niet-aangebrachte verticale dilatatievoegen. Ook andere elementen die star verbonden zijn aan de binnenconstructie moeten vrij gehouden worden van het buitenspouwblad. Er zal dus een horizontale dilatatievoeg onder (en een verticale naast) deze elementen moeten worden aangebracht. Dit geldt in het bijzonder voor betonnen consoles met daarop dragende balkon- en galerijplaten.

## Vormgeving

De vrije ruimte in een horizontale dilatatievoeg dient minimaal 10 mm te zijn. Bij toepassing van een standaard stalen hoekprofiel als metselwerkondersteuning moet de voegbreedte vergroot worden met de flensdikte. De maat van de dilatatievoeg wordt daardoor veelal groter dan de standaard lintvoegdikte. Dit kan echter vrij eenvoudig worden verdisconteerd in de lagenmaat van het opgaande metselwerk. Bij toepassing van metselwerkondersteuningssystemen met stalen hoekprofielen of consoles met dunne flenzen kan de standaard lintvoegdikte van ongeveer 12 mm beter worden benaderd. Een 10 mm horizontale dilatatievoeg moet altijd worden gevuld wegens het risico dat de wind het van de gevel afstromende regenwater door de open horizontale voeg in de luchtspouw blaast. De vulling moet bestaan uit olievrije kit op een rugvulling van rotvrije, geslotencellige, elastische schuimband. Op minder regenbelaste geveldelen van een bouwwerk kan worden volstaan met een vulling bestaande uit rotvrije, ultravioletbestendige, opencellige, elastische (minimaal viervoudig comprimeerbare) schuimband. Voor het goed functioneren van de voegdichting is, afhankelijk van de te verwachten vervorming, een minimale voegmaat vereist.

## 2.7.8 Bouwtechnische dilatatievoegen

Bouwtechnische dilataties kunnen in een aantal gevallen op dezelfde wijze worden uitgevoerd als verticale bouwfysische dilataties, namelijk als een open voeg met een wijdte van 5 mm, volledig vrij van speciebaarden. Indien gewenst kan een dilatatievoeg van deze wijdte worden voorzien van een rotbestendige, comprimeerbare elastische schuimband.

In de volgende situaties moeten bouwtechnische dilataties worden aangebracht:

- ter plaatse van dilatatievoegen in de (hoofd-)draagconstructie. Deze moeten van gelijke wijdte zijn als de constructie-dilatatie;
- ter plaatse van de dag bij toepassing van zelfdragende lateien vanwege de relatief geringe stijfheid van veel zelfdragende lateien (bijv. stalen hoeklijn). Deze kunnen achterwege blijven door lateien met grote stijfheid toe te passen (beton) of door op de plekken van de te verwachten scheurvorming, lintvoegwapening aan te brengen;
- voor het scheiden van geveldelen die op verschillende niveaus zijn opgelegd, zoals lateien verbonden met de binnenconstructie, balkonplaten die door de binnenconstructie worden gedragen of een vloer t.p.v. een uitbouw die

- eveneens verbonden is met de binnenconstructie;
- metselwerk geplaatst op een doorbuigende ondergrond zoals een galerijplaat;
- ter plaatse van doorstekende constructiedelen zoals consoles, balkonplaten e.d. waar de dilataties 10 mm wijd voor moeten worden aangehouden.

## 2.7.9 Dakrand

### Dakranddetails

De muurafdekking rust op beide spouwbladen. Het "binnenspouwblad" staat op de dakvloer. De verticale vervorming van beide bladen is sterk verschillend. De vervorming van het buitenspouwblad is groter wegens de grotere hoogte vanaf de metselwerkondersteuning. Indien de muurafdekking zelf en ook de verbinding aan de beide spouwbladen star is, treedt scheurvorming op in het buitenspouwblad.

Oplossingen hiervoor zijn:

- geen verbinding tussen muurafdekking en buitenspouwblad;
- een flexibele verbinding tussen spouwblad(en) en muurafdekking.

Behalve de verticale vervorming kan ook de horizontale vervorming een probleem zijn. Betonnen afdekbanden dienen op vilt gelegd te worden om scheurvorming te voorkomen. Een puntvormige fixatie is nodig om "wandelen" te voorkomen.

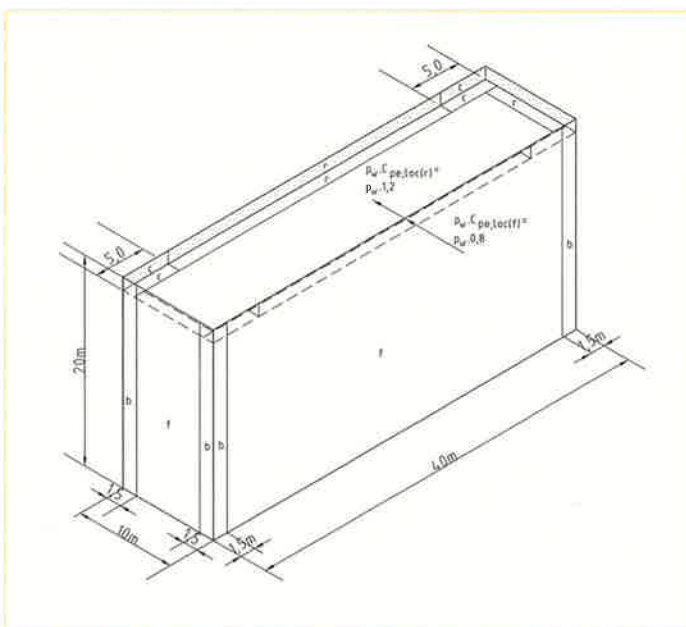
### Rekenvoorbeelden stabiliteit dakrand

Wegens het ontbreken van een ondersteuning aan de bovenrand is de stabiliteit van dakranden een

rekenkundig probleem. Evenals bij tuinmuren blijkt de praktijk vaak gunstiger te zijn waardoor he zelden voorkomt dat dakranden omwaaien. Om toe te kunnen garanderen dat dakranden de windbelasting kunnen opnemen, is het nodig maatregelen te nemen, zoals grotere dikte van het binnenspouwblad, grotere hechtsterkte, (stalen) steunen op regelmatige afstand (zie rekenvoorbeeld in hoofdstuk 7), verticale verankering van de dakrand.

### Rekenvoorbeeld 1

- Situatie
- dakrandhoogte 0,65 m
- spouwmuur 100-100-100 mm
- windgebied II
- gebouwfmeting  $l * b * h = 40 \text{ m} * 10 \text{ m} * 20 \text{ m}$
- gereduceerde belastingfactor = 1,3
- Windbelasting
- $p_w = 1,1 \text{ kN/m}^2$
- $C_{dim} = 1,0$
- $C_{pe;buitenzijde} = 0,8$
- $C_{pe;binnenzijde} = -1,2$  (verhoogde zuiging volgens NEN 6702 bijlage A figuur 28a zone r)
- $p_d = 1,3 * (0,8 + 1,2) * 1,1 = 2,86 \text{ kN/m}^2$



figuur 21  
Windvormfactoren:  
NEN 6702 Bijlage A  
figuur 28 en 30

## ITENGEVELS

### Buigtreksterkte

Binnen- en buitenspouwblad zijn ingeklemd op dakniveau. De windbelasting wordt door de spouwankers gelijkmatig verdeeld over binnen- en buitenspouwblad.

$$M_d = q_d * l^2/2 = 2,86/2 * 0,65^2/2 = 0,30 \text{ kNm}$$

$$W = b * h^2/6 = 1000 * 100^2/6 = 1,667 * 10^6 \text{ m}^3$$

$$\sigma_d = M_d/W = 0,30/1,667 = 0,18 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,\perp;d} = 1,5 * 0,2/1,8 = 0,17 \text{ N/mm}$$

### Conclusie

Rekentechnisch waait een dakrand op deze hoogte al om bij een opstand van 0,65 m. Hierbij is de optimistische aanname gedaan door te stellen dat tussen het binnenspouwblad en de dakvloer hechting aanwezig is. Dit is alleen gerechtvaardigd indien het binnenspouwblad direct op de dakvloer staat en niet wordt onderbroken door een waterkering.

### Rekenvoorbeeld 2

Situatie

dakrandhoogte 1,00 m

spouwmuur 100-100-200 mm

windgebied II

gebouwafmeting  $l * b * h = 40 \text{ m} * 10 \text{ m} * 20 \text{ m}$

gereduceerde belastingfactor = 1,3

Windbelasting

Zie voor de windvormfactoren figuur 21

$$p_w = 1,1 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{dim} = 1,0$$

$$C_{pe;buitenzijde} = 0,8$$

$$C_{pe;binnenzijde} = -1,2 \text{ (verhoogde zuiging volgens NEN 6702 bijlage A figuur 28a zone r)}$$

$$p_d = 1,3 * (0,8 + 1,2) * 1,1 = 2,86 \text{ kN/m}^2$$

### Buigtreksterkte

Binnen- en buitenspouwblad zijn ingeklemd op dakniveau. De windbelasting wordt door de spouwankers verdeeld naar stijfheid van de spouwbladen  $100^3:200^3 = 1:8$ .

$$M_d = q_d * l^2/2 = 0,889 * 2,86/2 * 1,00^2/2 = 1,27 \text{ kNm}$$

$$W = b * h^2/6 = 1000 * 200^2/6 = 6,667 * 10^6 \text{ m}^3$$

$$\sigma_d = M_d/W = 1,27/6,667 = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,\perp;d} = 1,5 * 0,2/1,8 = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

### Conclusie

Rekentechnisch waait een dakrand met een steens binnenblad op 20 m hoogte om bij een opstand van 1,0 m. Hierbij is de optimistische aanname gedaan door te stellen dat tussen het binnenspouwblad en de dakvloer hechting aanwezig is. Dit is alleen gerechtvaardigd indien het binnenspouwblad direct op de dakvloer staat en niet wordt onderbroken door een waterkering. De positieve invloed van het eigen gewicht is verwaarloosd. De invloed ervan is gering. De reductie van de buigtrekspanning door het eigen gewicht is:

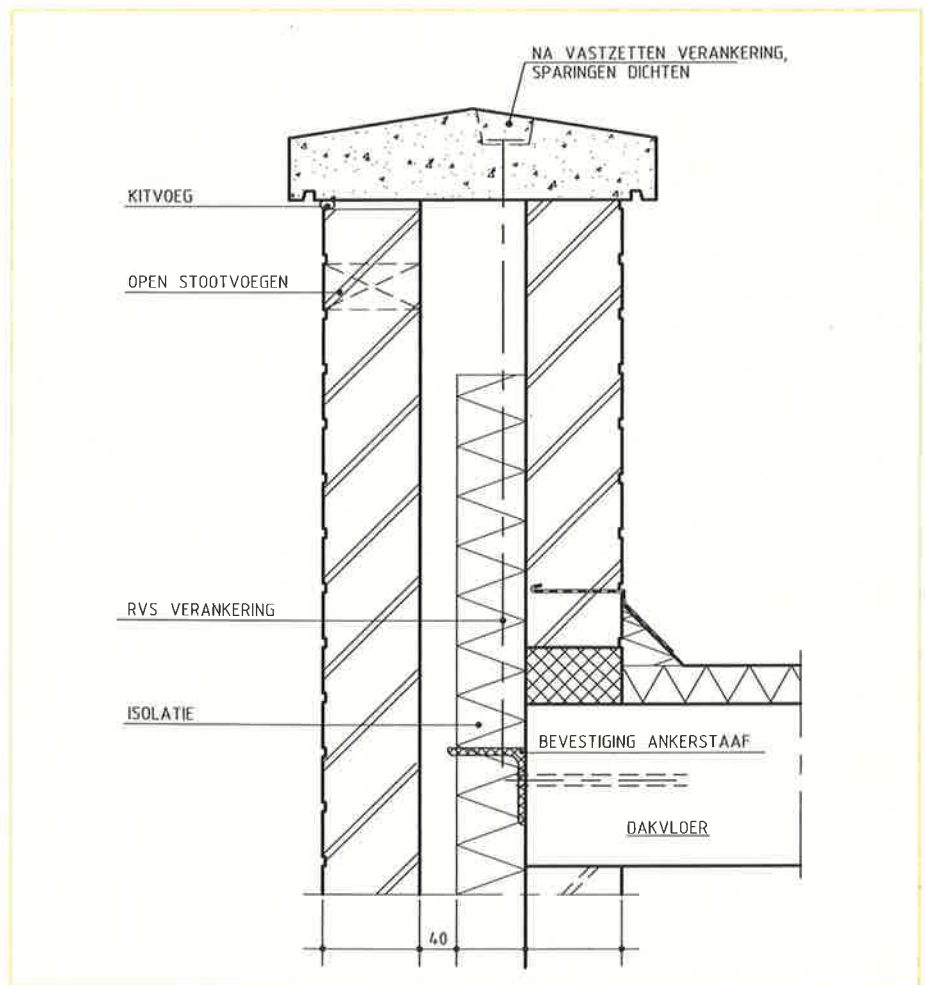
$$\gamma_{\text{gunstigwerkend}} * \rho * h = 0,9 * 18,5 * 1,0 = 16,65 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ N/mm}^2$$

Dit is een bijdrage van 10% ten opzichte van de buigtreksterkte.

De beste oplossing om een stabiele dakrand te maken met halfsteens metselwerk is de toepassing van een stalen hulpconstructie in de spouw, bestaande uit stijlen waartegen het metselwerk is afgesteund of uit hoekprofielen waarop de muurafdekking met een ankerstaaf wordt vastgezet.

### Dilatatievoegen in een dakrand

Het is aan te bevelen in dakranden de lengte tussen de verticale dilatatievoegen te beperken. Wegens de over het algemeen geringe hoogte van het metselwerk is de kans op scheurvorming hier groter. Als algemene regel kan worden gehanteerd dat de lengte/hoogteverhouding van metselwerkvlakken die door dilatatievoegen ontstaan niet groter mag zijn dan 10.



figuur 22 Detaillering dakrand met hoekprofiel en ankerstaaf

## 3.1. Inleiding

**In dit hoofdstuk komt de berekening van constructie-elementen met metselwerk van baksteen volgens de bestaande Nederlandse voorschriften aan de orde. Voor een deel gaat het om algemene informatie. Waar mogelijk wordt gewezen op specifieke aspecten voor metselwerk van baksteen.**

In de rekenvoorbeelden wordt uitgegaan van gangbare belastingen zoals drukkrachten en buigende momenten. Aan de hand van deze rekenvoorbeelden zal worden aangegeven dat zuivere druk nooit voorkomt en dat er altijd sprake is van druk met buiging. Er is ook een rekenvoorbeeld opgenomen waarin de buigtreksterkte ongelijk aan nul wordt gesteld.

## 3.2. Ontwerpmethode

De Nederlandse normen voor het berekenen van draagconstructies maken gebruik van een semi-probabilistische ontwerpmethode, om de veiligheid van constructies te bepalen. NEN 6702 "TGB 1990 Belastingen en vervormingen" beschrijft de belastingen waarmee rekening moet worden gehouden bij het constructief ontwerpen. In NEN 6790 "TGB 1990 Steenconstructies" zijn basiseisen en bepalingmethoden voor ongewapend metselwerk beschreven.

## 3.3. Grenstoestanden

TGB 1990 Belastingen en vervormingen definieert situaties waarin de constructie nog juist aan de eisen moet voldoen. Evenwicht en draagvermogen moeten worden getoetst in de uiterste grenstoestanden, de vervormingen in de bruikbaarheidsgrenstoestanden.

TGB 1990 Steenconstructies stelt in tegenstelling tot TGB 1990 Belastingen en vervormingen dat uitsluitend de uiterste grenstoestanden behoeven te worden beoordeeld. Uitgangspunt hierbij is dat, als de constructie voldoet aan de eisen met betrekking

tot evenwicht en draagvermogen, tevens is voldaan aan de vervormingseisen in de bruikbaarheidsgrenstoestanden.

TGB 1990 Steenconstructies is niet van toepassing op gewapend metselwerk. Voor deze categorie is wel een toetsing in de bruikbaarheidsgrenstoestand noodzakelijk (zie hoofdstuk 5 Gewapend en voorgespannen metselwerk).

## 3.4. Veiligheidsklassen

De verdeling van constructies in veiligheidsklassen biedt de ontwerper de mogelijkheid om de kans op het overschrijden van een grenstoestand af te stemmen op de gevolgen hiervan. De constructieve veiligheid van een tuinmuur mag kleiner zijn dan van een wand in een winkel. Daarom wordt de tuinmuur ingedeeld in een lagere veiligheidsklasse.

De indeling van constructies in veiligheidsklassen volgens TGB 1990 Belastingen en vervormingen houdt globaal het volgende in:

- veiligheidsklasse 1: bouwwerken waarvan het bezwijken geen mensenlevens in gevaar brengt en waarvan de resulterende schade beperkt blijft tot het bouwwerk met inhoud;
- veiligheidsklasse 2: eengezinswoningen en industriegebouwen;
- veiligheidsklasse 3: alle overige bouwwerken.

Een verlaging van klasse 2 naar klasse 1 is mogelijk op grond van artikel 5.1.2 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen:

*"Alle onderdelen en samengestelde onderdelen van bouwwerken ingedeeld in klasse 2 waarvan het bezwijken geen aanleiding geeft tot bezwijken van de hoofdconstructie en waarbij bovendien aan de volgende voorwaarden is voldaan:*

- *het gewicht is minder dan 2 kN of het gewicht per oppervlakte is minder dan 0,3 kN/m<sup>2</sup>;*
- *de fundamentele belastingscombinatie met als extreme belasting de belasting door personen, meubilair en aankleding is niet maatgevend; mogen voor de in rekening te brengen belastingsfactoren worden ingedeeld bij klasse 1."*

Een gevel van metselwerk behoort als onderdeel van een bouwwerk vaak niet tot de hoofdconstructie. Metselwerk voldoet echter niet aan de eerste voorwaarde. Een verlaging van klasse 2 naar klasse 1 is dus niet mogelijk.

Een verlaging van klasse 3 naar klasse 2, respectievelijk naar klasse 1 is mogelijk op grond van artikel 5.1.3 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen:

*"Alle onderdelen en samengestelde onderdelen van bouwwerken ingedeeld in klasse 3 waarvan het bezwijken geen aanleiding geeft tot bezwijken van de hoofdconstructie en waarbij bovendien aan de volgende voorwaarden is voldaan:*

- *het gewicht is minder dan 2 kN of het gewicht per oppervlakte is minder dan 0,3 kN/m<sup>2</sup>;*
- *de fundamentele belastingscombinatie met als extreme belasting de belasting door personen, meubilair en aankleding is niet maatgevend; mogen voor de in rekening te brengen belastingsfactoren worden ingedeeld bij klasse 1. Indien alleen aan de tweede voorwaarde is voldaan, mag voor de in rekening te brengen belastingsfactoren worden ingedeeld bij klasse 2."*

Metselwerk voldoet niet aan de eerste voorwaarde. Een verlaging van klasse 3 naar klasse 1 is dus niet mogelijk. Een verlaging van klasse 3 naar klasse 2 is wel mogelijk.

### 3.5. Belastingscombinaties en belastingsfactoren

De belastingscombinatie waarmee het metselwerk aan de uiterste grenstoestand moet worden getoetst, is opgebouwd uit het eigen gewicht plus veranderlijke belastingen. Per belastingscombinatie wordt één veranderlijke belasting extreem aangenomen en de overige momentaan. Een momentane belasting is de belasting die op een willekeurig tijdstip aanwezig is. Voor elk belastingtype is een momentane waarde vastgelegd. Voor veranderlijke belastingen van vloeren is deze over het algemeen 40 à 50 % van de extreme waarde. Voor windbelasting is de momentane waarde gelijk aan 0. De belastingen worden vermenigvuldigd met een belastingsfactor die afhankelijk is van de veiligheidsklasse volgens TGB 1990 Belastingen en vervormingen. Voor metselwerkconstructies is veelal de belastingscombinatie van uitsluitend permanente belastingen maatgevend. De belastingsfactor is hierbij 1,35 onafhankelijk van de veiligheidsklasse.

### 3.6. Materiaalfactor

De materiaalfactor reduceert de representatieve waarden van de materiaaleigenschappen wegens onzekerheden in de uitvoering en in de rekenmodellen. De materiaalfactor voor metselwerk is hoog in verhouding tot andere constructiematerialen. Vergeleken met andere landen is de materiaalfactor voor metselwerk in Nederland echter laag.

TGB 1990 Steenconstructies:  $\gamma_m = 1,8$

TGB 1990 Betonconstructies:  $\gamma_m = 1,3$

Eurocode 6 Deel 1-1:  $\gamma_m = 2,5$

### 3.7. Modelfactor

De modelfactor is een reductie van het rekenkundige veiligheidsniveau van metselwerkconstructies, die wordt gerechtvaardigd door de aanwezigheid van verborgen sterkte. Als gevolg van vereenvoudigingen bij het modelleren van de constructie wordt de verborgen sterkte niet tot uitdrukking gebracht. In het wijzigingsblad A1 van mei 1997 voor NEN 6790 "TGB 1990 Steenconstructies" is een modelfactor gedefinieerd die van toepassing is op bouwconstructies van gebouwen met een bouwwerkhoogte tot 11 m boven maaiveld en op niet-dragende gevelwanden die maximaal op een verticale hart-op-hart-afstand van 3,6 m horizontaal gesteund worden ongeacht de hoogte

van het gebouw. Met niet-dragende gevelwanden worden de wanden bedoeld waarop behalve het eigen gewicht van de gevelwand, geen andere dan de windbelasting aangrijpt. De modelfactor is voor de genoemde gevallen:

$$\gamma_M = 1,3$$

Voor alle overige gevallen geldt:

$$\gamma_M = 1,0$$

### 3.8. Eigen gewicht

Een belangrijke belasting is uiteraard het eigen gewicht. Het volumieke gewicht van bouwmaterialen is gespecificeerd in tabel 12 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen. Hierin is metselwerk gespecificeerd naar steentype. Voor metselwerk van baksteen is opgenomen:

• klinkers	20 kN/m <sup>3</sup>
• gewone gevelstenen:	
– vol (0 % perforatie)	17 kN/m <sup>3</sup>
– geperforeerd (20 %)	14 kN/m <sup>3</sup>
– bol (35 %)	11 kN/m <sup>3</sup>
• verblendsteen (20 %)	18 kN/m <sup>3</sup>
• isolatiesteen:	
– Poriso, Fimon	13 kN/m <sup>3</sup>
– Poroton	8 kN/m <sup>3</sup>

De verdeling in klinkers en gewone gevelsteen is een terminologie die in Nederland niet meer gebruikelijk is. Ook is het volumieke gewicht voor metselwerk van klinkers erg hoog. De gangbare metselbaksteen heeft een gemiddeld volumiek gewicht van 17,5 kN/m<sup>3</sup>. Het volumieke gewicht is hoger als de steen is verzadigd met water. Voor het gewicht van metselwerk van (ongeperforeerde)

baksteen kan worden aangehouden:

- droog 18,5 kN/m<sup>3</sup>
- nat 20,0 kN/m<sup>3</sup>.

Een buitenspouwblad moet daarbij als nat worden beschouwd.

### 3.9. Rekenvoorbeeld constructie belast op druk zonder buiging

#### 3.9.1 Rekenvoorbeeld 1 (e<sub>0</sub>=0)

Een halfsteense metselwerkwand in een kantoorgebouw, belast door drie vloeren, wordt op drukspanning gecontroleerd. Er wordt gerekend zonder excentriciteit van de normaalkracht. Bij vermelding van artikelen of tabellen van normen worden steeds artikelen of tabellen bedoeld van TGB 1990 Steenconstructies, tenzij anders vermeld.

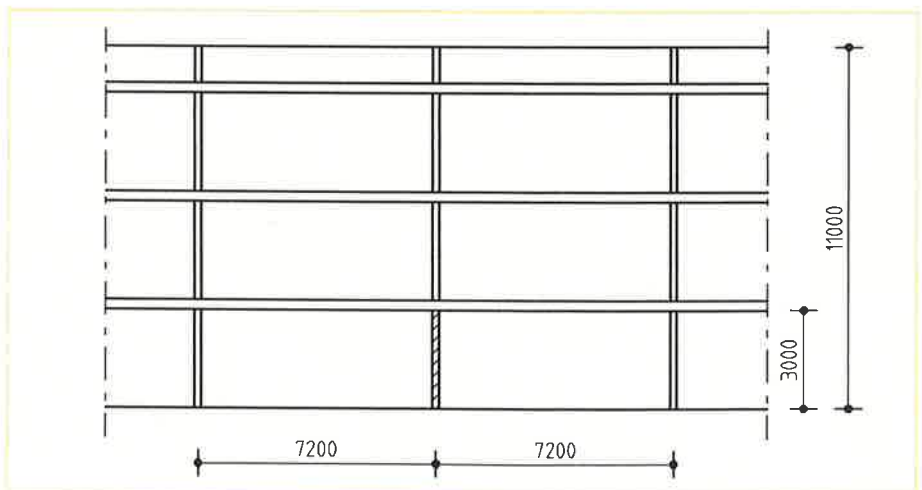
Belastingen

$P_{\text{eg wand,rep}} = 1,85 \text{ kN/m}^2$   
permanente belasting door wand van 100 mm  
droog metselwerk:  $0,10 * 18,5$

$P_{\text{eg vloer,rep}} = 7,00 \text{ kN/m}^2$   
permanente vloerbelasting 250 mm beton en  
50 mm afwerkvloer:  $0,25 * 24 + 0,05 * 20$

$P_{\text{eg binnenwand,rep}} = 0,50 \text{ kN/m}^2$   
minimaal in rekening te brengen belasting in  
verblijfsgebieden van woningen en kantoren  
(artikel 7.1.3.2 van TGB 1990 Belastingen en  
vervormingen)

$P_{\text{vloer,rep}} = 2,50 \text{ kN/m}^2, \psi = 0,4$   
veranderlijke vloerbelasting (artikel 8.2.2.1.b  
van TGB 1990 Belastingen en vervormingen)



figuur 1 Maatvoering constructie

Afmetingen

traveemaat = 7,20 m

hoogte = 11,00 m

Daaruit volgt:

$$G_{rep} = 11 * 1,85 + 3 * 7,2 * (7,0 + 0,5) = 182 \text{ kN/m}$$

$$Q_{rep} = 7,2 * (1 + 2 * 0,4) * 2,5 = 32 \text{ kN/m}$$

Veiligheidsklasse 3 (tabel 1 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen)

belastingsfactoren uiterste grenstoestand

De wand is een onderdeel van de hoofd draagconstructie. Een verlaging van de veiligheidsklasse zoals bedoeld in artikel 5.1.3 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen is dus niet mogelijk.

belastingscombinatie 1

$$\gamma_{fg} = 1,2 \text{ en } \gamma_{fq} = 1,5$$

belastingscombinatie 2

$$\gamma_{fg} = 1,35$$

Belastingscombinatie 1

$$\gamma_{fg} * G_{rep} + \gamma_{fq} * Q_{rep} = 1,2 * 182 + 1,5 * 32 = 267 \text{ kN/m}$$

Belastingscombinatie 2

$$\gamma_{fg} * G_{rep} = 1,35 * 182 = 245 \text{ kN/m}$$

Materiaal

$f_{rep} = 8,5 \text{ N/mm}^2$  representatieve metselwerk druksterkte bepaald via proeven of afkomstig uit tabel 1

$f_d = 4,7 \text{ N/mm}^2$  rekenwaarde van de druksterkte volgens artikel 9.1.1 ( $f_d = f_{rep} / \gamma_M$ )

De spanningscontrole wordt uitgevoerd volgens artikel 11.1.1.

$\gamma_M = 1,3$  modelfactor voor een gebouw tot 11 m volgens artikel 10.4.2

$$N'_{u,d} = c_1 * f_d * b * d$$

$c_1 =$  reductiefactor doorsnedecapaciteit in verband met excentriciteit

Volgens tabel 6 is  $c_1 = 1,00$  voor een excentriciteit van 0 mm.

$f_d =$  rekenwaarde van de druksterkte volgens artikel 9.1.1

$$f_d = 8,5 / 1,8 = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

$d =$  totale hoogte van de doorsnede in buigingsrichting

In dit geval is  $d = 100 \text{ mm}$ . Dit is de nominale maat. Volgens artikel 7.1 is zonder herberekening een afwijking toelaatbaar van 10 %. Een baksteen van 90 mm kan dus zonder meer worden toegepast.

$b =$  breedte van de doorsnede loodrecht op d gemeten

Beoordeeld wordt een breedte  $b$  van  $1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$ .

$$N'_{u,d} = 1,0 * 4,7 * 100 * 1000 = 470 \text{ kN}$$

$$N'_d / \gamma_M \leq N'_{u,d}$$

$$267 / 1,3 \leq 470$$

$$205 < 470$$

Indien geen excentriciteit in rekening wordt gebracht kan de belasting nog ruim tweemaal hoger zijn.

Conclusie

Metselwerk bezwijkt nooit op centrische druk. Gevallen waarin excentriciteit en knik uitgesloten zijn, komen echter ook nooit voor. Er is altijd sprake van druk met buiging.

Uitgangspunten hierbij zijn:

- de treksterkte van metselwerk is gelijk aan nul;
- vlakke doorsneden blijven vlak;
- de spanningen volgen uit de rekken volgens het aangenomen  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram.

Naast de doorsnedegrootheden zoals breedte, hoogte en druksterkte, bepaalt de vorm van het  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram de capaciteit van de doorsnede. De maximaal opneembare drukkracht neemt af met de toename van het moment. Een excentrische normaalkracht in een doorsnede kan niet groter zijn dan een centrische. De grootte van de excentriciteit bepaalt de grootte van de opneembare normaalkracht. De excentriciteit vermenigvuldigd met de normaalkracht is het opneembare moment. Andersom redenerend kan worden gezegd dat het opneembare moment bepaald wordt door de aanwezige drukkracht. Wegens het ontbreken van trek in de doorsnede kan er geen moment worden opgenomen als er geen druk aanwezig is.

De "gereduceerde normaalkracht" of "benuttingsgraad" (in het Duits aangeduid als "Völligkeitsgrad") is een dimensieloze grootte:

$$\alpha = N'_d / (b * d * f_d)$$

Dit is een grootte die aangeeft in welke mate de oppervlakte van de doorsnede benodigd is voor de normaalkracht. Het "gereduceerde moment" is eveneens een dimensieloze grootte:

$$\mu = M_d / (b * d^2 * f_d)$$

De grootheden  $\alpha$  en  $\mu$  worden ook gebruikt in Grafieken en Tabellen Beton (GBT) in de tabellen voor buiging met normaalkracht. Bij  $\alpha = 1$  is de hele doorsnede benodigd voor de normaalkracht en is geen excentriciteit mogelijk. Dit is niet snel het geval zoals uit rekenvoorbeeld 1 blijkt. In het geval dat  $\alpha$  klein is, kan de excentriciteit van de normaalkracht groot zijn. De momentcapaciteit zal echter beperkt zijn door de kleine normaalkracht.

De relatie tussen normaalkracht (druk) en moment (buiging) is voor een rechthoekige doorsnede gegeven in tabel 6 van TGB 1990 Steenconstructies. De relatie bestaat uit twee delen namelijk die voor de ongescheurde en die voor de gescheurde doorsnede. Het gehanteerde  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram bepaalt de vorm van de relatie. Voor tabel 6 is uitgegaan van een bi-lineaire  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram. In figuur 3 en 6 is de relatie tussen normaalkracht en excentriciteit respectievelijk normaalkracht en moment weergegeven voor vier verschillende

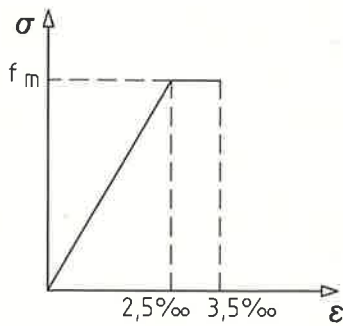
### 3.10. Druk met buiging

**K**olommen, penanten en wanden zijn constructie-elementen die belast worden door drukkrachten en buigende momenten. Ook (schijnbaar) centrisch belaste constructie-elementen moeten worden berekend op buiging met een voorgeschreven minimale excentriciteit van de normaalkracht. Het draagvermogen van een constructie-element wordt getoetst met een doorsnedecontrole.

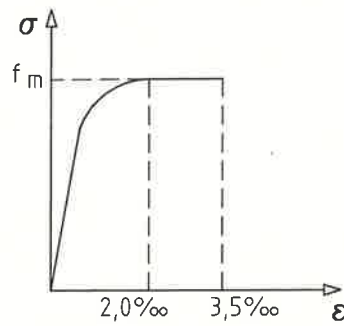
Centrische druk betekent geen excentriciteit en geen knikgevaar. Overigens wordt slechts ten behoeve van het rekenvoorbeeld gesteld dat de excentriciteit van de normaalkracht in de wand nul is. In de praktijk is dit nooit het geval.

$$N'_d / \gamma_M < N'_{u,d}$$

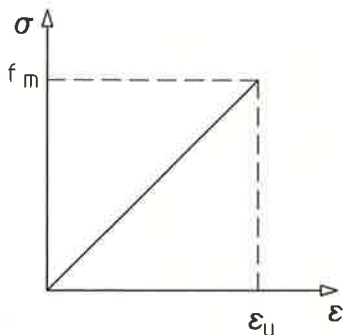
$$N'_d = 267 \text{ kN/m} \quad \text{belastingscombinatie 1}$$



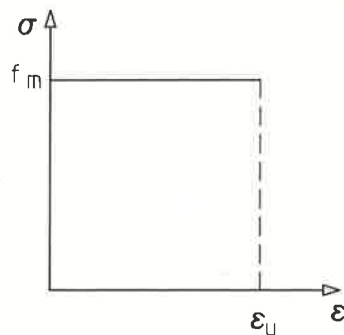
NEN 6790  
BI-LINEAIR



EC 6  
PARABOOL-RECHTHOEKIG



LINEAIR (ELASTISCH)



RECHTHOEKIG (PLASTISCH)

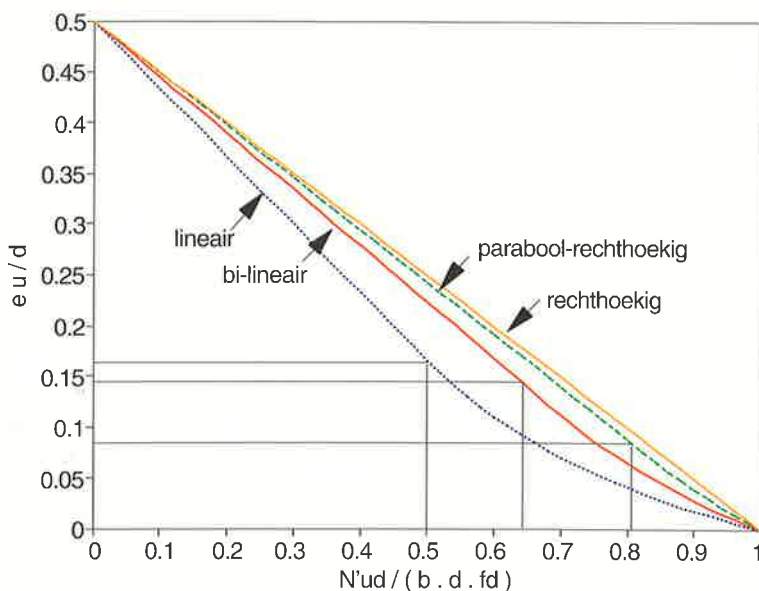
figuur 2 Vier  $\sigma$ - $\epsilon$  diagrammen

$\sigma$ - $\epsilon$  diagrammen. De relaties zijn afgeleid en dus ook alleen geldig voor rechthoekige doorsneden. De vier  $\sigma$ - $\epsilon$  diagrammen zijn:

- het bi-lineaire diagram uit TGB 1990 Steenconstructies;
- het parabool-rechthoekige diagram uit Eurocode 6 Deel 1-1;
- het lineaire diagram voor volkomen elastisch gedrag;

- het rechthoekige diagram voor volkomen plastisch gedrag.

Alle normaalkracht-excentriciteit relaties gaan door het punt  $\alpha = N'_d / (b \cdot d \cdot f_d) = 1$  en  $e_u/d = 0$  overeenkomend met centrische druk en door het punt  $\alpha = 0$  en  $e_u/d = 0,5$  overeenkomend met de situatie waarbij de kracht op de rand van de door-



sneede staat. De drukzone heeft dan geen oppervlakte zodat de normaalkracht nul is.

In het lineair elastische geval scheurt de doorsnede als de normaalkracht buiten de kerndoorsnede komt ( $e_u/d = 1/6$ ). Bij een normaalkracht groter dan de helft van de maximale centrische druk is de excentriciteit altijd kleiner dan  $d/6$ . De doorsnede zal dus niet scheuren. In het volledig plastische geval is geen sprake van een ongescheurde fase. De excentriciteit bij scheuren ligt in de andere twee gevallen uiteraard tussen 0 en  $d/6$  (zie figuren 3, 4 en 5).

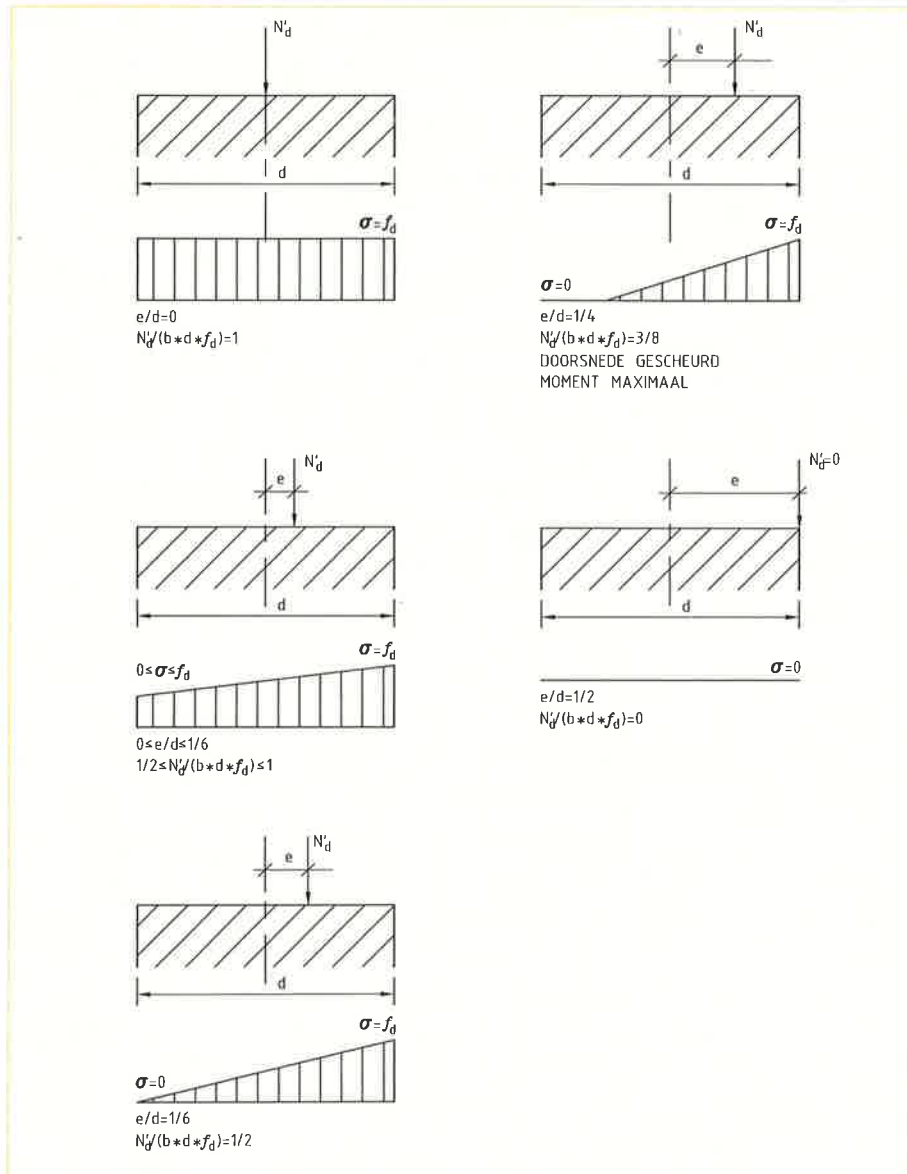
Voor de normaalkracht-moment relaties geldt dat het opneembare moment 0 is als de normaalkracht 0 of maximaal is. De grootte van het maximaal opneembare moment en de daarbij behorende normaalkracht zijn afhankelijk van het  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram. Ongescheurd lineair elastisch is het gereduceerd moment  $\mu = 0,083$  ( $= 1/12$ ) bij een gereduceerde normaalkracht  $\alpha = 0,5$ . In een gescheurde doorsnede kan het moment groter zijn namelijk  $\mu = 0,0937$  ( $= 3/32$ ). De aanwezige normaalkracht moet daarbij kleiner zijn namelijk  $\alpha = 0,375$  ( $= 3/8$ ). De maximale momentcapaciteit volgens TGB 1990 Steenconstructies is aanwezig indien de gereduceerde normaalkracht  $\alpha = 0,453$  is. Volgens Eurocode 6 Deel 1-1 is de momentcapaciteit 7 % groter en benadert de extreme waarde. Deze wordt bereikt als wordt uitgegaan van een volledig plastische doorsnede. Het gereduceerd moment is dan  $0,125$  ( $= 1/8$ ) bij een gereduceerde normaalkracht van  $0,5$  ( $= 1/2$ ).

In figuur 7 zijn de normaalkracht-moment relaties weergegeven voor een materiaal met een treksterkte gelijk aan de druksterkte (bijvoorbeeld staal) en voor een materiaal zonder treksterkte (bijvoorbeeld metselwerk). De relaties voor volkomen elastisch en volkomen plastisch gedrag van beide materialen zijn gelijkvormig. Bij een materiaal met treksterkte neemt de momentcapaciteit echter af indien er een normaalkracht aanwezig is terwijl voor een bros materiaal de momentcapaciteit maximaal is bij een normaalkracht die gelijk is aan 0,5 maal de maximale normaalkracht. Door introductie van gescheurde doorsneden wordt de maximale momentcapaciteit bereikt bij een gereduceerde normaalkracht juist onder de 0,5.

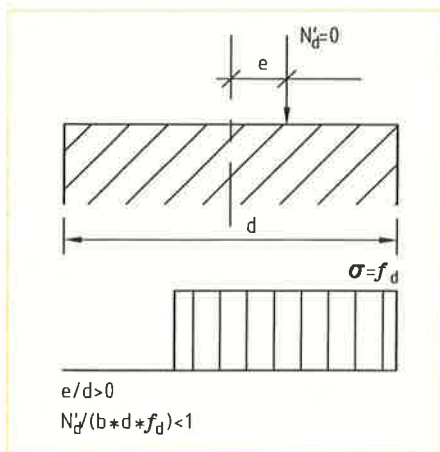
figuur 3  
Relatie normaalkracht-excentriciteit

# 3. Ontwerpen

## VAN CONSTRUCTIE-ELEMENTEN



figuur 4 Spanningsverdeling voor lineair elastisch  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram



figuur 5 Spanningsverdeling voor rechthoekig plastisch  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram

De formules voor de relatie tussen de gereduceerde normaalkracht  $\alpha$  en de excentriciteit bij rechthoekige doorsneden en het  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram uit TGB 1990 Steenconstructies zijn:

ongescheurd:  $\alpha = 1/(1+3,818 * e/d)$   
 met  $0 \leq e/d \leq 0,1455$  (1)

gescheurd:  $\alpha = 1,8136 * (0,5-e/d)$   
 met  $0,1455 \leq e/d \leq 0,5$  (2)

Deze twee formules komen overeen met tabel 6 van TGB 1990 Steenconstructies.

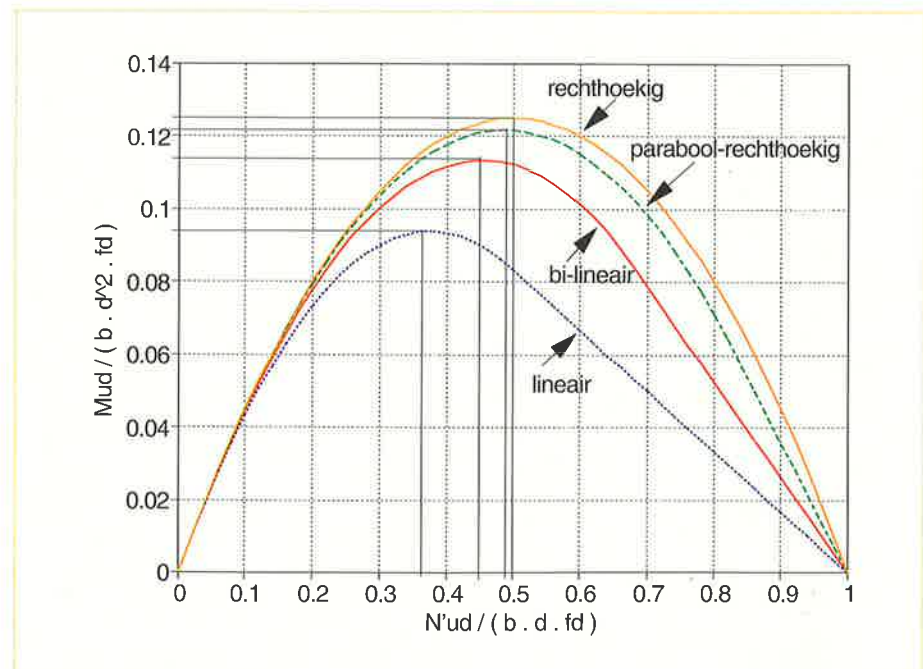
De hierbij geldende formules voor de relatie tussen het gereduceerde moment  $\mu$  en de gereduceerde normaalkracht  $\alpha$  zijn:

ongescheurd:  $\mu = 0,262 * (1-\alpha)$   
 met  $0,643 \leq \alpha \leq 1$  (3)

gescheurd:  $\mu = -0,5514 * \alpha^2 + 0,5 * \alpha$   
 met  $0 \leq \alpha \leq 0,643$  (4)

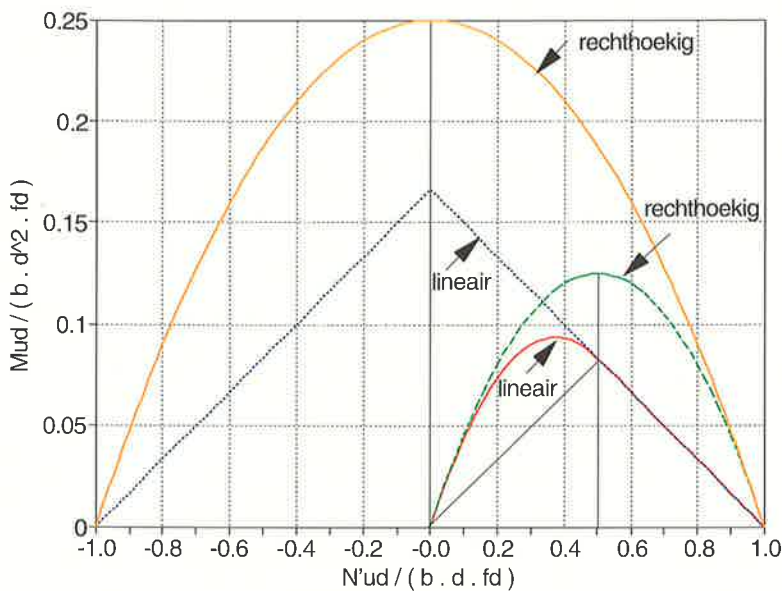
De toepassing van deze theorie op rekenvoorbeeld 1 levert het volgende op:

- de gereduceerde normaalkracht is  $\alpha = 205/470 = 0,463$
- het daaruit volgende gereduceerde moment is  $\mu = 0,1131$
- het daarbij behorende maximale moment in de doorsnede wordt  $M_d = 0,1131 * b * d^2 * f_d = 5,3 \text{ kNm}$
- de maximale excentriciteit is dus  $5,3/205 = 26 \text{ mm}$ .



figuur 6 Relatie normaalkracht-moment





figuur 7 Vergelijking normaalkracht-moment relaties voor een materiaal met treksterkte en voor een materiaal zonder treksterkte

### 3.11. Rekenvoorbeelden constructies belast op druk met buiging

In het navolgende is een aantal rekenvoorbeelden gegeven waarin de voorgaande onderwerpen zijn verwerkt. De rekenvoorbeelden gaan in op constructies belast op druk met buiging en op het rekenen met de buigtreksterkte.

#### 3.11.1 Rekenvoorbeeld 2 ( $e_0 = e_{\text{minimaal}}$ )

Een halfsteense metselwerk wand in een kantoorgebouw, belast door drie vloeren, wordt op drukspanning gecontroleerd. Er wordt gesteld dat de beginexcentriciteit van de normaalkracht in de wand 0 is zodat met de voorgeschreven minimumexcentriciteit moet worden gerekend.

Artikel 10.3.2.2 stelt dat de minimale waarde voor de excentriciteit  $e_0$  in geschoorde raamwerken tenminste gelijk moet zijn aan de grootste van de volgende waarden:

$$e_0 = 1/300 * l$$

$$e_0 = 10 \text{ mm}$$

Zie voor belastingen en overige gegevens rekenvoorbeeld 1.

$$l_c = l = 3100 \text{ mm kniklengte} = \text{afstand tussen horizontale steunpunten} = \text{bouwlaag hoogte}$$

$$e_0 = 3100/300 = 10,3 > 10 \text{ mm; reken met } 10 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_c/d = 3100/100 = 31$$

Methode 1

Controle via de  $e_c$ -methode volgens artikel 10.3.2.2. De  $e_c$ -methode wordt ook gebruikt voor het berekenen van betonconstructies. De slankheid van de constructie bepaalt de grootte van de toeslag excentriciteit  $e_c$  en de randvoorwaarden verwerkt in de factor  $\xi$ .

$$e_c = 4,5 * d * ((\rho * l)/(100 * d))^2 = 4,5 * d * \rho^2 * \lambda^2 * 10^{-4} \quad (5)$$

Er zijn geen verstijwingswanden aanwezig dus  $\rho = 1$ .

$$e_c = 4,5 * 100 * 31^2 * 10^{-4} = 43 \text{ mm}$$

$$e_t = \xi * (e_0 + e_c) = 1,0 * (10 + 43) = 53 \text{ mm}$$

$$e_t > 0,5 h$$

De resultante van de normaalkracht valt buiten de doorsnede. Er is dus geen evenwicht in de doorsnede mogelijk (zie figuur 6).

Methode 2

Controle met tabel 7 en artikel 11.1.4. De waarden in deze tabel zijn gebaseerd op geometrisch en fysisch niet-lineaire berekeningen.  $\lambda = 0$  komt overeen met een doorsnedeberekening voor het geval  $c = \alpha$ .

$$\lambda = 30$$

$$e_0/d = 10,3/100 = 0,1$$

Uit de tabel volgt:

$$c = 0,18$$

$$N'_{u,d} = c * f_d * b * d = 0,18 * 4,7 * 1000 * 100 = 85 \text{ kN/m}$$

De normaalkrachts capaciteit is door de beginexcentriciteit en de slankheid gedaald tot 18 % van de normaalkrachts capaciteit van de centrisch belaste wand.

De belasting (zie rekenvoorbeeld 1) is:

$$N'_{d}/\gamma_M = 267/1,3 = 205 \text{ kN/m}$$

De halfsteense wand waarbij de buiging volgens het voorschrift is verwerkt, voldoet zoals verwacht niet ( $205 > 85$ ).

Conclusie

Het resultaat van methode 1 is dat aan een verdiepingshoge halfsteense wand geen draagkracht mag worden toegekend. Methode 2 resulteert in een kleine draagkracht. Voor wanden met een grote slankheid is de  $e_c$ -methode conservatiever en dus minder geschikt. Tabel 7 is echter alleen geldig voor een onder en boven gesteunde staaf met een over de hoogte constante beginexcentriciteit. De  $e_c$ -methode daarentegen is conform TGB 1990 Betonconstructies ook toe te passen in andere situaties.

De draagkracht van de wand kan worden vergroot door het verlagen van de slankheid. Verlaging van de slankheid is mogelijk door een grotere wanddikte, een kleinere kniklengte en gunstigere randcondities (zoals verstijwingswanden). De slankheid van een wand is afhankelijk van de randcondities. Indien een constructie-element boven en onder scharnierend is opgelegd, zal de kniklengte overeenkomen met de hoogte. Indien enige inklemming aanwezig is, is de kniklengte kleiner. De aansluitingen van wanden worden normaal gesproken door scharnieren geschematiseerd. Er is hier echter altijd enige momentcapaciteit aanwezig zodat de slankheid kleiner is dan aangenomen. Drie- en vierzijdig gesteunde wanden zijn minder knikgevoelig. Bij deze wanden wordt de kniklengte gereduceerd met een factor  $\rho$ . De reductie is aanwezig indien de hart-op-hart-afstand van de verstijvingen kleiner is dan tweemaal de wandhoogte (artikel 10.3.2.2 van TGB 1990 Steenconstructies).

### 3.11.2 Rekenvoorbeeld 3 (is gelijk aan rekenvoorbeeld 2 met verstijwingswanden)

De berekening betreft de afstand die tussen de verstijwingswanden aanwezig moet zijn zodat de halfsteense wand uit rekenvoorbeeld 2 voldoet.

Methode 1

Berekening via de  $e_c$ -methode.

De maximale excentriciteit bij de aanwezige normaalkracht is bepaald in rekenvoorbeeld 1.

$$e_u = 23 \text{ mm}$$

$$e_0 = 10 \text{ mm}$$

$$e_c = 23 - 10 \text{ mm} = 13 \text{ mm}$$

$$e_c = 4,5 * d * ((\rho * l)/(100 * d))^2 \\ = 4,5 * d * \rho^2 * \lambda^2 * 10^{-4}$$

Deze formule is ook te schrijven als:

$$e_c/\rho^2 = 4,5 * d * \lambda^2 * 10^{-4} = 43 \text{ mm}$$

Uit  $e_c < 13 \text{ mm}$  volgt:

$$\rho^2 < 13/43 = 0,30$$

Voor de reductiefactor geldt dus  $\rho < 0,55$ .

Voor een vierzijdig gesteunde wand geldt:

$$\rho = l_2/(2 * l_c)$$

$l_2$  = de afstand tussen de verstijwingswanden

$$l_2/(2 * 3100) < 0,55$$

$$l_2 < 3410 \text{ mm}$$

Voor een driezijdig gesteunde wand geldt:

$$\rho = l_1/l_c$$

$l_1$  = de afstand van de gesteunde zijde tot de vrije rand

$$l_1/3100 < 0,55$$

$$l_1 < 1700 \text{ mm}$$

De verstijwingswanden moeten voldoen aan de in figuur 7 van TGB 1990 Steenconstructies vermelde voorwaarden. Dit houdt in dat de lengte van de

verstijwingswanden groter moet zijn dan  $l/5$ . Met  $l = 3100 \text{ mm}$  is dit  $620 \text{ mm}$ . De dikte van de verstijving is minimaal  $100 \text{ mm}$ .

Methode 2

Deze methode lijkt niet bruikbaar omdat bij tabel 7 van TGB 1990 Steenconstructies niet is aangegeven hoe men dient te handelen bij meerzijdig gesteunde wanden. Evenals bij methode 1 is het hier echter mogelijk de slankheid te reduceren met de factor  $\rho$ .

$$\lambda = (l_c * \rho)/d$$

$$c < 0,49 \text{ en } e_0/d = 0,1$$

Door interpolatie volgt uit tabel 7:

$$\lambda \leq 17$$

$$\lambda = (l_c * \rho)/d$$

$$\rho \leq (17 * 100)/3100 = 0,55$$

Dit resultaat komt overeen met dat van methode 1.

Conclusie

Het resultaat van methode 1 en 2 is hetzelfde. Een halfsteense wand voldoet indien minimaal verstijwingswanden aanwezig zijn om de  $3400 \text{ mm}$  en binnen  $1700 \text{ mm}$  van een vrije rand. Deze verstijwingswanden moeten een minimale afmeting hebben van  $l \times b = 620 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ .

### 3.11.3 Rekenvoorbeeld 4 (is gelijk aan rekenvoorbeeld 2 met steense wand)

Gecontroleerd wordt of een steense wand met  $d = 200 \text{ mm}$  voldoet in de situatie van rekenvoorbeeld 2.

$$\lambda = l_c/d = 3100/200 = 15,5$$

Methode 1

Controle via  $e_c$ -methode artikel 10.3.2.2

$$e_c = 4,5 * d * ((\rho * l)/(100 * d))^2 \\ = 4,5 * d * \rho^2 * \lambda^2 * 10^{-4}$$

Geen verstijwingswanden

$$\rho = 1$$

$$e_c = 4,5 * 200 * 1^2 * 15,5^2 * 10^{-4} = 22 \text{ mm}$$

$$e_t = \xi * (e_0 + e_c) = 1,0 * (10 + 22) = 32 \text{ mm}$$

Uit tabel 6 of de formules (1) en (2) volgt voor  $e_t/d = 32/200 = 0,158$ :

$$N_{td}/f_{td} * b * d = 0,62$$

$$N_{td} = 582 \text{ kN/m}$$

Methode 2

Controle met tabel 7

$$\lambda = 15,5$$

$$e_0/d = 10,3/200 = 0,05$$

Uit de tabel volgt:

$$c = 0,66$$

Daaruit volgt:

$$N_{u,d} = c * f_{td} * b * d \\ = 0,66 * 4,7 * 1000 * 200 = 620 \text{ kN/m}$$

De belasting is (zie rekenvoorbeeld 1):

$$N_{d}/\gamma_M = 267/1,3 = 205 \text{ kN/m}$$

Conclusie

Het resultaat van methode 1 komt bijna overeen met methode 2. Ook bij deze kleinere slankheid geeft tabel 7 een iets hogere waarde. Een steense wand waarvan de buiging volgens TGB 1990 Steenconstructies is verwerkt, heeft zoals verwacht voldoende draagkracht ( $205 < 582$ ).

### 3.11.4 Rekenvoorbeeld 5 (gesteunde balustrade)

Een balustrademuur van  $1,0 \text{ m}$  hoog wordt gesteund door stalen profielen met een hart-op-hart-afstand van  $2,0 \text{ m}$ . De wand staat op een balkonplaat. Voor de belastingen loodrecht op het muurvlak is de wand te beschouwen als een driezijdig ingeklemde plaat.

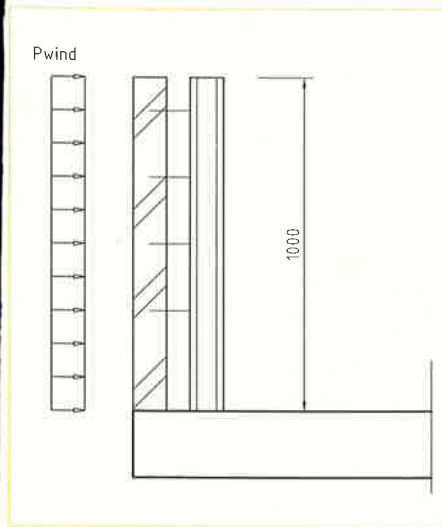
Belastingen

$$q_{rep} = 0,5 \text{ kN/m}$$

gelijkmatig verdeelde belasting aangrijpend op  $1 \text{ m}$  boven het vloerniveau en horizontaal werkend loodrecht op het vlak van de wand (artikel 8.2.6.1 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen)

$$F_{rep} = 1 \text{ kN}$$

geconcentreerde belasting op alle onderdelen en in alle mogelijke richtingen tot een hoogte van  $1 \text{ m}$  (artikel 8.2.6.1 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen)



figuur 8 Balustrade

$P_{wind;rep} = 0,97 \text{ kN/m}^2$  windbelasting  
(artikel 8.6.1.3 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen) gebied II, onbebouwd,  $h = 8 \text{ m}$ ,  
 $p_w = 0,81 \text{ kN/m}^2$

$P_{eg\ wand;rep} = 18,5 \text{ kN/m}^3$   
permanente belasting droog metselwerk

De buigende momenten zijn bepaald met behulp van plaattabellen.

Ten gevolge van  $q_{rep}$ :  
 $M_{\perp;rep} = 0,06 * q_{rep} * l = 0,06 * 0,5 * 2,0$   
 $= 0,06 \text{ kNm/m}$

Ten gevolge van  
 $F_{rep}$ :  $M = 0,06 * f_{rep}$   
 $= 0,06 * 1,0 = 0,06 \text{ kNm/m}$

Ten gevolge van  
 $P_{wind;rep}$ :  $M_{\perp;rep} = 0,06 * P_{wind;rep} * l^2$   
 $= 0,06 * 0,97 * 1^2 = 0,06 \text{ kNm/m}$

Het maatgevende moment in de onderrand en de zijranden is gelijk aan  $0,06 \text{ kNm/m}$ .

Veiligheidsklasse 3 (woongebouw) is van toepassing. Reductie is niet mogelijk omdat belasting door personen maatgevend is:

$M_{\perp;d} = \gamma_{f;q} * M_{\perp;rep} = 1,5 * 0,06$   
 $= 0,09 \text{ kNm/m}$

Normaalkracht in balustrade

$N'_{rep}/A = P_{eg\ wand;rep} * h = 18,5 * 1,0 = 18,5 \text{ kN/m}^2$

De normaalkracht werkt gunstig dus  $\gamma_{f;g} = 0,9$

$N'_d/A = \gamma_{f;g} * N'_{rep}/A = 0,9 * 18,5 = 16,7 \text{ kN/m}^2$

Omdat een balustrade kan worden beschouwd als een niet-dragende gevelwand waarop alleen windbelasting aangrijpt (artikel 10.3.3), mag de toetsing van de doorsnedecapaciteit plaatsvinden volgens artikel 11.2. Daarbij wordt gerekend met een buigtreksterkte  $f_{m;d}$  die ongelijk is aan nul.

$$\sigma_{m;d}/\gamma_M \leq f_{m;d}$$

Volgens artikel 9.2 is:

$$f_{m;\perp;d} = (1,5 * f_{c;rep})/\gamma_M$$

$$= (1,5 * 0,2)/1,8 = 0,166 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m;//d} = (3,0 * f_{c;rep})/\gamma_M$$

$$= (3,0 * 0,2)/1,8 = 0,332 \text{ N/mm}^2$$

$f_{m;//d}$  is groter dan  $f_{m;\perp;d}$  omdat in het geval van  $f_{m;//d}$  de breuklijn door stenen en stootvoegen loopt.

Controle van de halfsteense balustrade

Onderrand

$$f_{m;\perp;d} + N'_d/A \geq M_{\perp;d}/W$$

$$0,166 + 16,7 * 10^{-3} \geq 0,09 * 10^6 / ((1000 * 100^2)/6)$$

$$0,183 \geq 0,054$$

Zijrand

$$f_{m;//d} \geq M_{//d}/W$$

$$0,332 \geq 0,09 * 10^6 / ((1000 * 100^2)/6)$$

$$0,332 \geq 0,054$$

Conclusie

De beide wanden blijven ongescheurd.

Door de combinatie van de materialen beton en metselwerk ter plaatse van de onderrand van de balustrade is het niet onwaarschijnlijk dat het metselwerk scheurt door het optreden van vervormingsverschillen.

Controle van de halfsteense balustrade ( $f_{m;\perp;d} = 0$  voor de onderrand)

Het opneembaar moment in de gescheurde onderrand is afhankelijk van de benuttingsgraad.

$$\alpha = N'_d/(f * A_m) = 16,7 * 10^{-3}/4,7 = 3,55 * 10^{-3}$$

$$\text{Gereduceerd moment } \mu = 1,77 * 10^{-3}$$

$$M_{\mu} = 0,083 \text{ kNm/m}$$

Het opneembare moment is kleiner dan het berekende moment ( $0,083 < 0,09$ ). Aan de zijkanten is echter voldoende momentcapaciteit aanwezig zodat evenwicht mogelijk is na herverdeling van het moment.

Conclusie

De halfsteense wand met stalen profielen voldoet als balustrade.

### 3.11.5 Rekenvoorbeeld 6 (tuinmuur)

Het berekenen van een tuinmuur lijkt simpel maar is een lastige opgave. De meeste tuimuren blijven staan, maar als er volgens TGB 1990 Steenconstructies aan gerekend moet worden, voldoen vele tuimuren niet.

De belangrijkste belasting op een tuinmuur is de windbelasting. Daarnaast kunnen nog andere horizontale belastingen, veelal in de vorm van stootbelastingen, op een tuinmuur werken.

Het gewicht van de muur werkt uiteraard als verticale belasting.

Afmetingen

hoogte = 2 m

wanddikte = 100 mm (halfsteens) met anderhalfsteense penanten hart-op-hart 2,2 m

Belastingen

Winddruk voor gebied III, onbebouwd, hoogte 2 m

$$p_w = 0,46 \text{ kN/m}^2$$

windvormfactor (druk+zuiging) =  $0,8+0,4 = 1,2$

Veiligheidsklasse 1

$$\gamma_q = 1,2$$

Moment in voet (inklemming op 0,2 m onder het maaiveld)

$$M_d = q_d * l_q * \text{arm}$$

$$= (1,2 * 1,2 * 0,46) * 2 * (0,5 * 2 + 0,2)$$

$$= 1,59 \text{ kNm/m}$$

Normaalspanning in voet

$$N'_d/A = \gamma_g * \rho * h = 0,9 * 18,5 * 2$$

$$= 33,3 \text{ kN/m}^2 = 33,3 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

# 3. Ontwerpen

## VAN CONSTRUCTIE-ELEMENTEN

Bepaling doorsnedecapaciteit op basis van buigtreksterkte

$$\sigma_{m;d}/\gamma_M \leq f_{m;\perp;d}$$

waarin  $\sigma_{m;d} = M_{\perp;d}/W \cdot N'_d/A$

De doorsnedegrootheden van de T-vormige doorsnede met  $b = 2,2$  m zijn:

$$I = 1,83 \cdot 10^9$$

$$e_z = 89 \text{ mm}$$

$$W_{\max} = I/e_{\min} = 1,83 \cdot 10^9/89 = 20,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{\min} = I/e_{\max} = 1,83 \cdot 10^9/(320-89) = 7,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$A = 0,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

De buigspanningen bedragen:

$$\sigma_{m;d;\min} = 2,2 \cdot 1,59 \cdot 10^6/(20,6 \cdot 10^6) - 33 \cdot 10^{-3} = 0,14 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m;d;\max} = 2,2 \cdot 1,59 \cdot 10^6/(7,9 \cdot 10^6) - 33 \cdot 10^{-3} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

De buigtreksterkte bedraagt volgens artikel 9.2:

$$f_{m;\perp;d} = (1,5 \cdot f_{c,rep})/\gamma_m = (1,5 \cdot 0,2)/1,8 = 0,166 \text{ N/mm}^2$$

De tuinmuur scheurt vanaf de ribzijde.

Rekenen zonder buigtreksterkte kan gunstiger zijn, zeker indien de normaalkracht rond de 50 % van de doorsnedecapaciteit ligt ( $\alpha$  is ongeveer gelijk aan 0,5). De normaalkracht in de voet van de tuinmuur is klein. Rekenen zonder buigtreksterkte zal hierdoor niet gunstiger zijn zoals blijkt uit de berekening.

$$N'_d = 33 \cdot 0,29 = 9,66 \text{ kN}$$

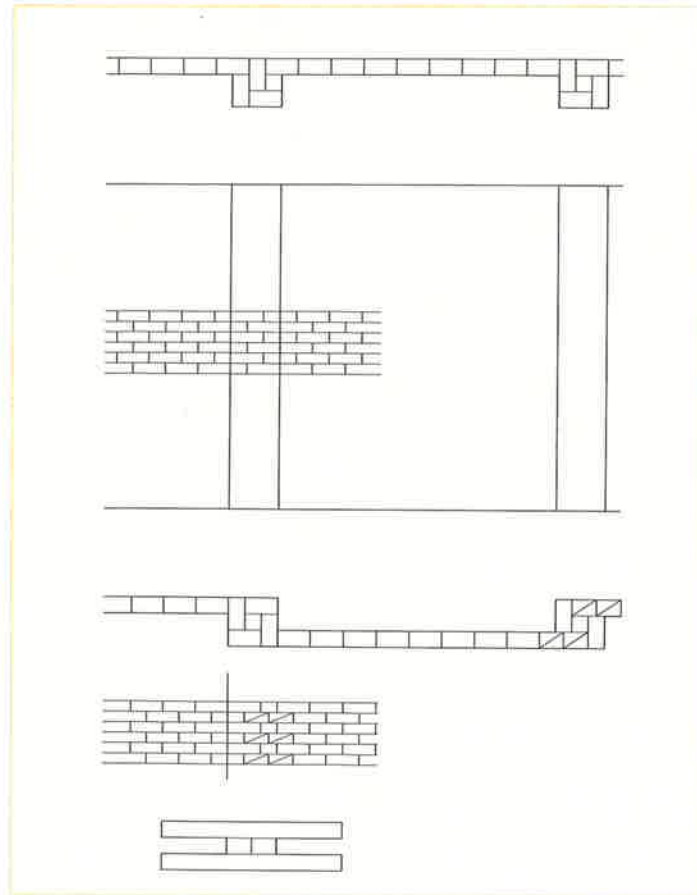
$$A_{\text{drukzone}} = N'_d/(0,643 \cdot f_b) = 9,66 \cdot 10^3/(0,643 \cdot 4,7) = 3196 \text{ mm}^2$$

$$x_{\text{onder}} = A/b_{\text{onder}} = 3196/320 = 10,0 \text{ mm}$$

$$x_{\text{boven}} = A/b_{\text{boven}} = 3196/2200 = 1,5 \text{ mm}$$

$$e_z = 89 \text{ mm}$$

$$a_{\text{onder}} = e_{\text{onder}} - 0,354 \cdot x_{\text{onder}} = 320 - 89 - 0,354 \cdot 10,0 = 228 \text{ mm}$$



figuur 9 Tuinmuur

$$a_{\text{boven}} = e_{\text{boven}} - 0,354 \cdot x_{\text{boven}} = 89 - 0,354 \cdot 1,5 = 88 \text{ mm}$$

$$M_{d;\max} \leq a_{\max} \cdot N'_d = 228 \cdot 10^{-3} \cdot 9,66 = 2,20 \text{ kNm}/2,2 \text{ m} = 1,00 \text{ kNm/m}$$

$$M_{d;\min} \leq a_{\min} \cdot N'_d = 88 \cdot 10^{-3} \cdot 9,66 = 0,85 \text{ kNm}/2,2 \text{ m} = 0,39 \text{ kNm/m}$$

N.B. De formules (1), (2), (3), en (4) zijn alleen geldig voor rechthoekige doorsneden en dus niet bruikbaar voor de tuinmuur met penanten.

Zoals verwacht is de capaciteit van de gescheurde doorsnede beperkt. In de gescheurde toestand is in geen van beide richtingen evenwicht met het windmoment mogelijk.

De capaciteit kan worden vergroot door de vorm van de doorsnede te veranderen door de halfteense muur wisselend aan de voor- en achterzijde van de penanten te plaatsen.

De Z-vormige doorsnede met  $b = 2,2$  m kan ook worden beschouwd als I-vormige doorsnede. De grootheden hiervan zijn:

$$W_{\min} = W_{\max} = 20,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$A = 0,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{m;d} = 2,2 \cdot 1,59 \cdot 10^6/20,6 \cdot 10^6 - 33 \cdot 10^{-3} = 0,138 \text{ N/mm}^2$$

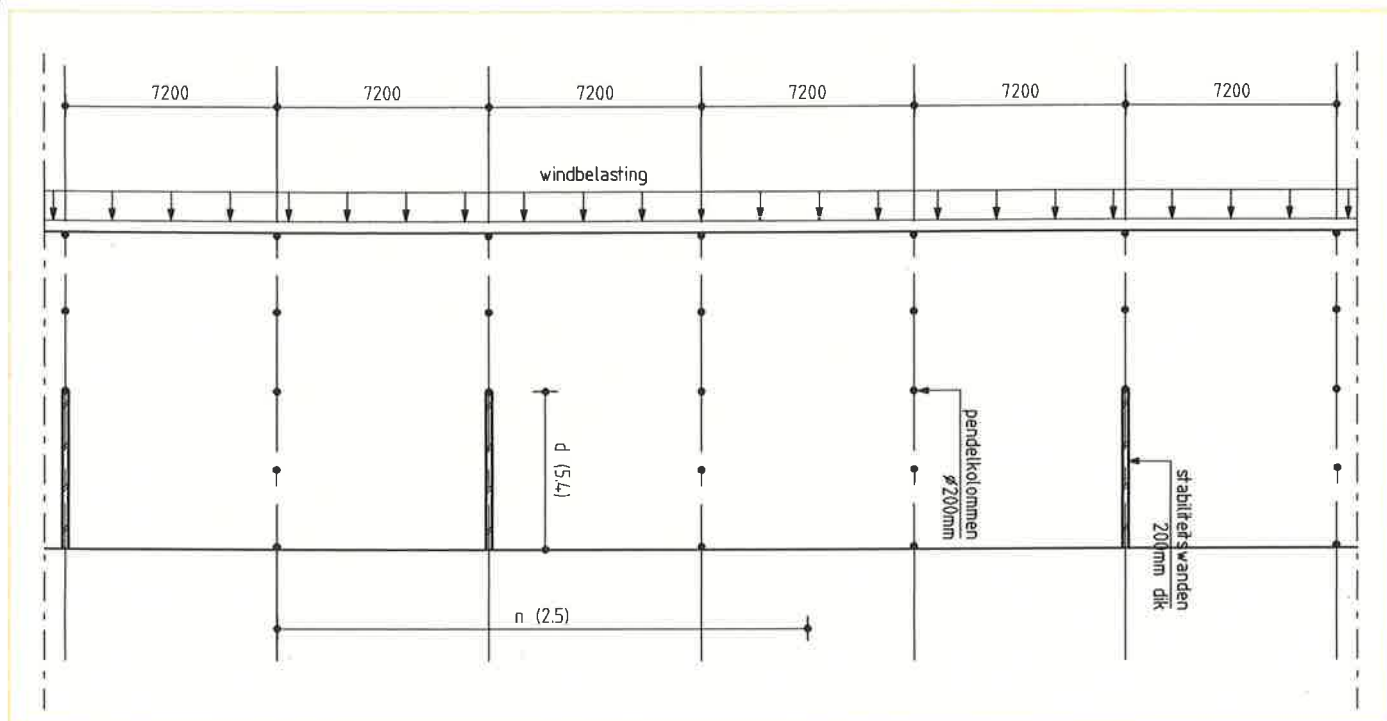
De buigtreksterkte bedraagt volgens artikel 9.2:

$$f_{m;\perp;d} = (1,5 \cdot f_{c,rep})/\gamma_m = (1,5 \cdot 0,2)/1,8 = 0,166 \text{ N/mm}^2$$

De tuinmuur in deze vorm blijft dus ongescheurd.

Het berekenen van de tuinmuur als T of I profiel is alleen juist als de samenhang van de doorsnede gegarandeerd is. Doordat de belasting laag is, zal ook de schuifspanning in de aansluiting van de profieldelen laag zijn. De samenhang in de doorsnede zal geen probleem zijn mits de penanten in verband zijn gemetseld met de muur.

De capaciteit van de muur is te vergroten door de penanten te wapenen.



figuur 10 Constructieschema

### 3.11.6 Rekenvoorbeeld 7a (stabiliteitswand)

Een steense metselwerkwand die dient als stabiliteitswand in een kantoorgebouw en belast wordt door drie vloeren, wordt op drukspanning gecontroleerd. Het maximale aantal door de wand gestabiliseerde traveeën wordt berekend.

- Afmetingen
- wandlengte  $d$  = variabel
  - diepte gebouw  $i$  = 10,8 m
  - hoogte gebouw  $h$  = 11 m
  - breedte travee  $b$  = 7,2 m

De momentcapaciteit van een wand is maximaal als de normaalkracht 40 à 50 % bedraagt van de centrische druksterkte. Zie figuur 6 voor de relatie tussen normaalkracht en moment. Voor een stabiliteitswand is het daarom gunstig als de vloeren door deze wand worden gedragen. Door de lagere momentcapaciteit bij een lagere normaalkracht moet ook een controle plaatsvinden met de minimaal aanwezige normaalkracht.

Normaalkracht onderin wand

$$G_{rep} = 11 * 0,2 * 18,5 + 3 * 7,2 * (7,0 + 0,5) = 202,7 \text{ kN/m}$$

$$Q_{mom} = 3 * 7,2 * 0,4 * 2,5 = 21,6 \text{ kN/m}$$

Belastingscombinatie 1 (maximaal)

$$q'_d = 1,2 * 202,7 + 1,5 * 21,6 = 276 \text{ kN/m}$$

Belastingscombinatie 2 (minimaal)

$$q'_d = 0,9 * 202,7 = 182 \text{ kN/m}$$

#### Totaal te stabiliseren gewicht

Stel dat de belasting in de te stabiliseren traveeën gelijk is aan de belasting in één travee met een stabiliteitswand. Gezien de afwezigheid van een wand is dit aan de veilige kant. Het aantal traveeën wordt aangeduid met  $n$ .

$$Q'_{v;d} = (n * q'_d * 10,8) / (d * q'_d) = n * 10,8 / d$$

#### Windbelasting volgens artikel 8.6 van TGB 1990 Belastingen en vervormingen

gebied II, onbebouwd,  $h = 11 \text{ m}$ :  $p_w = 0,91 \text{ kN/m}^2$

De gebouw lengte is groter dan de gebouw hoogte. De winddruk is dus constant over de hoogte. De windbelasting wordt via de vloeren overgedragen aan de stabiliteitswand.

Resultante niveau 1 en 2 (gevel)

$$F_{w1} = n * b * h * (c_{d1} + c_{z2}) * p_w = n * 7,2 * 3,4 * (0,8 + 0,4 * 0,91) = 26,7 * n$$

Resultante niveau 3 (gevel en dak)

$$F_{w1} = n * b * (h * (c_{d1} + c_{z2}) + d * c_f) * p_w$$

$$= n * 7,2 * (2,5 * (0,8 + 0,4) + 10,8 * 0,04) * 0,91 = 22,4 * n$$

Moment op peil in wand

$$M_{0;d} = \gamma_{f,q} * \sum (F_i * l_i) = 1,5 * n * (26,7 * 3,4 + 26,7 * 6,8 + 22,4 * 10,2) = 751 * n$$

De tweede-orde-belasting is afhankelijk van de stijfheid van de wand en de fundering als ook van het totale te stabiliseren gewicht.

De funderingsstijfheid wordt verwerkt in de factor  $\xi$ .

$$\xi = k / (k - 0,5 * Q'_{v;d} * l) \quad (6)$$

Voor stabiliteits-elementen van metselwerk is de rotatieveerconstante  $k$  van de fundering over het algemeen groot in verhouding tot het product van de hoogte van het element en het te stabiliseren gewicht.  $\xi$  kan dus gelijk aan 1 worden gesteld. De toeslagexcentriciteit is afhankelijk van de slankheid van het element in de stabiliserende richting.

$$e_c = (Q'_{v;d} / N'_d) * 4,5 * d * (l / (100 * d))^2 \quad (7)$$

$$e_l = \xi * (e_0 + e_c) = 1,0 * (e_0 + e_c)$$

#### Partiële instabiliteit

In verband met de mogelijkheid van partieel uitknikken van de drukzijde van de wand moet de toelaatbare drukspanning worden gereduceerd.

De reductie is afhankelijk van de slankheid en de excentriciteit in de slappe richting.

$$\lambda = 3100/200 = 15,5$$

$$e_0/d = 10/200 = 0,05$$

uit tabel 7 volgt  $c = 0,68$

$$f_d * c_1 = 4,7 * 0,68 = 3,2 \text{ N/mm}^2$$

(zie voor aannames druksterkte reken-voorbeeld 1)

Voor de wandlengte  $d$  van de stabiliteitswand wordt aangenomen 3,6 m.

Controle met minimale  $N'_d$

$$e_0 = M_d/N'_d = 751 * n / (182 * 3,6) = 1,14 * n$$

$$e_c = n * 10,8/d * 4,5 * d * (l/d)^2 * 10^{-4}$$

$$= n * 10,8/3,6 * 4,5 * 3,6 * (11/3,6)^2 * 10^{-4}$$

$$= n * 0,045$$

$$e_t = \xi * (e_0 + e_c) = 1,0 * (1,14 + 0,045) * n$$

$$= 1,18 * n$$

$$\alpha = N'_d / (f_d * b * d) = 182 / (3,2 * 10^3 * 0,2 * 1,0)$$

$$= 0,28$$

Uit formule (2) volgt  $e = 0,5 * d * (1 - 1,103 * \alpha)$

$$e_u = 0,5 * 3,6 * (1 - 1,103 * 0,28) = 1,24 \text{ m}$$

$$e_t < e_u$$

$$1,18 * n < 1,24$$

$$n < 1,05$$

Controle met  $N'_d$  maximaal

$$e_0 = M_d/N'_d = 751 * n / (276 * 3,6) = 0,756 * n \text{ m}$$

$$e_c = n * 10,8/d * 4,5 * d * (l/d)^2 * 10^{-4}$$

$$= n * 10,8/3,6 * 4,5 * 3,6 * (11/3,6)^2 * 10^{-4}$$

$$= n * 0,045 \text{ m}$$

$$e_t = \xi * (e_0 + e_c) = 1,0 * (0,756 + 0,045) * n$$

$$= 0,80 * n \text{ m}$$

$$\alpha = N'_d / (f_d * b * d) = 276 / (3,2 * 10^3 * 0,2)$$

$$= 0,43$$

$$e_u = 0,5 * 3,6 * (1 - 1,103 * 0,43) = 0,95 \text{ m}$$

$$e_t < e_u$$

$$0,80 * n < 0,95$$

$$n < 1,18$$

Conclusie

Een steense wand van 3,6 m lang is juist in staat de stabiliteit van een stramien van 7,2 m te verzorgen. De toets met de minimale normaalkracht is in dit geval maatgevend. De gereduceerde normaalkracht  $\alpha$  is bij de maximale belasting gunstiger ( $\alpha = 0,42$ , zie figuur 6 Relatie normaalkracht-moment).

Door de geringe invloed van het tweede-orde-effect bestaat er een kwadratische relatie tussen de wandlengte  $d$  en het aantal te stabiliseren traveeën  $n$ .

$d$ (in m)	$n$ (aantal)
3,6	1,0
4,5	1,7
5,4	2,5
7,2	4,3
10,8	9,6

### 3.11.7 Rekenvoorbeeld 7b (stabiliteitswand in kopgevel)

De kopgevelwand wordt verticaal slechts belast door een half stramien. Daardoor vermindert de momentcapaciteit.

Belasting

$$Q_{rep} = 11 * 0,2 * 18,5 + 3 * 3,6 * (7,0 + 0,5)$$

$$= 121,7 \text{ kN/m}$$

$$Q_{mom} = 3 * 3,6 * 0,4 * 2,5 = 10,8 \text{ kN/m}$$

Belastingscombinatie 1 (maximaal)

$$N'_d = 1,2 * 121,7 + 1,5 * 10,8 = 162,2 \text{ kN/m}$$

Belastingscombinatie 2 (minimaal)

$$N'_d = 0,9 * 121,7 = 109,5 \text{ kN/m}$$

Totaal in de traveeën te stabiliseren gewicht

Belastingscombinatie 1

$$Q'_{vd} = 162 + (n - 0,5) * 276$$

Belastingscombinatie 2:

$$Q'_{vd} = 109 + (n - 0,5) * 182$$

Wandlengte  $d$

$$d = 10,8 \text{ m}$$

Controle met  $N'_d$  minimaal:

$$e_0 = M_d/N'_d = 751 * n / (109 * 10,8) = 0,635 * n \text{ m}$$

$$e_c = (109 + (n - 0,5) * 182) / 109 * 4,5 * d * (l/d)^2 * 10^{-4}$$

$$= (n - 0,5) * 1,34 * 4,5 * 10,8 * (11/10,8)^2 * 10^{-4}$$

$$+ 0,0017$$

$$= n * 0,0068 + 0,005 \text{ m}$$

$$e_t = \xi * (e_0 + e_c)$$

$$= 1,0 * ((0,635 + 0,007) * n + 0,005)$$

$$= 0,642 * n + 0,005 \text{ m (de tweede term is verwaarloosbaar)}$$

$$\alpha = N'_d / (f_d * b * d) = 109,5 / (3,2 * 10^3 * 0,2)$$

$$= 0,17$$

$$e_u = 0,5 * d * (1 - 1,102 * \alpha)$$

$$= 0,5 * 10,8 * (1 - 1,102 * 0,17) = 4,39 \text{ m}$$

$$e_t < e_u$$

$$0,642 * n < 4,39$$

$$n < 6,8$$

Conclusie

Door de verminderde normaalkracht bezit de 10,8 m lange kopwand stabilisatiecapaciteit voor 6 stramien in vergelijking met de stabilisatiecapaciteit voor 9 stramien met een volledig belaste tussenwand. Een kantoorblok van 12 stramien kan dus gestabiliseerd worden door de twee kopwanden.

### 3.11.8 Rekenvoorbeeld 7c (stabiliteitswand met puntlasten)

De in de rekenvoorbeelden 7a en 7b gevolgde wijze van benaderen is alleen juist als de normaalkracht in de uitgangssituatie gelijkmatig is verdeeld over de doorsnede. In het kantoorgebouw is echter ter plaatse van de gang een balk aanwezig die is opgelegd op de vloerdragende wanden. Daardoor zijn er puntlasten aanwezig op het einde van deze wanden. Aan weerszijden van een gang met een breedte van 3,6 m bevinden zich twee wanden met een lengte van 3,6 m.

Belastingen

$$F_{\text{punt}} = ((0,5 * 3,6) + 0,7(\text{aanname})) * 182 = 455 \text{ kN}$$

Wand 1 met puntlast aan gedrukte zijde

Controle van de wandbreedte benodigd voor de puntlast

$$b_p = F_{\text{punt}} / (f_d * c * d)$$

$$= 455 / (4,7 * 10^3 * 0,68 * 0,2) = 0,71 \text{ m (klopt met aanname van 0,7 m)}$$

Voor de stabiliteitswand is over:

$$d = d_t - b_p = 3,60 - 0,71 = 2,89 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0,28 \text{ (zie rekenvoorbeeld 7a)}$$

$$e_u = 0,5 * d * (1 - 1,102 * \alpha) = 0,34 * 2,89 = 1,00 \text{ m}$$

$$e_0 = M_d / N'_d = 751 * n / (182 * 2,89) = 1,43 * n \text{ m}$$

$$e_c = n_1 * 10,8 / d * 4,5 * d * (l/d)^2 * 10^{-4}$$

$$= n_1 * 10,8 / 2,89 * 4,5 * 2,89 * (11 / 2,89)^2 * 10^{-4} = n_1 * 0,070 \text{ m}$$

$$e_t = \xi * (e_0 + e_c) = 1,0 * (1,43 + 0,07) * n_1 = 1,50 * n_1$$

$$e_t < e_u$$

$$1,50 * n_1 < 1,00$$

$$n_1 < 0,66$$

Wand 2 met puntlast aan getrokken zijde

Controle van de wandbreedte benodigd voor de puntlast

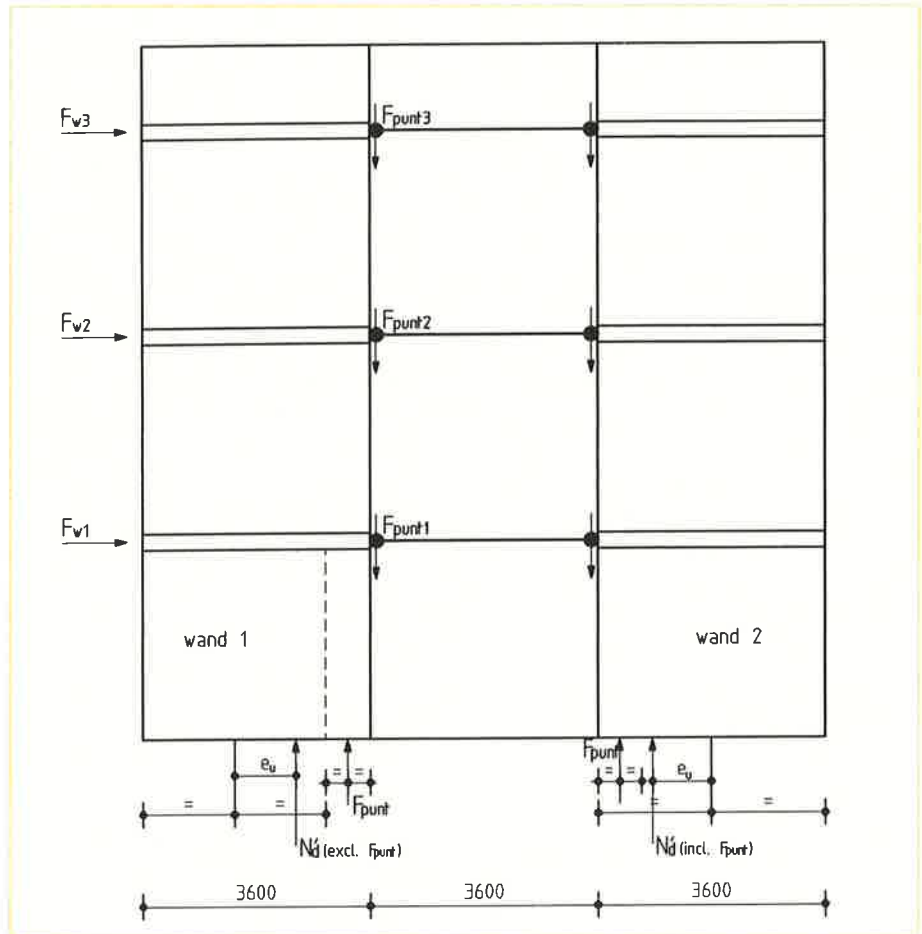
$$b_p = F_{\text{punt}} / (f_d * c * d)$$

$$= 455 / (4,7 * 10^3 * 0,68 * 0,2) = 0,71 \text{ m (klopt met aanname van 0,7 m)}$$

Moment benodigd om centrisch belaste situatie te bereiken

$$M_e = 455 * (1,8 - 0,35) - 182 * 2,9 * (1,8 - 1,45) = 660 - 185 = 475 \text{ kNm}$$

$$n_{2a} = 475 / 751 = 0,63$$



figuur 11 Constructieschema

$$N'_d = (1,8 + 3,6) * 182 = 982 \text{ kN}$$

$$\alpha = 982 / (4,7 * 10^3 * 0,68 * 0,2 * 3,6) = 0,42$$

$$e_u = 0,5 * d * (1 - 1,102 * \alpha) = 0,27 * 3,6 = 0,97 \text{ m}$$

$$e_0 = M_d / N'_d = 751 * n / 982 = 0,76 * n_{2b} \text{ m}$$

$$e_c = n_{2b} * 10,8 / 5,4 * 4,5 * d * (l/d)^2 * 10^{-4}$$

$$= n_{2b} * 2 * 4,5 * 3,6 * (11 / 3,6)^2 * 10^{-4} = n_{2b} * 0,030 \text{ m}$$

$$e_t = \xi * (e_0 + e_c) = 1,0 * (0,76 + 0,03) * n_{2b} = 0,79 * n_{2b}$$

$$e_t < e_u$$

$$0,79 * n_{2b} < 0,97$$

$$n_{2b} < 1,22$$

Totaal voor twee wanden  $d = 3,6 \text{ m}$

$$n_1 + n_{2a} + n_{2b} = 0,66 + 0,63 + 1,22 = 2,51$$

Conclusie

Door de verhoogde normaalkracht in de wanden als gevolg van de puntlasten neemt de momentcapaciteit toe.

$$2 * 1,03 \text{ (rekenvoorbeeld 7a)} < 2,51$$



# 4. Ontwerpen VAN CONSTRUCTIES

## 4.1. Stabiliteit

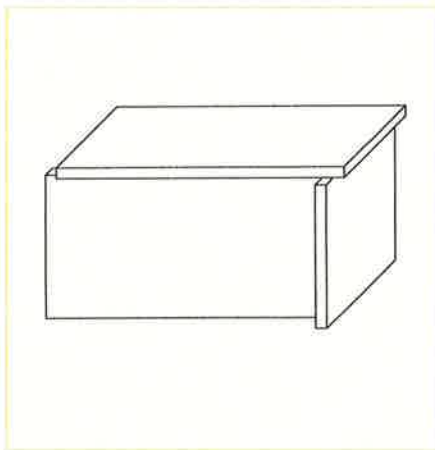
**Metselwerk van baksteen wordt meestal toegepast in de vorm van wanden die in eerste instantie een scheidende functie vervullen en daarnaast een rol kunnen spelen in de hoofddraagconstructie. Toepassing van metselwerk van baksteen betekent een integratie van architectuur en constructie; ontwerpen is tevens construeren.**

**H**et ontwerpen van constructies in metselwerk van baksteen vraagt om toepassing van constructieprincipes waarbij voornamelijk met op druk belaste constructie-elementen wordt ontworpen. Met die elementen kunnen op praktische en efficiënte wijze bouwwerken worden ontworpen. Zowel aan de architectonisch-bouwkundige als aan de constructieve eisen kan tegelijkertijd worden voldaan. Een vergelijking van een constructie opgebouwd uit kolommen en balken met een constructie van aaneengesloten wanden levert het volgende beeld op. Beide constructies kunnen dezelfde ruimte begrenzen en volledig voldoen aan alle constructieve eisen. Wand in metselwerk van baksteen geven aan een ruimte karakter; architectonische beslotenheid en constructie zijn geïntegreerd. Zowel de architect als de constructeur moeten zich van deze integratie bewust zijn. Is dit niet het geval dan zou het toepassen van constructies in metselwerk van baksteen wel eens tot een teleurstelling kunnen leiden, terwijl met metselwerk van baksteen niet alleen ruimtelijk, maar ook economisch en duurzaam kan worden gebouwd.

## 4.2. Ontwerpaspecten

**C**onstructief metselwerk van baksteen wordt op de meest optimale wijze gebruikt bij de toepassing van wanden in een ontwerp. Van een bouwwerk bestaande uit wanden kan het ontwerp snel gemaakt worden op basis van geschakelde en gestapelde 'dozen'. Het op deze wijze verkregen bouwwerk is in constructief opzicht voldoende sterk en stijf. In een dergelijk systeem zijn behalve de wanden ook de vloeren belangrijke constructie-elementen, zowel voor de afdracht van de verticale belasting (plaatwerking) als voor de afdracht van horizontale belasting (schijfwerking). Hoewel het

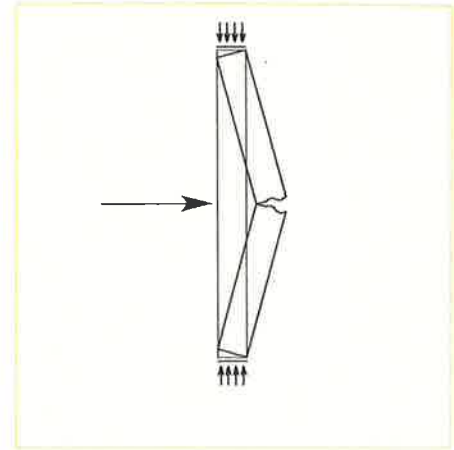
mogelijk is de vloeren uit te voeren als aan de bovenzijde vlak afgewerkte gewelven in metselwerk van baksteen, zullen de vloeren over het algemeen bestaan uit geprefabriceerd beton of ter plaatse gestort gewapend beton.



figuur 1 Schijvensysteem

Ook de wanden worden als plaat en als schijf belast. De loodrecht op het vlak werkende belasting zoals windbelasting, wordt door de wand als plaat, dus door buiging opgenomen. De belasting wordt naar de randen afgevoerd om door de aangrenzende wanden en vloeren als schijfbelasting te worden opgenomen. De capaciteit van de wand als schijf is veel groter dan van de wand als plaat. De wanden zijn integrerende (stabiliteit verzorgende) onderdelen van de constructie. Alleen bij wanden waarop behalve het eigen gewicht geen andere dan de windbelasting aangrijpt, mag worden gerekend met de buigtreksterkte van het materiaal (zie artikel 10.3.3 van TGB 1990 Steenconstructies). De optredende buigende momenten in wanden moeten dus opgenomen worden door de momentcapaciteit die de doorsnede heeft op basis van normaal-

drukkracht. Deze kracht zal bij uitbuiging toenemen doordat de wand zich vastklemt tussen de aangrenzende constructiedelen. Het is echter (nog) niet mogelijk deze vergroting van de normaalkracht rekentechnisch te gebruiken.



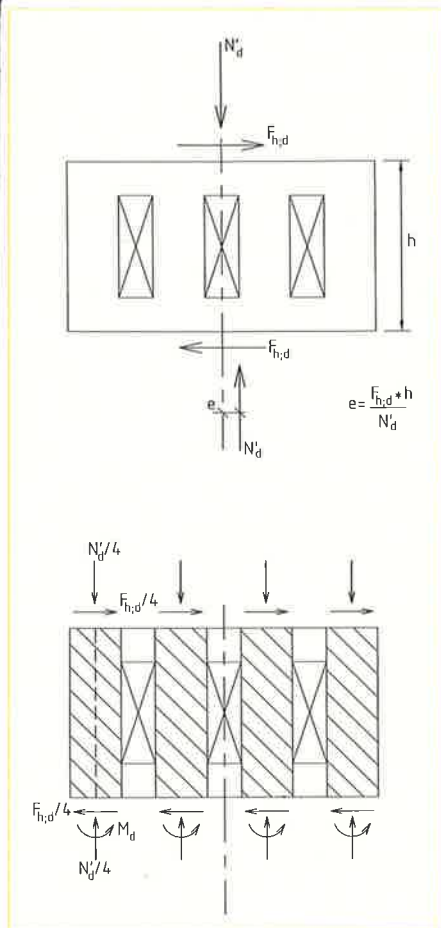
figuur 2 Het vastklemmen van een wand door uitbuiging

## 4.3. Wand met gaten

**E**en bouwwerk dat uitsluitend bestaat uit dichte dozen is uiteraard niet te gebruiken. In vroegere tijden bouwden de Sumeriërs op deze wijze hun huizen die ze via ladders en kleine gaten in het dak betraden. Onze bouwwijze is veranderd en wanden zullen dus van openingen moeten worden voorzien. De functionaliteit als stabiliserend schijfelement neemt hierdoor af. Bij een woonhuisgevel blijft vaak weinig tot niets over van de wand die daardoor niet meer bruikbaar is als stabiliserend element. De capaciteit van een wand met gaten die wordt belast als schijf, is moeilijk te berekenen. Alleen met een berekening volgens de eindge-elementen-methode is de werkelijkheid goed te benaderen. In de praktijk zal dus een schematisering moeten worden gemaakt waarmee de capaciteit van de wand benaderd kan worden. De eenvoudigste schematisering is die waarbij de wand wordt beschouwd als een samenstelling van afzonderlijke penanten. Deze penanten kunnen ieder als wand worden berekend (zie rekenvoorbeeld 7 in hoofdstuk 3).

Het opdelen van de wand in afzonderlijke penanten leidt tot een zeer pessimistisch resultaat als in de wand aanwezige openingen een geringe hoogte hebben. Het metselwerk onder en boven de opening levert dan een niet te verwaarlozen aandeel in het stabiliserend vermogen. Het schematiseren met drukdiagonalen is een methode die algemeen bruikbaar is. Bij deze grafische methode wordt over het algemeen geen rekening gehouden met het

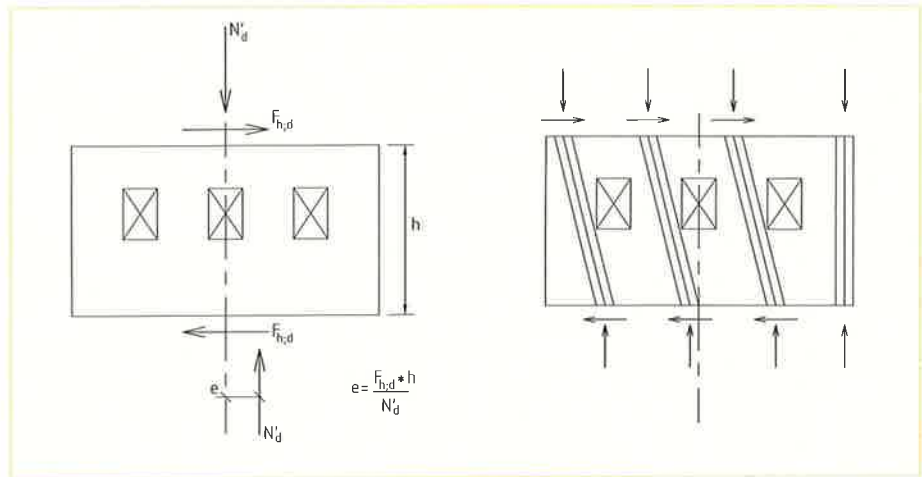




figuur 3 Opdeling in afzonderlijke penanten

tweede-orde-effect. Dit is bij metselwerk meestal ook te verwaarlozen zolang niet met kernen wordt gewerkt. De resultante van de normaalkrachten op de wand wordt samengesteld met de horizontale kracht op de wand rekening houdend met een beginexcentriciteit. De hierdoor verkregen kracht bepaalt de druklijn in de constructie. Bij een wand met openingen worden de krachten op de wand verdeeld over de wanddelen. De som van de krachten moet uiteraard in plaats en grootte overeenkomen met de externe kracht. Bij deze grafische methode zijn er twee criteria waaraan moet worden voldaan:

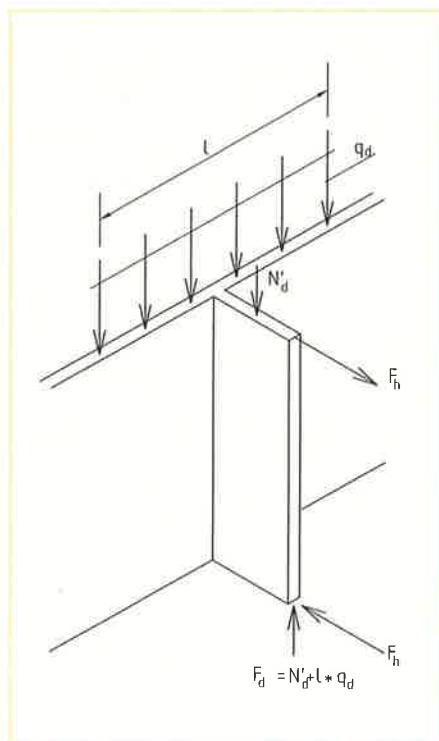
- Rond de druklijn moet voldoende materiaal aanwezig zijn om de kracht te kunnen opnemen. Bij de controle hiervan moet worden gerekend met een metselwerkdruksterkte anders dan loodrecht op de lintvoeg. Deze wordt gesteld op 50 % van de druksterkte (zie hoofdstuk 1 Druksterkte anders dan loodrecht op de lintvoeg).
- De hoek die de druklijn maakt met de verticaal mag niet groter zijn dan 35° om afschuiven van het metselwerk te voorkomen (zie hoofdstuk 1 Druksterkte anders dan loodrecht op de lintvoeg).



figuur 4 Schematisering met drukdiagonalen

#### 4.4. Penant-bouwmuur

De normaalkracht op niet-vloerdragende gevels zal klein zijn zodat de opneembare horizontale kracht gering is. Aan wanddelen of penanten, grenzend aan een vloerdragende wand of bouwmuur kan veel stabiliserend vermogen worden ontleend door gebruik te maken van de normaalkracht in de vloerdragende bouwmuur. De opneembare horizontale kracht is afhankelijk van de normaalkracht die door de penant wordt gedragen als deze zou kantelen. Deze normaalkracht wordt begrensd door de afschuifsterkte van de voeg tussen bouwmuur en penant en de dwarskrachtcapaciteit van de bouwmuur. Volgens artikel 10.1.3 van TGB 1990 Steenconstructies is de meewerkende (flens)breedte begrensd tot 40 % van de wandhoogte.

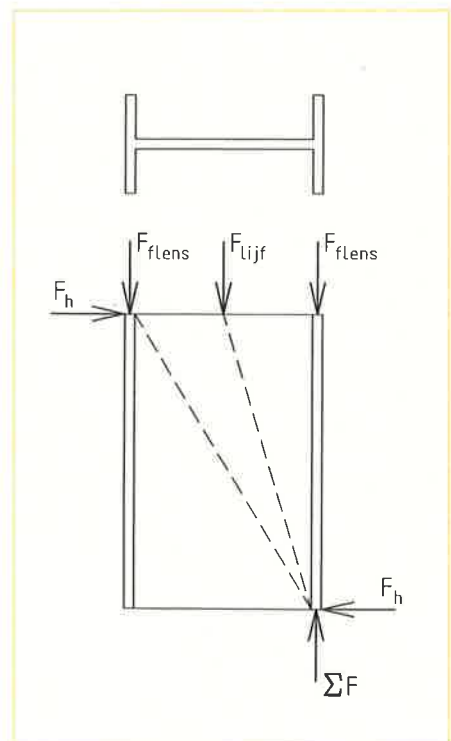


figuur 5 Bouwmuur als flens aan penant

Naar de afschuifsterkte van de aansluiting tussen wanden is numeriek onderzoek verricht waaruit blijkt dat vooral bovenin de wand hoge schuifspanningen ontstaan. Een overschrijding van de sterkte door deze piekspanning kan een ritssluiting-effect in de aansluiting tot gevolg hebben. Een in verband gemetselde aansluiting zal over het algemeen zo sterk zijn dat niet de voeg maar één van de aansluitende wanden als eerste bezwijkt.

#### 4.5. Kern

Het berekenen van een wand in samenwerking met aansluitende wanden is ook toepasbaar op een kern. Het op de bouwmuur aansluitende (gevel)penant is eigenlijk een zeer kleine kern met



figuur 6 Kern met I-vormige doorsnede

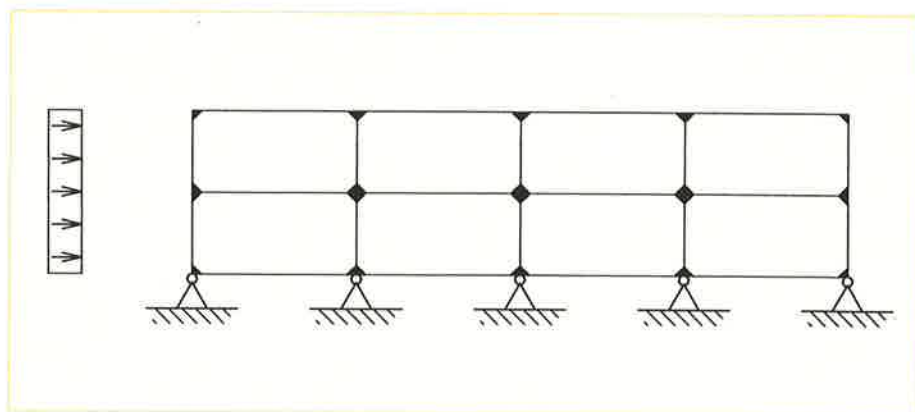
een T-vorm. Kernen kunnen ook U- of I-vormig zijn. Behalve met de vergroting van de normaalkracht door de bijdrage van de dwarswand (flens), kan ook worden gerekend met een door de andere flens vergrote drukzone. Ook hier is de schuifspanning een beperkende factor en gelden de beperkingen voor de meewerkende (flens)breedte volgens art 10.1.3 van TGB 1990 Steenconstructies

### 4.6. Raamwerk

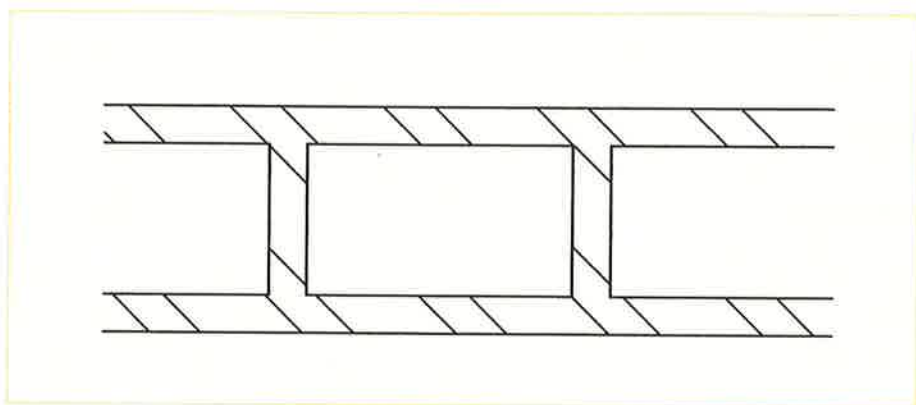
**A**ls constructieve wanden in één richting geheel ontbreken is het mogelijk dat het "kaartenhuis" van gemetselde wanden en betonnen vloeren toch voldoende stabiel is. Rekenkundig is aantoonbaar dat de knopen het raamwerk voldoende sterkte en stijfheid geven om de windbelasting op te nemen. Voorwaarde hiervoor is wel dat het een rijtje van minimaal drie woningen betreft met een maximale bouwhoogte van twee lagen. Deze rekenmethode is uitgewerkt in CUR-rapport 94-4 "Stabiliteit in de woningbouw".

### 4.7. Diafragma wanden

**V**ergroting van de buigtreksterkte en de buigstijfheid door toepassing van constructievormen waarbij zich veel materiaal aan de buitenkant bevindt, zoals bij I-vormige kernen, is ook toepasbaar op de wand zelf. Diafragma wanden zijn hier een voorbeeld van. Diafragma wanden bestaan uit twee gesloten wanden met daartussen op regelmatige afstand een verbindingsrib. Voor de berekening is de wand te beschouwen als naast elkaar staande I-profielen. De tuinmuur in rekenvoorbeeld 6 van hoofdstuk 3 is op vergelijkbare wijze berekend. Evenals bij de berekening van kernwanden met flenzen is de controle van de schuifspanningen in de aansluiting tussen rib en flens essentieel. De berekening van een diafragma wand in metselwerk van baksteen kan worden uitgevoerd volgens CUR-Aanbeveling 46 "Diafragma wanden in baksteenmetselwerk". De CUR-Aanbeveling is uitgegeven als bijlage bij het tijdschrift Cement jaargang 1996, nummer 12 en verkrijgbaar bij KNB.



figuur 7 Raamwerk van wanden en vloeren



figuur 8 Doorsnede diafragmawand

# 5. Voorgespannen

## EN GEWAPEND METSSELWERK

### 5.1. Inleiding

**De toepassing van metselwerk van baksteen kent een zeer lange geschiedenis. In vele bouwwerken is het ontwerp van de gemetselde draagconstructie gebaseerd op het principe dat metselwerk het vermogen heeft drukkrachten op te nemen. Overspanningen worden gerealiseerd door gebruik te maken van drukbogen en rollagen waarvan de vormgeving zodanig is dat de belastingen via druklijnen worden afgedragen.**

In moderne toepassingen van metselwerk worden drukbogen en rollagen om reden van efficiëntie slechts zelden meer toegepast. Overspanningen worden in de huidige bouwpraktijk gerealiseerd door middel van buigliggers.

Metselwerk is slechts in beperkte mate in staat om (buig)trekspanningen op te nemen, zodat overspanningen doorgaans gerealiseerd worden met behulp van stalen of betonnen lateien. Evenals bij beton is het echter bij metselwerk mogelijk door middel van wapening de maximaal toelaatbare treksterkte van metselwerk te verhogen. Op deze wijze wordt het mogelijk met gewapend metselwerk een buiglijgger te ontwerpen. Onder bepaalde randvoorwaarden kan de ligger zonder toevoeging van een stalen of betonnen latei worden gerealiseerd.

In NEN 6790 "TGB 1990 Steenconstructies" worden rekenregels gegeven voor het constructieve gedrag van metselwerk. In deze norm wordt echter uitsluitend ongewapend metselwerk beschouwd. In de praktijk wordt echter in toenemende mate gewapend en voorgespannen metselwerk toegepast. Bij het berekenen van gewapend en voorgespannen metselwerk wordt uitgegaan van de veronderstelling dat metselwerk zich op vrijwel identieke wijze gedraagt als beton. Voor de berekening van gewapende metselwerkconstructies kan gebruik worden gemaakt van NVN-ENV 1996-1-1 "Eurocode 6. Ontwerp en berekening van steenconstructies. Deel 1-1: Algemene regels voor gebouwen. Regels voor gewapende en ongewapende steenconstructies", kortweg aangeduid als

"Eurocode 6 Deel 1-1". Daarnaast kan voor gewapend en voorgespannen metselwerk CUR-rapport 98-4 'Gewapend en voorgespannen metselwerk' als leidraad dienen.

### 5.2. Wapening

#### 5.2.1 Algemeen

Metselwerk van baksteen is in de regel ongewapend omdat het uitstekend in staat is druk- en schuifspanningen op te nemen, maar het biedt slechts beperkte mogelijkheden voor het opnemen van trekspanningen. Er zijn in principe drie mogelijkheden om trekspanningen in metselwerk te reduceren:

- de doorsnede van het metselwerk aanpassen (meestal groter maken);
- de constructieve vormgeving aanpassen (een boog toepassen in plaats van een balk);
- het metselwerk voorzien van wapening, al dan niet voorgespannen.

In het navolgende wordt nader ingegaan op het gebruik van wapening.

#### 5.2.2 Soorten wapening

Voor het wapenen en voorspannen van metselwerk kunnen twee soorten wapening worden toegepast: staalwapening of kunststofwapening (aramide- en koolstofvezel).

#### Staalwapening

Staalwapening moet voldoen aan de betreffende eisen die in NEN 6720 "TGB 1990 Voorschriften Beton - Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995)" zijn opgenomen.

Staalwapening kan op twee manieren in metselwerk zijn opgenomen:

- staalwapening in mortel;
- staalwapening omhuld met beton.

#### Staalwapening in mortel

Bij de toepassing van wapening in mortel moeten de volgende dekkingen worden gehanteerd volgens NVN-ENV 1996-1-1 Eurocode 6 Deel 1-1:

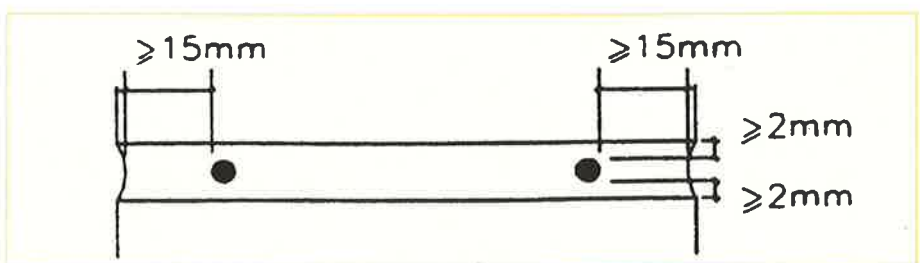
- de minimale dekking op de wapening tot het buitenvlak van het metselwerk is 15 mm;
- de minimale dekking op de wapening tot het inwendige steenvlak is 2 mm (deze eis is niet van toepassing voor lijm mortel).

Voor wapening in mortel moet, afhankelijk van de milieuklasse conform Eurocode 6 Deel 1-1, op grond van tabel 5.1 van genoemde norm, een keuze worden gemaakt voor een bepaald type staal.

#### Staalwapening omhuld met beton

Wordt onbeschermd staal toegepast omhuld met beton, dan kan de metselwerkconstructie zodanig worden ontworpen dat er voldoende betondekking aanwezig is op de wapeningsstaven conform de minimaal vereiste betondekking volgens VBC 1995. De omhulling met metselwerk van baksteen geeft dan aan het wapeningsstaal een extra bescherming die niet wordt meegerekend.

Tabel 5.1 van Eurocode 6 Deel 1-1 is ook van toepassing voor wapening omhuld met beton indien niet wordt voldaan aan de dekkingseisen volgens VBC 1995.



figuur 1 Dekking op wapening in metselwerkvoegen

Het in Nederland meest toegepaste type staalwapening, vooral voor halfsteens metselwerk van baksteen, is geprefabriceerde lintvoegwapening. Deze wapening is doorgaans opgenomen in mortel. De wapening bestaat uit twee parallel lopende wapeningsstaven met een dikte van maximaal 5 mm, die met een zigzag verlopende doorgaande koppelstaaf of met afzonderlijke koppelstaafjes aan elkaar zijn verbonden. Het materiaal is onder KOMO-certificaat leverbaar in verschillende typen staal: verzinkt, verzinkt met epoxycoating en roestvast. In beoordelingsrichtlijn BRL 2120 "Geprefabriceerde metselwerkwapening op basis van staal" zijn de producteisen opgenomen voor de te leveren typen staal.

De wapening werkt als trekband en vormt samen met de drukboog die bestaat uit een aantal lagen metselwerk boven de lintvoegwapening de overspanningsconstructie. Constructieve toepassing van lintvoegwapening in een overspanningsconstructie volgens de uitgangspunten in BRL 2120

### Kunststofwapening

Een nieuwe ontwikkeling is het gebruik van kunststofwapening zoals aramidevezel en koolstofvezel. Beide materialen kunnen een alternatief zijn voor wapening met staal. Toepassing van kunststofwapening wordt door Eurocode 6 Deel 1-1 niet uitgesloten. Het optreden van corrosie speelt bij toepassing van deze materialen geen rol. Aramidevezel is leverbaar in geweven stroken met een bezande epoxycoating en een dikte van maximaal 3 mm. De bezanding verhoogt de hechting tussen mortel en vezel. De strook aramide kan door de geringe dikte van de vezels zonder problemen worden opgenomen in de lintvoegen van metselwerk van baksteen en verlijmd baksteen.

### Voorgespannen staalwapening

Met betrekking tot de materiaaleigenschappen van voorspanstaal, de toelaatbare aanvangsspanning, de relaxatie en de wijze waarop deze aspecten in een berekening moeten worden verwerkt, wordt verwezen

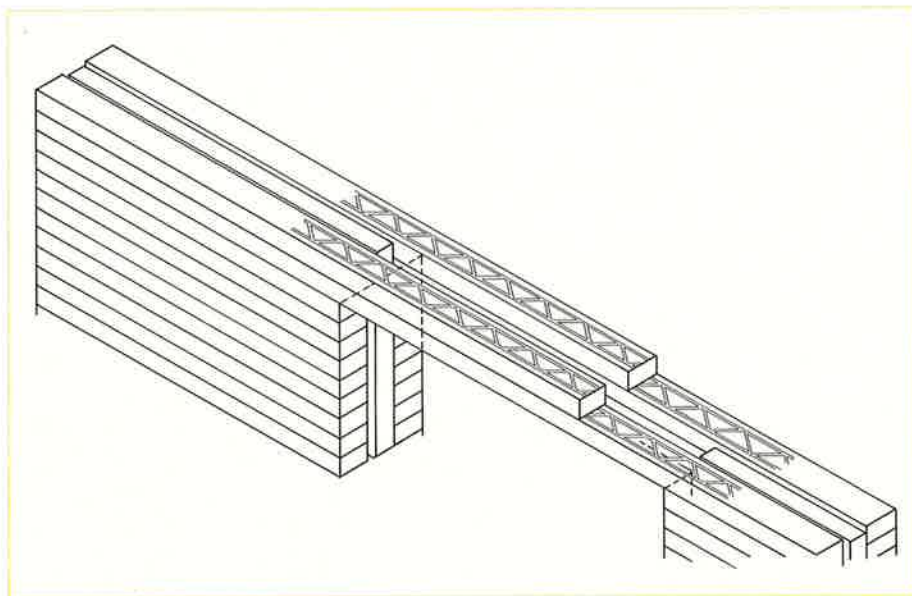
naar NEN 6720 "TGB 1990 Voorschriften Beton - Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995)". Door het toepassen van voorgespannen staalwapening kan het optreden van trekspanningen in een constructie van metselwerk van baksteen worden gereduceerd (voorspanning met aanhechting) of opgeheven (voorspanning zonder aanhechting). Wanneer het staal binnen de constructiedoorsnede wordt geplaatst kan uitgegaan worden van voorspanning met aanhechting of van voorspanning zonder aanhechting. Bevindt het staal zich buiten de constructiedoorsnede dan is er altijd sprake van voorspanning zonder aanhechting. Evenals voor wapeningsstaal geldt dat voorspanstaal corrosiebestendig moet zijn, rekening houdend met het aanwezige milieu. Vooral bij voorspanning zonder aanhechting speelt dit een belangrijke rol wegens het ontbreken van een beschermende omhulling.

Een bijzondere geprefabriceerde metselwerkconstructie van baksteen, voorgespannen met staal op basis van aanhechting, is de Stalton-latei, die als trekband in een overspanningsconstructie kan worden toegepast.

Een ander voorbeeld van metselwerk op basis van voorspanning met aanhechting is toegepast in een woonhuis met geprefabriceerde buitenspouwbladen van baksteen.

### Voorgespannen kunststofwapening

Met aramide- of met koolstofstaven is het ook mogelijk metselwerk van baksteen voor te spannen. Er is laboratoriumonderzoek uitgevoerd betreffende het constructieve gedrag van deze voorspanmaterialen, maar in de praktijk is er nog betrekkelijk weinig ervaring mee opgedaan.



figuur 2 Lintvoegwapening als trekband

is toegestaan voor overspanningen tot 2,5 m. Voor overspanningen groter dan 2,5 m moet een berekening met verwerkingsadvies worden afgegeven door de producent van de lintvoegwapening. Het advies moet maatregelen voor een goede uitvoering bevatten om de constructieve veiligheid te waarborgen.



figuur 3 Voorgespannen geprefabriceerd gevelement

### 5.2.3 Keuze wapening

De keuze voor een bepaald type wapening is afhankelijk van het constructief ontwerp met de daarin voorgeschreven eigenschappen van baksteen en mortel. Voor het ontwerpen van gewapende en voorgespannen constructies van metselwerk van baksteen kan NVN-ENV 1996 Eurocode 6 Deel 1-1 worden gebruikt. Voor constructies van metselwerk van baksteen die worden gewapend of voorgespannen met aramide of koolstof zijn nog geen specifieke voorschriften beschikbaar. Wel kan worden aangesloten bij Eurocode 6 Deel 1-1. Het is aan te bevelen bij gebruik van aramide-wapening de constructieberekening in nauw overleg met de leverancier van de wapening te maken.

Belangrijke aspecten hierbij zijn:

- verankeringslengte van de wapening in de lintvoeg;
- plastisch vervormingstraject van de wapening (er is geen vloeitraject waardoor bij overbelasting van de constructie geen waarschuwing door vervorming optreedt);
- waarschuwing mogelijk als gevolg van grote rek ter plaatse van scheuren door relatief lage elasticiteitsmodulus;
- grootte van de materiaalfactor.

Voor het bepalen van de eigenschappen van ongewapende verlijmd baksteen en voor het berekenen van overspanningsconstructies in gewapende verlijmd baksteen met lintvoeg-wapening als verborgen latei geeft TNO Bouw-rapport 96-CON-R1517 "Verlijmd baksteen - Eigenschappen en regels in relatie tot NEN 6790" regels en aanwijzingen.

Bij het toepassen van wapening in buitengevel-metselwerk moet corrosie worden uitgesloten. Dit kan op drie manieren worden bereikt:

- onbeschermd staal omhuld door beton met een dekking die voldoet aan VBC 1995;
- staal omhuld door beton met een dekking die niet voldoet aan VBC 1995 wapening; het staal moet in bepaalde mate corrosiebestendig zijn (zie tabel 5.1 van Eurocode 6 Deel 1-1);
- staal omhuld door mortel; het staal moet in bepaalde mate corrosiebestendig zijn (zie tabel 5.1 van Eurocode 6 Deel 1-1);
- toepassen van kunststofwapening.

Voor de in Nederland veel toegepaste lintvoeg-wapening in mortel betekent dit in het algemeen dat voor binnenmuurtoepassingen thermisch verzinkt staal en voor buitenmuurtoepassingen roestvast staal moet worden toegepast.

### 5.3. Toepassingen

Ten aanzien van de toepassing van wapening kan onderscheid worden gemaakt tussen wapening die op de bouwplaats wordt verwerkt en wapening die onder geconditioneerde omstandigheden en fabrieksmatig in geprefabriceerde metselwerkelementen wordt aangebracht. In beide gevallen kan gebruik worden gemaakt van voorgespannen wapening.

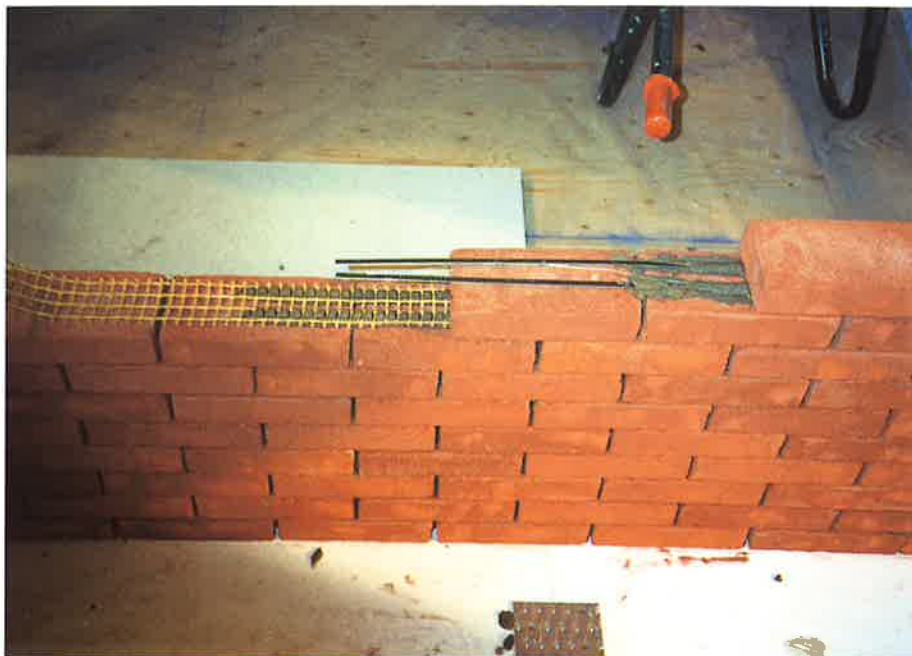
Verder kan ten aanzien van de toepassing van wapening in metselwerk onderscheid gemaakt worden tussen wapening evenwijdig aan, ofwel in de lintvoeg (lintvoegwapening) en wapening loodrecht op de lintvoeg.

De meest voorkomende toepassing van wapening in metselwerk is op de bouwplaats aangebrachte lintvoegwapening die wordt gebruikt voor het realiseren van overspanningen in metselwerk door gebruik te maken van verborgen lateien. Toepassing van lintvoegwapening stelt geen speciale eisen aan de vormgeving van de te verwerken bakstenen. Voor het berekenen van overspanningsconstructies in gewapende verlijmd baksteen met lintvoeg-wapening als verborgen latei geeft TNO Bouw-rapport 96-CON-R1517 "Verlijmd baksteen - Eigenschappen en regels in relatie tot NEN 6790" regels en aanwijzingen.

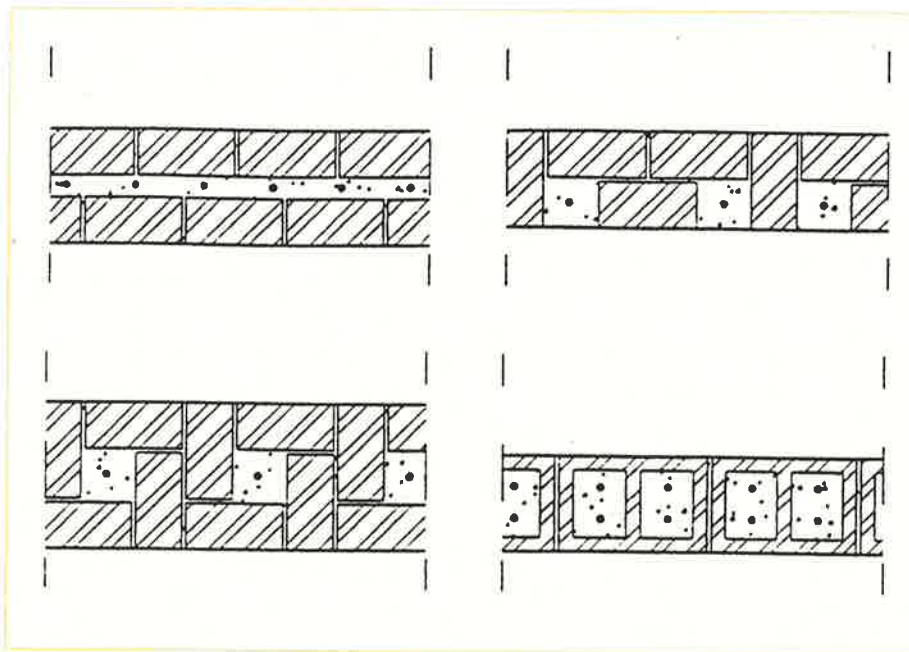
Een voorbeeld van een geprefabriceerde voorgespannen baksteenlatei is bekend onder de naam Stalton-latei. De latei werkt als trekband en vormt samen met de drukboog die bestaat uit een aantal lagen metselwerk boven de latei de overspanningsconstructie. Het aantal gemetselde lagen dat moet meewerken is groter naarmate overspanning en belasting toenemen. De latei bestaat uit bakstenen met sleuven voor de ligging van de voorspan-wapening. In de sleuven van een rij aaneensluitende stenen worden fabrieksmatig stalen voorspandraden gelegd. Vervolgens worden de draden op spanning gebracht en de sleuven gevuld met betonspecie. Na verharding van de specie worden de draden ontspannen en is een voorgespannen balkje ontstaan dat trekkrachten kan opnemen. De Stalton-latei wordt als vuilwerklatei veelvuldig toegepast, voornamelijk in de woningbouw. De maximale overspanning bedraagt 3,0 m.

Het is ook mogelijk geprefabriceerde voorgespannen schoonwerkelementen van baksteen te maken.

In gevallen waarbij in het metselwerk trekspanningen loodrecht op de lintvoeg optreden, kan verticale staalwapening worden toegepast. Voor metselwerk dat op de bouwplaats wordt gewapend, kunnen bakstenen met sparingen worden gebruikt. Indien echter gebruik wordt gemaakt van bakstenen zonder sparingen, dan moet de wapening buiten de stenen worden geplaatst. De wapening kan dan in verticale sparingen worden opgenomen die ontstaan door een bepaalde rangschikking van de stenen. De aanhechting van de wapening wordt gerealiseerd doordat de wapeningsstaven worden omhuld met beton.

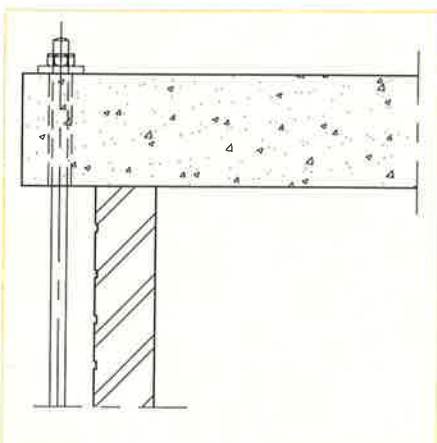


figuur 4 Wapening in verlijmd baksteen



figuur 5 Voorbeelden van metselwerk met staalwapening omhuld door beton

Voorgespannen staalwapening zonder aanhechting is toegepast voor het wapenen van de stabiliteitskern van het kantoor van de HTM te Den Haag. Bij deze constructie is de wapening voorzien van een groutomhulling teneinde het staal te beschermen tegen corrosie. Voor de stabiliteitskern is een lichte voorspanning toegepast, zodanig dat er geen trekspanningen in het metselwerk optreden. De verankering van de voorspanstaven is gerealiseerd met een eindverankering in de bovenste verdiepingvloer.



figuur 6 Verankering voorspanning stabiliteitskern kantoor HTM Den Haag

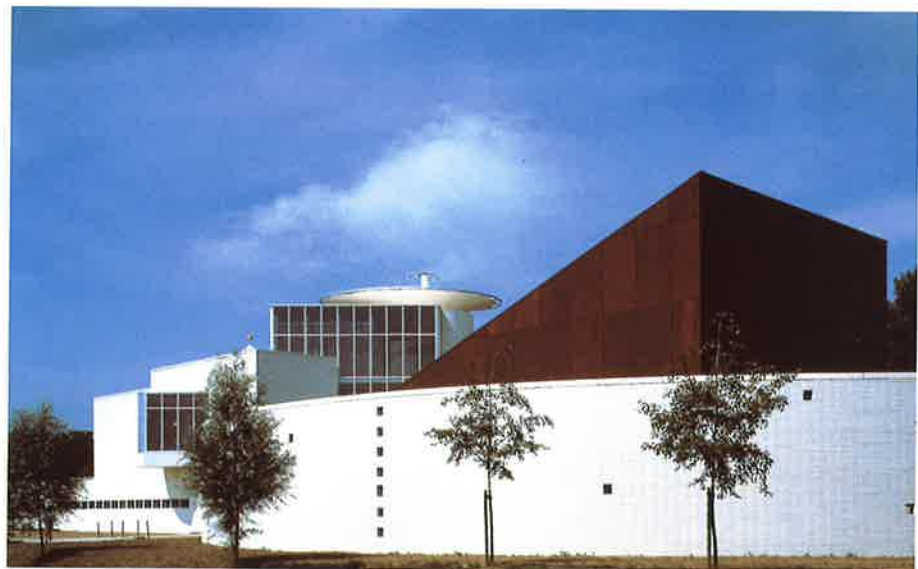
Een voorbeeld van voorgespannen aramidewapening zonder aanhechting is gerealiseerd in een gekromde bakstenen muur op het terrein van het Autotron te Rosmalen.

## 5.4. Dimensionering gewapend metselwerk van baksteen

### 5.4.1 Ontwerpuitgangspunten

Bij het ontwerpen van constructies in gewapend metselwerk wordt ervan uitgegaan dat de dimensionering van de wapening plaats vindt in het bezwijkstadium zoals bij beton, waarbij gebruik gemaakt wordt van de rekenwaarde van de druksterkte en het  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram van metselwerk.

Verder vindt in het gebruikstadium een controle van de scheurwijdte plaats. De eisen die gesteld moeten worden aan de toelaatbare scheurwijdte van metselwerk zijn in feite hoofdzakelijk afhankelijk van de esthetische eisen die aan metselwerk worden gesteld.

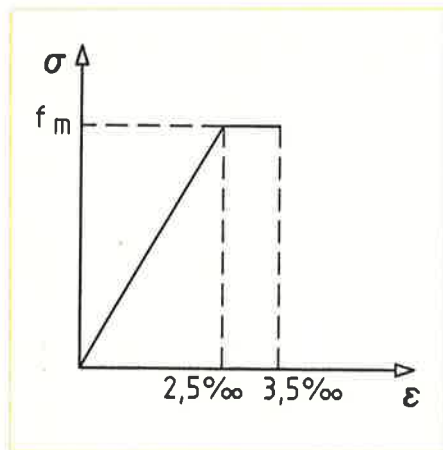


figuur 7 Met aramidewapening voorgespannen wand Autotron Rosmalen



Bij gewapend metselwerk worden evenals bij beton eisen gesteld aan de corrosiebestendigheid van de wapening. Bij toepassing van een baksteenconstructie met wapening in de mortel, moet de wapening in bepaalde mate corrosiebestendig zijn. Dit betekent dat er geen eisen ten aanzien van de scheurwijdte noodzakelijk zijn, zoals bij beton wel het geval is.

De in 1989 verschenen Zwitserse norm SIA 177/2 "Bemessung von Mauerwerkswänden" stelt eisen aan de scheurwijdte. Uitgaande van deze norm dienen scheuren in schoonmetselwerk om esthetische redenen voorkomen te worden. Met andere woorden de maximaal toelaatbare scheurwijdte bedraagt 0 mm. Net als bij beton kunnen aan de wapening pas krachten worden ontleend, nadat het metselwerk is gescheurd. Een scheurwijdte-eis van 0 mm betekent derhalve dat de optredende trekspanningen in het gebruikstadium opgenomen



figuur 8  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram uit TGB 1990  
Steenconstructies

moeten door het ongewapende metselwerk. In het bezwijkstadium is het metselwerk vanzelfsprekend wel gescheurd en worden de trekspanningen door de wapening opgenomen.

In metselwerk kunnen door allerlei oorzaken, zoals een opgelegde vervorming als gevolg van zakkingsverschil in de fundering, scheuren ontstaan. In die situatie is het metselwerk ook in het gebruikstadium niet in staat enige trekspanning op te nemen.

In dit verband is in de Zwitserse norm een tweede eis gesteld aan de scheurwijdte van gewapend metselwerk, namelijk dat de scheurwijdte  $\leq 0,2$  mm moet zijn voor het geval dat door overbelasting of extreme vervorming de treksterkte in het metselwerk tot nul gereduceerd wordt.

Resumerend worden aan gewapend metselwerk de volgende ontwerpeisen gesteld:

- dimensionering van de wapening in het bezwijkstadium;
- controle dat de optredende trekspanningen in het gebruikstadium door het metselwerk kunnen worden opgenomen;
- controle van de wapening in het gebruikstadium ten aanzien van de scheurwijdte-eis van 0,2 mm.

### 5.4.2 Berekeningswijze

In het navolgende wordt de berekeningswijze voor gewapende metselwerkconstructies toegelicht die gebaseerd is op de analogie met gewapende betonconstructies.

### Dimensionering van de wapening in het bezwijkstadium

**Er geldt:**

$$M_{s;d}/M_{u;d} < 1,0$$

Het opneembare moment  $M_{u;d}$  kan als volgt worden berekend:

$$M_{u;d} = f_{w;u;d} * (d - 0,354 * f_{w;u;d} / 0,643 * b * f_d') * 10^{-6}$$

**waarin:**

$M_{u;d}$  = rekenwaarde van het opneembare moment in kNm

$F_{w;u;d}$  = rekenwaarde van de kracht in de wapening in N

$d$  = de hoogte van de metselwerkligger gerekend vanaf het zwaartepunt van de wapening in mm

$b$  = de breedte van de metselwerkligger in mm

$f_d'$  = de rekenwaarde van de drukspanning van het metselwerk in  $N/mm^2$ .

Bovenstaande vergelijking gaat ervan uit dat vlakke doorsnedes vlak blijven. Bij gedrongen liggers mag echter niet meer van deze veronderstelling worden uitgegaan. Conform VBC 1995 moet de inwendige hefboomsarm van de metselwerkligger als volgt worden begrensd:

**Er geldt:**

$$(d - 0,354 * f_{w;u;d} / 0,643 * b * f_d') \leq 0,4 * h + 0,2 * l$$

**waarin:**

$h$  = de hoogte van de metselwerkligger in mm

$l$  = de overspanning van de metselwerkligger in mm.

### Controle van de trekspanning in het gebruikstadium

In het gebruikstadium moet de sterkte van het metselwerk zodanig te zijn dat er geen scheurvorming optreedt.

**Er geldt:**

$$M_{s;rep}/M_r < 1,0$$

**waarin:**

$M_{s;rep}$  = de representatieve waarde van het optredende moment in kNm

$M_r$  = de representatieve waarde van het scheurmoment van het metselwerk.

Het scheurmoment van het metselwerk kan als volgt worden berekend:

$$M_r = (b * h^2 * f_{m;rep}) / 6$$

$$f_{m;rep} = 3 * f_{c;rep}$$

**waarin:**

$f_{m;rep}$  = de representatieve waarde van de buigtreksterkte van het metselwerk evenwijdig aan de lintvoeg

$f_{c;rep}$  = de representatieve waarde van de hechtsterkte van de toegepaste metselmortel of lijm mortel.

Volgens artikel 4 van NPR 6791 "Steenconstructies - Eenvoudige rekenregels, gebaseerd op NEN 6790" mag voor de representatieve waarde van de hechtsterkte van morteltype I en II een waarde van  $0,2 N/mm^2$  worden aangehouden. Voor lijm mortel in combinatie met baksteen is een waarde van  $0,6 N/mm^2$  haalbaar. Hierbij wordt echter geadviseerd deze waarde door middel van proeven voor de toe te passen baksteen/lijm mortel-combinatie vooraf en in het werk te verifiëren.

Door ervan uit te gaan dat in het gebruikstadium in principe geen aanspraak gemaakt wordt op de aanwezige wapening, kan gesteld worden dat wapening in metselwerk in de praktijk wordt toegepast als een veiligheidswapening. De wapening heeft uitsluitend een functie ten aanzien van het waarborgen van de sterkte in het rekenstadium en om de scheurwijdte te beperken, indien om andere redenen toch scheurvorming in het gebruikstadium optreedt.

### Controle van de wapening op scheurwijdte in het gebruikstadium

Indien door externe invloeden (zakkingsverschil in de fundering, thermische spanning) de voornoemde buigtreksterkte van het metselwerk overschreden wordt, moet de wapening ook in het gebruikstadium aangesproken worden.

Hierbij geldt de eis dat de scheurwijdte door de wapening beperkt blijft tot 0,2 mm. De scheurwijdte kan worden bepaald door aan te nemen dat de rek in de wapening over de verankeringslengte zich concentreert in één scheur. Voor de optredende scheurwijdte geldt dan:

$$w = \sigma_w * l / E$$

waarin:

$\sigma_w$  = de optredende spanning in de wapening in N/mm<sup>2</sup>

$l$  = de verankeringslengte in mm

$E$  = de elasticiteitsmodulus van het wapeningsmateriaal in N/mm<sup>2</sup>.

### 5.4.3 Verankering

De werking van wapening in metselwerk is geheel afhankelijk van de verankeringslengte die voor de volledige verankering van het wapeningselement nodig is. De verankering hangt samen met de grootte en de aard van het aanhechtingsoppervlak, maar ook met de eigenschappen van de mortel.

De grootte van het aanhechtingsoppervlak moet worden gerelateerd aan de kracht in de wapening, dus aan de doorsnede van de wapening. Staven met een kleine diameter zijn in dit opzicht in het voordeel, omdat het aanhechtingsoppervlak per doorsnede-eenheid groter wordt naarmate de diameter kleiner wordt.

De aard van het aanhechtingsoppervlak heeft betrekking op het al of niet aanwezig zijn van oppervlakstructuren zoals ribbels op staalwapening of bezanding op aramidewapening. Voorts is de aanwezigheid van een conserveringslaag, zoals zink of epoxy, van invloed op de verankeringslengte.

De sterkte, maar vooral de dichtheid van de mortel, zijn bepalend voor de kwaliteit van de hechting. Bij een grotere dichtheid van de mortel wordt een betere hechtsterkte gerealiseerd.

TGB 1990 Steenconstructies geeft als verankeringslengte voor wapeningsstaven in metselwerk:

$$l \geq 60 * \phi_k$$

Voor niet-cirkelvormige doorsneden moet zijn voldaan:

$$l \geq 70 * \sqrt{A_w}$$

waarin:

$l$  = de verankeringslengte in mm

$\phi_k$  = de kenmiddellijn van de wapeningsstaaf in mm

$A_w$  = de oppervlakte van de doorsnede van de wapening in mm<sup>2</sup>

Met de voorgaande berekeningswijze van de verankeringslengte moet de nodige voorzichtigheid worden betracht, omdat de verankeringslengte in feite uitsluitend afhankelijk wordt gesteld van de oppervlakte van de doorsnede van de wapening. Er wordt dus geen rekening gehouden met de kwaliteit van de metselmortel, de oppervlaktebehandeling en de ruwheid van de wapening. Dit heeft tot gevolg dat bij geconserveerde wapeningsstaven de verankeringslengte zou kunnen worden onderschat. In het algemeen wordt aangeraden de verankeringslengte te baseren op de resultaten van uittrekproeven.

### 5.4.4 Doorbuiging

Conform tabel 4.1 van Eurocode 6 Deel 1-1 behoeft de doorbuiging van gewapend metselwerk geen nadere controle indien aan de slankheidseisen als aangegeven in onderstaande tabel wordt voldaan.

tabel 1 Toelaatbare slankheid

randvoorwaarde	slankheid muur l/d	slankheid ligger l/d
ligger op twee steunpunten	35	20
doorgaande ligger	45	26
vierzijdig opgelegde plaat	45	-
uitkraging	18	7







Koninklijk Verbond —  
van Nederlandse —  
Baksteenfabrikanten —