

rapport 6

brandwerendheid van staal-beton kolommen

deel 2:
stalen buisprofielen
gevuld met beton

CENTRUM
STAAL



centrum staal

staalbouwkundig genootschap



civieltechnisch centrum uitvoering research en regelgeving



Centrum Staal is de stichting, die zonder winstoogmerk in Nederland het gebruik en de toepassingsmogelijkheden van staal propageert en activeert.

Daartoe geeft het Centrum Staal gratis adviezen van technische aard en geeft zij regelmatig publicaties uit, soms in samenwerking met andere organisaties (o.m. het kwartaaltijdschrift „Bouwen met staal”. Een uitgebreide en voor iedereen toegankelijke video-, dia- en bibliotheek staat hiervoor ter beschikking.

Naast deze algemene voorlichting en promotionele activiteiten, zoals de Nationale Staalbouwdag, de uitreiking van de tweejaarlijkse Nationale Staalprijs en de jaarlijks uit te reiken Afstudeerprijs „Staal”, streeft het Centrum Staal kennisoverdracht en -vergroting na door:

- het coördineren van speurwerk voor grote en kleine collectieven;
- het voorbereiden van technische richtlijnen, o.a. voor de producent, de constructeur en de architect;
- het doen van marktonderzoek;
- deelname aan beurzen.

Secretariaat: Groothandelsgebouw A-4, Postbus 29076, 3001 GB Rotterdam, tel.: 010-4110433.



Het Staalbouwkundig Genootschap is de vereniging van belangstellenden in de techniek van de staalbouw uit alle betrokken geledingen, zoals de industrie, de advies- en ontwerp bureaus, het onderwijs, de overheid en de onderzoeksinstituten.

Het Staalbouwkundig Genootschap realiseert haar doelstellingen, te weten kennisoverdracht, kennisvergroting en technische belangenbehartiging, onder meer door:

- het organiseren van voordrachten over en excursies naar interessante projecten;
- het uitgeven van publicaties, researchrapporten en richtlijnen;
- het organiseren van cursussen, congressen, symposia en vergaderingen;
- het bevorderen van wetenschappelijk onderzoek;
- het bevorderen en sanctioneren van technische richtlijnen voor de staalbranche;
- het doen uitgeven in samenwerking met Centrum Staal van het kwartaaltijdschrift „Bouwen met Staal”, tevens officieel orgaan van het Staalbouwkundig Genootschap.

Secretariaat: Groothandelsgebouw A-4, Postbus 29076, 3001 GB Rotterdam, tel.: 010-4110433.



De CUR is een stichting die zich bezighoudt met het coördineren van onderzoek en die aan de hand daarvan regels opstelt op het gehele terrein van de civiele techniek, met uitzondering van de wegebouw. Dat betreft dus de waterbouw, de utiliteitsbouw en de woningbouw. Het hoofddoel van de CUR is het bevorderen van kennis en kunde op de genoemde gebieden en het overdragen van die kennis en kunde, mede gericht op versterking van het Nederlandse bedrijfsleven. De CUR doet dit in nauwe samenwerking met overheid, bedrijfsleven, onderzoeksinstituten en onderwijs. De CUR tracht haar doel te bereiken onder meer door:

- het instellen van onderzoek- en voorschriftencommissies;
- het doen uitvoeren van onderzoek;
- kennisoverdracht;
- het bevorderen dat voorschriften erkenning vinden;
- het samenwerken in internationaal verband.

Secretariaat: ir. P. Bloklandhuis, Postbus 420, 2800 AK Gouda, tel.: 01820-39600.

brandwerendheid van staal-beton kolommen

deel 2:
stalen buisprofielen
gevuld met beton

DEZE PUBLIKATIE IS TOT STAND GEKOMEN ONDER VERANTWOORDELIJKHEID
VAN DE ONDERZOEKCOMMISSIE STAAL-BETON KOLOMMEN BIJ BRAND
(CUR-COMMISSIE C 49/CS-WERKGROEP 4)

HET ONDERZOEK WERD UITGEVOERD DOOR HET
INSTITUUT TNO VOOR BOUWMATERIALEN EN BOUWCONSTRUCTIES

GEZAMENLIJKE PUBLIKATIE VAN
CENTRUM STAAL, ROTTERDAM
STAALBOUWKUNDIG GENOOTSCHAP, ROTTERDAM
CIVIELTECHNISCH CENTRUM UITVOERING RESEARCH EN REGELGEVING, GOUDA

De CUR, het Centrum Staal, het Staalbouwkundig Genootschap en degenen die aan deze publikatie hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het verwerken van de in deze publikatie vervatte gegevens; deze gegevens geven de stand van de techniek op het moment van uitgifte weer. Nochtans moet niet worden uitgesloten de mogelijkheid dat zich toch onjuistheden in deze publikatie kunnen bevinden. Degene die van deze publikatie gebruik maakt, aanvaardt daarvoor het risico. De CUR, het Centrum Staal en het Staalbouwkundig Genootschap sluiten mede ten behoeve van al degenen die aan deze publikatie hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze gegevens.

ISBN 90 212 6084 0

VOORWOORD

Op initiatief van de Stichting Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR) en het Staalbouwkundig Genootschap (SG) werd in 1984 de commissie C 49/W4 „Staal-beton kolommen bij brand” opgericht. Deze commissie had als doelstelling om, op basis van beschikbare gegevens, ontwerpgrafieken samen te stellen en richtlijnen te formuleren met betrekking tot de rekenkundige bepaling van de brandwerendheid van staal-beton kolommen, bestaande uit:

- a. stalen I-profielen met beton tussen de flenzen;
- b. stalen I-profielen omstort met beton;
- c. met beton gevulde stalen buisprofielen.

Van de eerste twee typen zijn reeds richtlijnen voor de rekenkundige bepaling van de brandwerendheid opgesteld en gepubliceerd in CUR/SG-rapport 5 [1]. In deze publicatie worden de met beton gevulde stalen buisprofielen behandeld.

Zowel in Frankrijk als in West-Duitsland is uitvoerig experimenteel onderzoek verricht naar het brandgedrag van met (gewapend) beton gevulde buiskolommen. In deze landen is in 1981 respectievelijk 1983 voor dit type samengestelde kolommen een berekeningsmethode opgesteld voor de rekenkundige bepaling van de brandwerendheid. Met name voor relatief kleine en grote kniklengten bleken beide modellen echter tot belangrijke verschillen te leiden. Door de CIDECT*-werkgroep „Fire resistance” is daarom initiatief genomen beide modellen te analyseren met als doel te komen tot een geharmoniseerd model dat in overeenstemming is met de beschikbare proefresultaten. Deze werkzaamheden zijn uitgevoerd bij het Centrum voor Brandveiligheid TNO. Dit model is in 1986 gereedgekomen en is in internationaal verband aanvaard.

Het geharmoniseerde rekenmodel is ook door de CUR/CS-commissie C 49/W4 als uitgangspunt gekozen. Op basis van dit model zijn de in deze publicatie opgenomen knik-krommen, geldig voor een zekere brandwerendheid, berekend. Op basis van dergelijke krommen kan op eenvoudige wijze worden beoordeeld of aan een bekend veronderstelde brandwerendheid wordt voldaan.

Ten tijde van het verschijnen van deze publicatie had de commissie de volgende samenstelling:

- ir. J. J. F. NICOLAI, voorzitter
- ir. L. TWILT, secretaris
- ing. P. W. VAN DE HAAR

* Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Turbulaire.

ir. F. VAN PELT
ir. J. H. WENDRICH
ir. L. L. KAMMINGA, coördinator CUR
dr. ir. E. J. F. DELSING, coördinator CS
ir. J. J. M. VERAART, mentor CUR
prof. ir. A. A. VAN DOUWEN, mentor CS

Het onderzoek en het samenstellen van het rapport werd uitgevoerd bij het Centrum voor Brandveiligheid TNO door ir. L. TWILT en ing. P. W. VAN DE HAAR.

november 1989

Het bestuur van het SG
Het bestuur van het CS
Het bestuur van de CUR

INHOUD

	NOTATIES	7
Hoofdstuk 1	INLEIDING	9
1.1	Algemeen	9
1.2	Gedrag bij brand van stalen buiskolommen zonder en met betonvulling	10
Hoofdstuk 2	Globale beschrijving van het rekenmodel	14
2.1	Overzicht van bestaande rekenmodellen	14
2.2	Geharmoniseerd rekenmodel	16
Hoofdstuk 3	REKENKUNDIGE BEOORDELING VAN DE BRANDWERENDHEID . .	18
3.1	Algemeen	18
3.2	Toepassingsgebied	18
3.3	Slankheid (kniklengte) onder brandomstandigheden.	21
3.3.1	Kolommen in geschoorde raamwerken	21
3.3.2	Kolommen in ongeschoorde raamwerken	21
3.4	Nadere toelichting op de knikkrommen	22
3.5	Beoordeling van de brandwerendheid met behulp van de knik- krommen	22
3.5.1	Centrisch belaste kolommen	22
3.5.2	Excentrisch belaste kolommen	23
3.6	Samenwerking tussen het staalprofiel en het beton	23
3.6.1	Algemeen	23
3.6.2	Krachteninleiding in de kolom	24
3.7	Aanvullende bepalingen met betrekking tot het ontwerp en de uitvoering	25
3.7.1	Algemeen	25
3.7.2	Langswapening en beugelwapening	25
3.7.3	Vervaardiging en betonsamenstelling	26
Hoofdstuk 4	SAMENVATTING	28
Bijlage	A MECHANISCHE MATERIAALEIGENSCHAPPEN	29
	A1 Mechanische eigenschappen bij verhoogde temperaturen . .	29
	A1.1 Algemeen	29
	A1.2 Constructiestaal	30
	A1.3 Betonstaal	32
	A1.4 Beton.	33

	A2	Mechanische eigenschappen bij kamertemperatuur	35
	A2.1	Bij de berekening aangehouden waarden	35
	A2.2	Voor toepassing in Nederland aan te houden betonsterkte- klassen en staalsoorten	37
Bijlage	B	VALIDATIE EN BEPERKINGEN VAN HET REKENMODEL	38
	B1	Motivering	38
	B2	Vergelijking van de berekende en de gemeten brandwerend- heid	39
	B3	Beperking van het toepassingsgebied	39
Bijlage	C	LITERATUUR	42
Bijlage	D	GRAFIEKEN VOOR DE BEOORDELING VAN DE BRANDWERENDHEID	43
		<i>Zusammenfassung</i>	61
		<i>Résumé</i>	62
		<i>Summary</i>	63

NOTATIES

<i>A</i>	oppervlak
<i>a</i>	afstand van zwaartepunt langsstaven tot binnenzijde profiel
<i>B</i>	betonsterkteklasse (Nederlands)
<i>C</i>	betonsterkteklasse (Europees)
<i>E</i>	elasticiteitsmodulus
<i>f</i>	druksterkte beton of vloeigrens staal
<i>I</i>	traagheidsmoment
<i>k</i>	hulpfactor
<i>l</i>	theoretische (systeemplengte) van een kolom
<i>l_k</i>	kniklengte
<i>M</i>	moment
<i>N</i>	normaalkracht
<i>t</i>	tijd
<i>t</i>	wanddikte van een buisprofiel
<i>α</i>	reductiefactor voor de mechanische materiaaleigenschappen bij verhoogde temperaturen
<i>γ</i>	materiaalcoëfficiënt of belastinggraad
<i>ε</i>	specifieke verkorting
<i>ω₀</i>	wapeningspercentage (= $100A_s/A_b$)

Betekenis van enige belangrijke indices

<i>a</i>	constructiestaal
<i>b</i>	beton
<i>c</i>	beton
<i>k</i>	karakteristiek
<i>p</i>	plastisch
<i>s</i>	betonstaal
<i>θ</i>	temperatuur, brand

HOOFDSTUK 1

INLEIDING

1.1 Algemeen

Traditioneel wordt de brandwerendheid van kolommen langs experimentele weg vastgesteld. Hiertoe wordt de te beoordelen kolom in een oven geplaatst en onderworpen aan een verhitting. Om praktische redenen wordt het temperatuurverloop geschematiseerd tot de zogenoemde standaardbrandkromme (zie fig. 1). De proef wordt overeenkomstig de huidige norm NEN 3884 „Bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen” uitgevoerd onder de gebruiksomstandigheden, dat wil zeggen belasting door eigen gewicht en karakteristieke veranderlijke belasting.

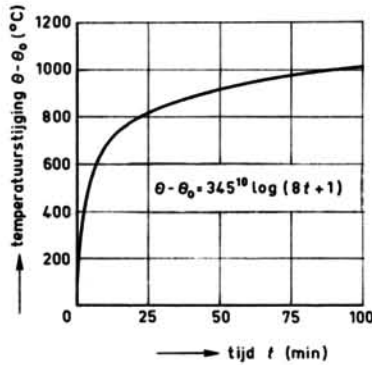


Fig. 1. Standaardbrandkromme.
Standard temperature-time curve.

Bij de experimentele bepaling van de brandwerendheid doen zich verschillende praktische problemen voor. Zo zal in werkelijkheid een kolom altijd zijn verbonden met aansluitende constructiedelen (liggers, vloeren en andere kolommen). De randvoorwaarden kunnen daarmee van geval tot geval variëren. Bij de standaardbrandproef wordt hiermee om praktische redenen geen rekening gehouden. Uitgegaan wordt van een sterk vereenvoudigd beproevingsmodel, waarbij veelal één van de kolomeinden volledig wordt ingeklemd, terwijl het andere scharnierend wordt opgelegd. De belasting wordt over het algemeen centrisch ingevoerd. Voor de kolomlengte wordt een – voor een bepaalde oven – constante waarde aangehouden, die globaal overeenkomt met de verdiepingshoogte. Een prinseschemts van de proefopstelling is gegeven in

figuur 2. Zoals reeds in [1] is uiteengezet heeft een aldus vastgestelde brandwerendheid geen directe relatie met het gedrag van de kolom onder praktijkomstandigheden, maar moet worden gezien als een classificatie. Een ander probleem bij de experimentele bepaling van de brandwerendheid is dat extrapolatie naar andere situaties – bij voorbeeld een lager belastingniveau – op basis van één experiment niet mogelijk is. Een en ander heeft ertoe geleid dat zowel op nationaal als op internationaal niveau reeds geruime tijd onderzoek wordt verricht naar de mogelijkheden om de brandwerendheid van kolommen langs rekenkundige weg te bepalen.

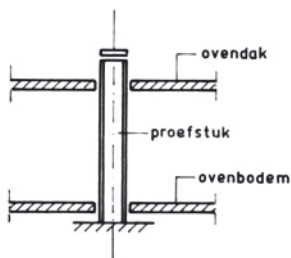


Fig. 2. Gebruikelijke opstelling van de standaardproef ter bepaling van de brandwerendheid.
Test set-up commonly used for the determination of the fire resistance.

1.2 Gedrag bij brand van stalen buiskolommen, zonder en met betonvulling

De brandwerendheid van stalen buiskolommen zonder betonvulling kan worden bepaald met de rekenregels in [2] en [3]. De staaltemperatuur waarbij bezwijken optreedt, wordt de kritieke staaltemperatuur genoemd. Deze kritieke temperatuur is afhankelijk van de belastinggraad, dat wil zeggen de verhouding tussen de bij de brand aanwezige belasting en de draagkracht van de kolom bij kamertemperatuur. Bij een op sterkte gedimensioneerde stalen kolom bedraagt de belastinggraad: $1/1,5 = 0,67$; in de praktijk kunnen uiteraard ook lagere waarden voorkomen.

De temperatuurontwikkeling is afhankelijk van de profielfactor. Bij alzijdige verhitting is de profielfactor van het buisprofiel bij benadering gelijk aan de reciproke waarde van de wanddikte in m ($= 1/t$).

In figuur 3* is voor profielen met verschillende wanddikte de berekende brandwerendheid van „ongevulde” stalen buiskolommen weergegeven als functie van de belastinggraad [4]. Uit de figuur blijkt dat de brandwerendheid van onge vulde buiskolommen bij een gebruikelijke belastinggraad van $\gamma_u = 0,5$ à $0,6$ circa 10 minuten bedraagt.

De brandwerendheid kan worden verhoogd door het buisprofiel te vullen met beton (zie fig. 4) [4]. Uit deze figuur blijkt dat bij de maximale belastinggraad van $\gamma_u = 0,67$ een brandwerendheid van circa 30 minuten haalbaar is, ook voor relatief lichte profielen.

* Figuur 3 en de navolgende figuren 4 tot en met 6 refereren aan in het buitenland uitgevoerd experimenteel onderzoek. De genoemde profielen zijn in Nederland niet verkrijgbaar. Gezien het illustratieve karakter van de berekening is dit echter geen bezwaar.

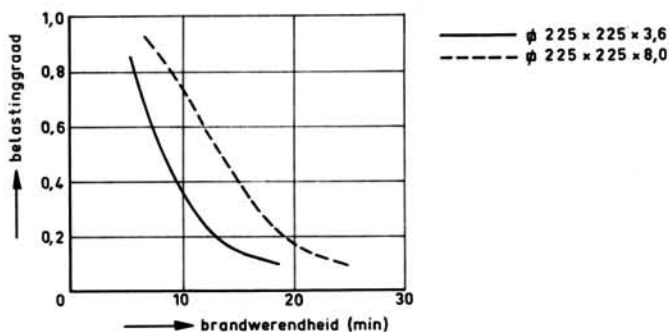


Fig. 3. Brandwerendheid van „ongevulde” stalen buiskolommen als functie van de belastinggraad ($l=3,60$ m; $l_k=2,92$ m).

Fire resistance of „empty” HSS-columns as a function of the degree of loading ($l=3.60$ m; $l_k=2.92$ m).

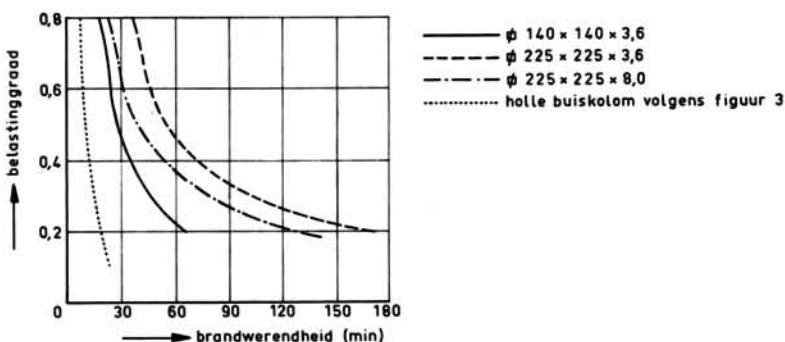


Fig. 4. Effect van vulling met ongewapend beton op de brandwerendheid van stalen buiskolommen ($l=3,60$ m; $l_k=2,92$ m).

Effect of concrete filling on the fire resistance of HSS-columns ($l=3.60$ m; $l_k=2.92$ m).

Een brandwerendheid van 60 minuten kan echter slechts bij relatief lage belastingen worden bereikt en dan nog alleen bij grotere profielen.

In kwalitatieve zin kan de verbetering van het gedrag bij brand door de betonvulling als volgt worden verklaard:

- door de aanwezigheid van het beton in het buisprofiel wordt de warmtecapaciteit van de kolom vergroot; hierdoor zal de staaltemperatuur minder snel stijgen;
- bij toename van de temperatuur treedt een herverdeling van krachten op, waarbij de belasting die aanvankelijk door het staalprofiel werd gedragen, in toenemende mate wordt overgenomen door de betonkern.

Beide omstandigheden leiden ertoe dat - bij een zelfde wanddikte en belastinggraad - de brandwerendheid van een met beton gevulde buiskolom groter is naarmate de dwarsafmetingen groter worden gekozen. Dit wordt wel het massa-effect genoemd.

Een grotere wanddikte heeft, bij een gelijkblijvende belastinggraad, daarentegen een negatieve invloed op de brandwerendheid.

De relatief geringe verbetering van de brandwerendheid van met ongewapend beton gevulde buiskolommen kan als volgt worden verklaard: na een verhitting van meer dan circa 30 minuten, gedraagt een dergelijke kolom zich nagenoeg als een ongewapende betonkolom. De sterkte en stijfheid van het buisprofiel zijn dan namelijk tot 10 à 15 % van de waarden bij kamertemperatuur gedaald. Ook bij centrische belasting ontstaan buigende momenten in een kolom, veroorzaakt door een toevallige excentriciteit van de belasting en/of het niet geheel recht zijn van de kolom. Een ongewapende betonkern kan echter slechts in zeer beperkte mate buigende momenten opnemen. In deze situatie kan verbetering worden gebracht door het beton te wapenen (zie fig. 5). In deze figuur is het experimenteel bepaalde verband tussen brandwerendheid en belastinggraad* van een met gewapend beton gevulde buiskolom $\varnothing 225 \times 225 \times 3,6$ is vergeleken met dat bepaald voor een met ongewapend beton gevulde kolom onder overigens dezelfde omstandigheden.

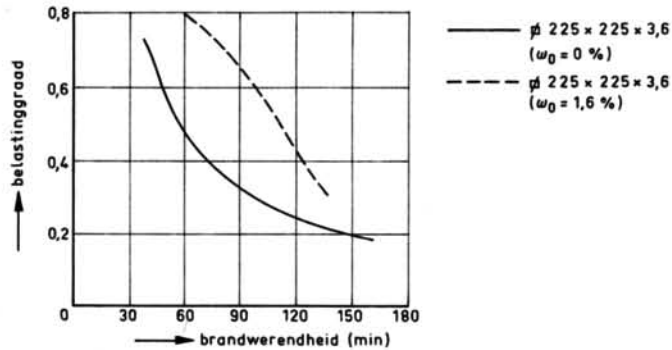


Fig. 5. Effect van vulling met gewapend beton op de brandwerendheid van stalen buiskolommen.

Effect of reinforced concrete filling on the fire resistance of HSS-columns.

Het zal duidelijk zijn dat, naarmate het wapeningspercentage hoger wordt gekozen, de brandwerendheid toeneemt. Daarmee komt iedere praktische brandwerendheid binnen bereik, zonder dat de omvang van de kolom behoeft te worden vergroot of het aanzien ervan wordt geschaad. Dit maakt de methode bijzonder aantrekkelijk. Bij het vaststellen van het effect van de wapening moet overigens worden bedacht dat de andere factoren die het gedrag bij brand bepalen, zoals wanddikte en dwarsafmetingen, ook bij gewapende kolommen een rol spelen. Hierdoor wordt de interpretatie van experimentele gegevens al gauw gecompliceerd.

* Bij het vaststellen van de belastinggraad is geen rekening gehouden met de geringe bijdrage van de wapening.

Ter illustratie wordt verwezen naar figuur 6. De achtergronden van deze figuur zijn dezelfde als die van figuur 5. Uit de figuur blijkt dat de brandwerendheid van de $\varnothing 160 \times 160 \times 3,6$ kolom geringer is dan die van de $\varnothing 225 \times 225 \times 3,6$ kolom, ondanks het hogere wapeningspercentage (resp. 1,9 % en 1,6 %). De verklaring is gelegen in het meer gunstige massa-effect bij de $\varnothing 225 \times 225 \times 3,6$ kolom.

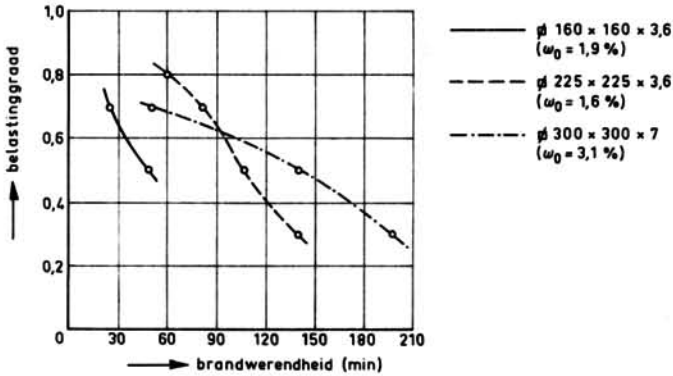


Fig. 6. Gedrag bij brand van verschillende met gewapend beton gevulde stalen buiskolommen.
Fire behaviour of different HSS-columns filled with reinforced concrete.

Het verschil in gedrag van de kolommen $\varnothing 225 \times 225 \times 3,6$ ($\omega_0 = 1,6 \%$) en $\varnothing 300 \times 300 \times 7,0$ ($\omega_0 = 3,1 \%$) is als volgt te verklaren. Zowel gezien het massa-effect als op grond van de wapening zou de brandwerendheid van laatstgenoemde kolom systematisch hoger moeten zijn dan van de eerstgenoemde. Voor een relatief hoge belasting blijkt dit evenwel niet het geval te zijn. De oorzaak hiervan moet worden gezocht in de grotere wanddikte. In het beschouwde geval - belastinggraad groter dan circa 0,6 - „wint” het negatieve wanddikte-effect het van de positieve effecten veroorzaakt door de grotere massa en de grotere hoeveelheid wapening. Om dergelijke effecten te kunnen kwantificeren, is een rekenmodel noodzakelijk.

HOOFDSTUK 2

Globale beschrijving van het rekenmodel

2.1 Overzicht van bestaande rekenmodellen

Zowel in Frankrijk als in Duitsland is experimenteel en theoretisch onderzoek verricht naar het gedrag bij brand van met beton gevulde stalen buisprofielen [5, 6, 7 en 8]. Op basis van dit onderzoek zijn in beide landen rekenmodellen opgesteld ter bepaling van de brandwerendheid.

Het Duitse model [8] begint met een berekening van de temperatuurvelden over de doorsnede, uitgaande van een quasi stationaire warmtestroomberekening. De draagkracht onder brandomstandigheden wordt berekend met behulp van een incrementele, elasto-plastische analyse, rekening houdend met fysische en geometrische niet-lineariteit. Uitgegaan wordt van temperatuurafhankelijke spanning-rekdiagrammen; voor staal wordt hierbij verondersteld dat bij verhoogde temperatuur steeds versteviging optreedt - dat wil zeggen: er is geen vloeitraject - terwijl voor beton een dalende tak in rekening wordt gebracht. Het effect van thermische spanningen op de draagkracht wordt in de berekening meegenomen.

In het Franse model [5, 6], wordt eveneens, als een eerste stap, de temperatuurverdeling over de doorsnede bepaald. Voor een gegeven temperatuurverdeling wordt de knikbelasting bepaald op grond van een procedure die overeenkomt met de door GUYAUX/JANSS ontwikkelde berekeningsmethode voor de draagkracht van centrisc belaste staal-beton kolommen bij kamertemperatuur. De procedure is aangepast aan de brandomstandigheden, door eenvoudigweg uit te gaan van temperatuurafhankelijke spanning-rekrelaties. Deze spanning-rekrelaties zijn - in tegenstelling tot de aannamen in het Duitse model - sterk geschematiseerd. Het effect van de thermische spanningen op de draagkracht wordt in het Franse model niet expliciet in rekening gebracht. Bovendien wordt nog een empirisch bepaalde correctiefactor ($= C_m$) ingevoerd, ten einde een bevredigende overeenstemming tussen proef- en rekenresultaten te verkrijgen.

Zowel met het Franse als het Duitse model blijkt het mogelijk beschikbare proefresultaten op redelijk nauwkeurige wijze na te rekenen. Echter de op grond van beide modellen berekende brandwerendheden blijken voor omstandigheden die buiten het beproevingsgebied liggen, belangrijk af te wijken. Dit is geïllustreerd in figuur 7.

De pogingen om te komen tot internationaal aanvaardbare rekenregels, werden door deze complicatie ernstig bemoeilijkt. Daarom zijn in [9] de oorzaken van de discrepantie nader onderzocht. Het blijkt dat de verschillen in berekeningsresultaten tussen het Duitse en het Franse model met name zijn terug te voeren tot:

- verschillen in aannamen ten aanzien van de mechanische eigenschappen van beton bij verhoogde temperatuur;

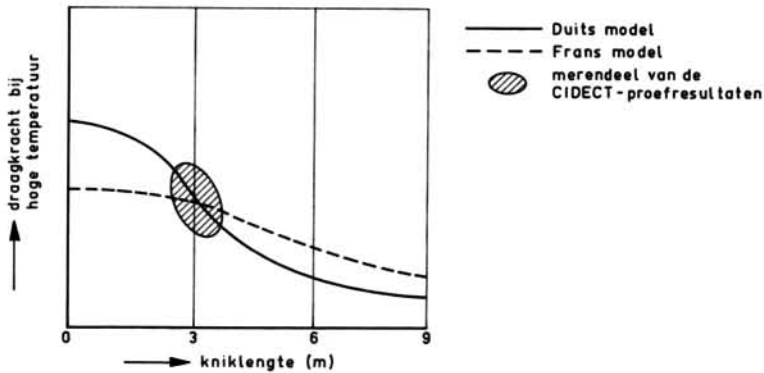


Fig. 7. Knikkrommen onder brandomstandigheden, berekend met het Franse en het Duitse model.

Buckling curves at elevated temperatures, calculated with the French and the German model.

- verschillen in de wijze waarop het effect van de thermische spanningen op de draagkracht in rekening worden gebracht.

Het is evenwel mogelijk om ten aanzien van beide genoemde zaken zodanige aannamen te doen dat berekeningen volgens de beide modellen tot nagenoeg dezelfde resultaten leiden. Dit wordt geïllustreerd in figuur 8. De knikkrommen in deze figuur zijn berekend met behulp van het oorspronkelijke Duitse en Franse model, met dien verstande dat:

- in het Duitse model het effect van de thermische spanningen is genegeerd;
- in het Franse model is uitgegaan van meer recente aannamen ten aanzien van de sterkte en stijfheidseigenschappen van beton bij verhoogde temperatuur; ook de correctiefactor C_m is niet ingevoerd.

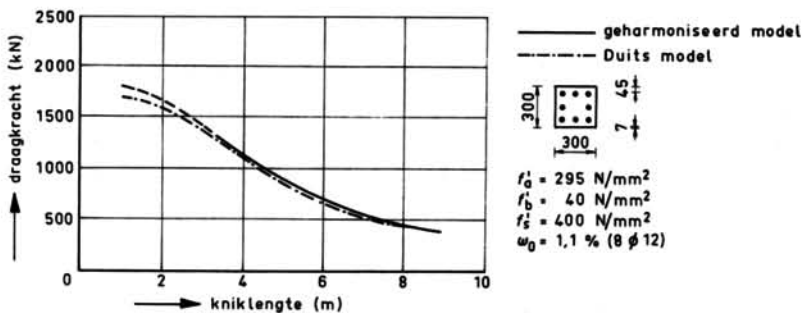


Fig. 8. Knikkrommen voor een brandwerendheid van 90 minuten, berekend met het Franse en het Duitse model, uitgaande van „geharmoniseerde” invoergegevens.

Buckling curves for a fire resistance of 90 minutes, calculated with the French and the German model, using „harmonized” input data.

Het blijkt bovendien dat – uitgaande van voorgenoemde aannamen – zowel Duitse als Franse berekeningsresultaten redelijk goed overeenstemmen met de uitkomsten van beschikbare proeven [9]. Harmonisatie van beide rekenmodellen is dus mogelijk (zie bijlage B).

In [9] zijn nadere voorstellen uitgewerkt voor een „geharmoniseerd” rekenmodel. De keuze is daarbij gevallen op het oorspronkelijke Franse rekenmodel, met in achtneming van de genoemde voorwaarden. Voordeel van deze keuze is, dat gebruik gemaakt kan worden gemaakt van een relatief eenvoudige numerieke procedure. Internationale organisaties, zoals ECCS* en CIDECT, kunnen zich met deze keuze verenigen. Ook de CUR/CS-commissie „Staal-beton kolommen bij brand”, heeft dit model als uitgangspunt gekozen voor de Nederlandse berekeningsmethode.

2.2 Geharmoniseerd rekenmodel

Het geharmoniseerde rekenmodel stemt, zoals in 2.1 werd toegelicht, in beginsel overeen met het Franse model. Bij de berekening van de draagkracht wordt hierbij uitgegaan van een niet-lineair elastisch materiaalgedrag. De kniklast van een centrisch belaste staaf, bestaande uit een materiaal met een spanning-rekdiagram volgens figuur 9a, kan worden bepaald door in de formule van Euler de elasticiteitsmodulus te vervangen door de tangensmodulus E^* :

$$N_k = \frac{\pi^2 E^* I}{l^2}$$

Bij een centrisch belaste samengestelde kolom geldt bij volledige aanhechting tussen de verschillende materialen:

$$\varepsilon = \varepsilon'_a = \varepsilon'_b = \varepsilon'_s$$

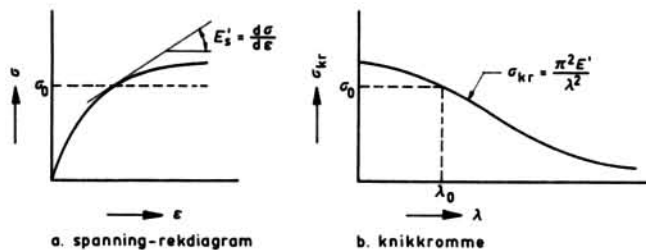


Fig. 9. Spanning-rekdiagram met bijbehorend knikspanningsdiagram van een niet-lineair elastisch materiaal.

Stress-strain relation with associated buckling-stress diagram of a non-linear elastic material.

* European Convention for Constructional Steelwork.

waarin:

$\varepsilon'_a, \varepsilon'_b, \varepsilon'_s$ = de specifieke verkorting van respectievelijk het constructiestaal, het beton en het betonstaal

Bij de berekening wordt de samengestelde doorsnede verdeeld in een groot aantal elementen. Bij een bepaalde verhittingsduur behoort bij elk element een andere temperatuur en dus ook een ander spanning-rekdiagram. Met behulp van analytische uitdrukkingen voor de temperatuurafhankelijke spanning-rekdiagrammen kan de normaalkracht worden berekend als functie van de specifieke verkorting ε :

$$N_1 = \Sigma N'_{j\theta} = N'_{a\theta} + N'_{b\theta} + N'_{s\theta} = f_1(\varepsilon)$$

Omdat ook de tangentmodulussen een functie van de specifieke verkorting zijn, kan ook een vergelijking worden opgesteld voor de relatie tussen de kniklast en de specifieke verkorting:

$$N_2 = \frac{\pi^2}{l_k^2} \Sigma (EI)_{j\theta}^* = \frac{\pi^2}{l_k^2} \Sigma \{(EI)_{a\theta}^* + (EI)_{b\theta}^* + (EI)_{s\theta}^*\} = f_2(\varepsilon)$$

In deze formules is:

$N'_{j\theta}, (EI)_{j\theta}^*$ = het aandeel in de normaalkracht respectievelijk buigstijfheid geleverd door het buisprofiel ($j \rightarrow a$), het beton ($j \rightarrow b$) en de wapening ($j \rightarrow s$)

l_k = de kniklengte van de kolom onder brandomstandigheden

De specifieke verkorting en daarmee de draagkracht volgt dan uit de gelijkstelling $N_1 = N_2$. Duidelijk zal zijn dat in verband met de niet gelijkmatige temperatuurverdeling, de bijdragen $N'_{j\theta}$ en $(EI)_{j\theta}^*$ moeten worden bepaald door sommatie van de bijdragen van alle elementen van het betreffende onderdeel: stalen buiskolom, beton en wapening.

Voor de beschrijving van de berekening van de temperatuurverdeling over de samengestelde doorsnede wordt verwezen naar [5].

Voor een overzicht van de numerieke uitdrukkingen die zijn aangehouden voor de temperatuurafhankelijke spanning-rekrelaties voor staal en beton, wordt verwezen naar bijlage A. In deze bijlage wordt tevens een vergelijking gemaakt met de in Nederland in dit verband gebruikelijke aannamen.

HOOFDSTUK 3

REKENKUNDIGE BEOORDELING VAN DE BRANDWERENDHEID

3.1 Algemeen

Met behulp van het geharmoniseerde rekenmodel zijn knikkrommen samengesteld, waarmee van een aantal samengestelde kolommen de draagkracht onder brandomstandigheden kan worden bepaald bij een zekere standaardbrandduur: 30, 60, 90 of 120 minuten. Het toepassingsgebied is beperkt, omdat het rekenmodel slechts binnen een zeker gebied is gevalideerd (zie ook bijlage B).

Bovendien zijn slechts grafieken gemaakt voor in de praktijk veel voorkomende profielafmetingen en materiaalkwaliteiten.

3.2 Toepassingsgebied

Het toepassingsgebied is als volgt gedefinieerd:

- De knikkrommen – gegeven in bijlage D – mogen uitsluitend worden toegepast voor samengestelde centrisch belaste kolommen bestaande uit stalen buisprofielen met ronde of vierkante doorsneden.
- De afmetingen van de buisprofielen moeten voldoen aan de navolgende voorwaarden (zie ook fig. 10):
 - uitwendige dwarsafmeting of diameter:
 - buizen gevuld met ongewapend beton:
 $140 \text{ mm} \leq s \leq 400 \text{ mm}$
 - buizen gevuld met gewapend beton:
 $180 \text{ mm} \leq s \leq 410 \text{ mm}$

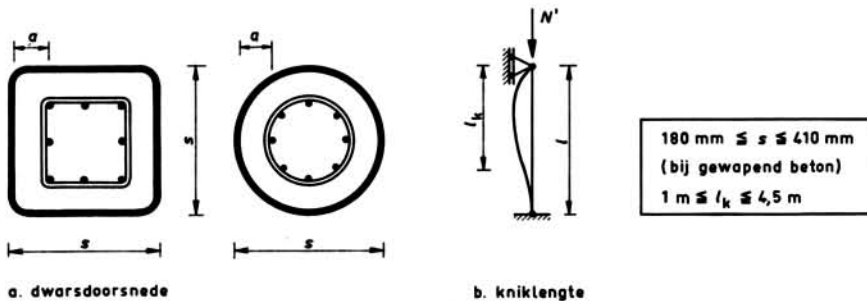


Fig. 10. Beperkingen van de kolomafmetingen.
Limitations of the column dimensions.

- kniklengte overeenkomstig het gestelde in 3.3:

$$1 \text{ m} \leq l_k \leq 4,5 \text{ m}$$

De knikkrommen zijn uitsluitend berekend voor met gewapend beton gevulde buiskolommen. Voor met ongewapend beton gevulde buiskolommen met dwarsafmetingen gelijk of groter dan 140 mm kan als praktische benadering worden uitgegaan van een brandwerendheid van ten minste 30 minuten, onder voorwaarde dat het ontwerp bij kamertemperatuur in overeenstemming is met de regels gegeven in de RSBK 1983 [11].

Toelichting

Opgemerkt wordt dat het bij kleine dwarsafmetingen van het buisprofiel moeilijk is goed beton te realiseren. Bij toepassing van wapening doet zich bovendien het probleem voor dat voldoende afstand tussen de wapening en het staalprofiel moet worden aangehouden, reden waarom een minimale dwarsafmeting is voorgeschreven. Voor de aan te houden randafstanden van de wapening wordt verwezen naar 3.7.2.

- c. De knikkrommen zijn berekend voor profielen met een bepaalde wanddikte. Deze mogen ook worden toegepast voor profielen met een grotere wanddikte.

Toelichting

Bij de berekening van de knikkrommen is uit de voor de betreffende profielen leverbare serie wanddikten gekozen voor een courante, minimale wanddikte.

Een grotere wanddikte ten opzichte van de bij de berekening aangehouden waarde betekent dat - onder overigens dezelfde omstandigheden - de knikkrommen een te lage waarde geven voor de draagkracht. Deze onderschatting kan voor brandduren van 30 minuten of korter aanzienlijk zijn. Bij een verhitting van 60 minuten of meer is de invloed van de wanddikte gering daar, door de hogere temperatuur in het staalprofiel de sterkte en stijfheid daarvan dan aanzienlijk is afgenomen.

- d. Het geharmoniseerde rekenmodel mag uitsluitend worden toegepast voor kolommen met een wapeningspercentage ω_0 :

$$0 \leq \omega_0 \leq 5$$

Knikkrommen worden gegeven voor de navolgende percentages:

1,0, 2,5 en 4

Het wapeningspercentage is betrokken op de bruto betondoorsnede:

$$\omega_0 = \frac{100A_s}{A_b}$$

Toelichting

Alhoewel de berekeningsmethode geldig is voor $0 \leq \omega_0 \leq 5$, is besloten knikkrommen te geven voor een kleiner toepassingsgebied. De redenen zijn:

- volgens Eurocode 4 [13] mag bij berekeningen (kamertemperaturomstandigheden) geen hoger wapeningspercentage in rekening worden gebracht dan 3 %;
- bij hoge wapeningspercentages zou de afstand tussen de wapening van de binnenzijde van de profielen te gering worden, daar bij de berekening van de knikkrommen een vaste randafstand is aangehouden (zie 3.7.2).

- e. Er worden uitsluitend knikkrommen gegeven gebaseerd op de volgende staalsoorten en betonsterkteklassen:

constructiestaal: Fe 360

betonstaal: FeB 400

sterkteklassen: B 25, B 37,5 en B 50

Toelichting

Bij het berekenen van de – ook in internationaal verband geaccepteerde – knikkrommen, zoals weergegeven in bijlage D, is uitgegaan van:

- betonsterkteklassen C 20, C 30 en C 40
- betonstaal S 400
- constructiestaal Fe 360
- materiaalfactoren $\gamma_a = \gamma_s = \gamma_c = 1,0$

Voor toepassing in Nederland kunnen eerdergenoemde sterkteklassen en staalsoorten worden aangehouden (zie bijlage A). Het toepassen van constructiestaal van een hogere staalsoort, bij voorbeeld Fe 510, is weinig zinvol, in verband met de relatief geringe bijdrage van het staalprofiel tot de draagkracht bij brand, zeker bij een lange verhittingsduur.

De staalsoort FeB 400 is in Nederland praktisch niet meer verkrijgbaar. Het voor Nederland afzonderlijk berekenen van knikkrommen gebaseerd op betonstaal FeB 500 werd echter weinig zinvol geacht, daar voor de rekenwaarde voor de druksterkte van deze staalsoort bij kamertemperatuur geen grotere waarde mag worden aangehouden dan 420 N/mm^2 (zie ook bijlage A).

Bij tussenliggende betonsterkteklassen mag tussen de in bijlage D gegeven knikkrommen (behorend bij een zelfde wapeningspercentage maar verschillende betonsterkteklasse) lineair worden geïnterpoleerd.

- f. Kolommen met een betonsterkteklasse B 50 moeten worden geprefabriceerd.
- g. Indien kolommen in de praktijk excentrisch zijn belast, kan de invloed van de excentriciteit op de brandwerendheid worden benaderd met de rekenregels gegeven in 3.5.2.

3.3 Slankheid (kniklengte) onder brandomstandigheden

3.3.1 Kolommen in geschoorde raamwerken

Voor het bepalen van de kniklengte bij brand gelden de volgende regels (zie fig. 11):

- niet momentvaste verbindingen moeten altijd als volledige scharnieren worden beschouwd;
- momentvaste verbindingen mogen bij kolommen op tussenverdiepingen als volledige inklemmingen worden aangenomen, mits de brand beperkt blijft tot de beschouwde verdieping;
- een eventueel momentvaste verbinding tussen een kolom op de bovenste verdieping en de dakliggers moet als een scharnier worden beschouwd.

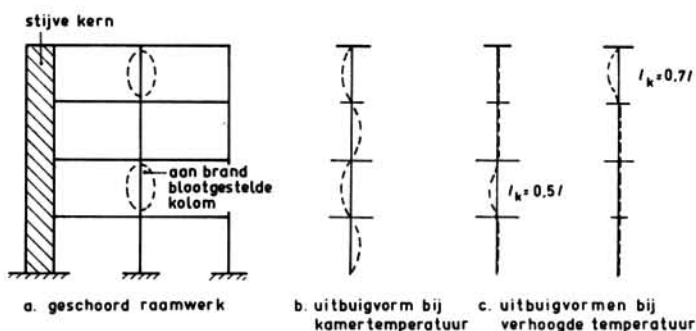


Fig. 11. Kolommen in geschoorde raamwerken.
Columns in braced frames.

Toelichting

De buigstijfheid van een aan brand blootgestelde kolom neemt af. Indien de brand beperkt blijft tot één verdieping, zal de buigstijfheid van de kolommen op de daar onderen de daar bovengelegen verdieping ongewijzigd blijven. Indien wordt uitgegaan van kolommen die momentvast met elkaar zijn verbonden, zal de aan brand blootgestelde kolom dus „ingeklemd” worden in de aansluitende constructie. Dit geldt uiteraard niet voor de verbinding kolom-dakconstructie (zie ook [2,3] en fig. 11).

3.3.2 Kolommen in ongeschoorde raamwerken

Onder voorwaarde dat het ongeschoorde raamwerk niet bestaat uit meer dan twee verdiepingen, mogen de in 3.3.1 gegeven regels worden aangehouden. In de overige gevallen moet de draagkracht bij brand worden bepaald op grond van een analyse, waarbij expliciet met raamwerkinstabiliteit rekening wordt gehouden en kan dus geen gebruik worden gemaakt van de in deze publikatie gegeven berekeningsmethode en knikkrommen.

3.4 Nadere toelichting op de knikkrommen

Voor een praktisch gebied van buisprofielen worden in bijlage D voor verschillende waarden van de brandwerendheid grafieken gegeven met knikkrommen, elk behorend bij een bepaalde betonsterkteklasse en een bepaald wapeningspercentage. Voor de profielen met relatief geringe dwarsafmetingen worden brandwerendheden van 30, 60 en 90 minuten onderscheiden; voor de profielen met grotere afmetingen brandwerendheden van 60, 90 en 120 minuten.

Figuur 12 geeft een overzicht van een dergelijke grafiek. De bij de verschillende krommen behorende gegevens zijn links in de figuur vermeld.

Voor een overzicht van de grafieken wordt verwezen naar tabel D1.

staalsoort constructiestaal Fe 360
staalsoort betonstaal FeB 400
buisprofiel $\varnothing 200 \times 200 \times 6,3$

betonsterkteklasse en wapeningspercentage		
nr.	B	ω_0
1	25	1,0
2	25	2,5
3	25	4,0
4	37,5	1,0
5	37,5	2,5
6	37,5	4,0
7	50	1,0
8	50	2,5
9	50	4,0

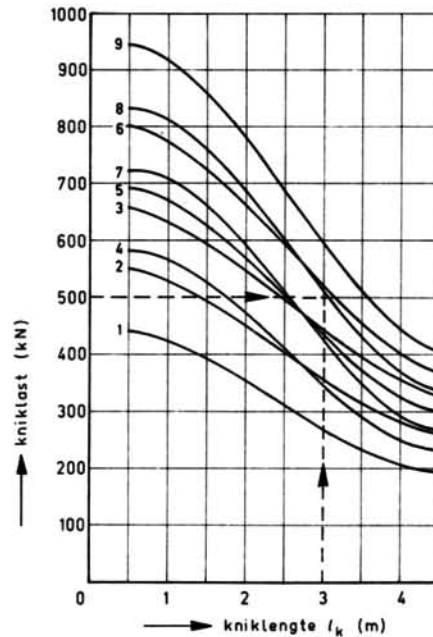


Fig. 12. Voorbeeld van een grafiek voor het verband tussen de draagkracht bij een standaardbrandduur van 60 minuten en de kniklengte.

Example of a graph showing the buckling load as a function of the buckling length for a standard fire duration of 60 minutes.

3.5 Beoordeling van de brandwerendheid met behulp van de knikkrommen

3.5.1 Centrisch belaste kolommen

Aan de hand van een rekenvoorbeeld wordt de toepassing van de knikkrommen voor de beoordeling van de brandwerendheid toegelicht.

Rekenvoorbeeld

Gegevens:

- brandwerendheid: 60 minuten
- systeemplengte kolom: $l = 3,0$ m
- randvoorwaarden: aan beide zijden scharnierend
- centrische normaalkracht ten gevolge van de bij de brand aanwezig te achten belasting: $N = 500$ kN

Oplossing:

Gekozen wordt: buisprofiel $\varnothing 200 \times 200 \times 6,3$

Voor de kolom geldt een kniklengte van 3 m.

Uitgaande van deze kniklengte en de aanwezige normaalkracht van 500 kN volgt uit figuur 12 dat kan worden gekozen uit de combinatie B 37,5/ $\omega_0 = 4$ % (kromme 6) of B 50/ $\omega_0 = 2,5$ % (kromme 8).

3.5.2 Excentrisch belaste kolommen

De benaderingsprocedure komt erop neer dat de combinatie van normaalkracht en moment wordt vervangen door een equivalente centrische normaalkracht. Dat wil zeggen een normaalkracht die bij kamertemperatuur tot een zelfde belastinggraad γ_u leidt als de combinatie van moment en normaalkracht. De belastinggraad γ_u is daarbij de verhouding tussen de bij brand aanwezig te achten belasting en de bezwijkbelasting. De rekenprocedure is uitgewerkt in bijlage B van SG/CUR-rapport 5 [1]. Voor de bepaling van de belastinggraad moeten behalve de tijdens de brand aanwezige normaalkracht en momentenverdeling ook nog de waarde van de plastische normaalkracht N_p en het plastische moment M_p bij kamertemperatuur bekend zijn. Voor de berekening van N_p en M_p wordt verwezen naar [14]. Nadat de equivalente centrische normaalkracht is bepaald, kan vervolgens met behulp van de van toepassing zijnde knikkromme worden nagegaan of de kniklast behorend bij de gestelde brandwerendheidseis gelijk of groter is dan de equivalente centrische normaalkracht. Indien dit het geval is, is de brandwerendheid voldoende.

3.6 Samenwerking tussen het staalprofiel en het beton

3.6.1 Algemeen

Voor het geval „brand” is geen afzonderlijke controle van de schuifspanningen tussen het staalprofiel en het beton nodig. Controle van de schuifspanningen bij kamertemperatuur is wel noodzakelijk. Zie hiervoor [11]. Aangezien het aanbrengen van verbindingmiddelen in buisprofielen niet mogelijk is, zal bij te grote schuifspanningen een andere doorsnede moeten worden gekozen.

3.6.2 *Krachteninleiding in de kolom*

Voor de inleiding van de belasting zijn twee gevallen te onderscheiden:

Geval 1

Een voldoende stijve constructie (kop- en voetplaten) zorgt bij een adequate uitvoering voor een directe verdeling van de belasting over het staalprofiel en het beton. Indien dit voor de krachteninleiding in de wapening noodzakelijk is, bij voorbeeld bij een moment-vaste verbinding, moet de langswapening aan de kop- en voetplaat worden vastgelast. Aan de voetplaat kan dit worden gedaan door eerst de korf te stellen en de langsstaven vast te lassen en daarna het staalprofiel over de korf te laten zakken. Voor de koppeling van de wapening aan de kopplaat kunnen de door de plaat stekende staven vervolgens worden vastgelast. Een andere mogelijkheid is een open kopplaat toe te passen (zie fig. 13).

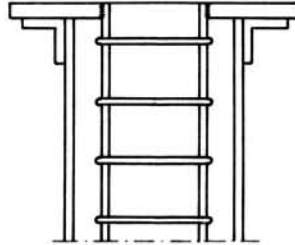


Fig. 13. Uitvoering, waarmee een directe krachtsoverdracht naar de kolom mogelijk is.
Detailing, allowing a direct transfer of forces to the column.

Geval 2

Door aan het profiel lassen van stalen hulpconstructies (zie b.v. fig. 14). In dit geval moet de kracht die op het profiel aangrijpt, (gedeeltelijk) via het stalen buisprofiel naar de betonkern worden overgebracht. Deze verbinding behoeft bij brand niet verder te worden gecontroleerd, indien:

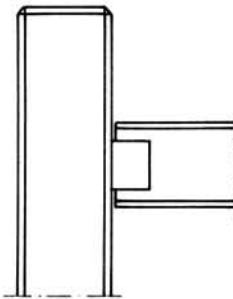


Fig. 14. Uitvoering, waarmee een indirecte krachtsoverdracht naar de kolom wordt beoogd.
Detailing, aiming at an indirect transfer of forces to the column.

- wordt voldaan aan de betreffende regels voor het kamertemperatuurontwerp, zoals gegeven in de RSBK 1983 [11];
- de verbinding is voorzien van een thermische isolatie die gelijkwaardig is aan die welke nodig is in verband met de vereiste brandwerendheid van de aansluitende stalen ligger.

3.7 Aanvullende bepalingen met betrekking tot het ontwerp en de uitvoering

3.7.1 Algemeen

Zie artikel 8.1 van de RSBK 1983.

3.7.2 Langswapening en beugelwapening

a. Randafstanden

Voor de afstand a van het zwaartepunt van de langswapeningsstaven tot de binnenzijde van het buisprofiel (zie fig. 10) moet de grootste van beide navolgende waarden worden aangehouden:

$$a = 30 \text{ mm}$$

$$a = \frac{1}{8}s$$

waarin:

s = de uitwendige dwarsafmeting van het buisprofiel; voor een overzicht van de uit deze regels volgende waarde voor a wordt verwezen naar tabel D2 van bijlage D

Indien een langswapening wordt toegepast van staven met twee verschillende kenmiddellijnen, moet de randafstand a worden betrokken op de grootste middellijn.

Toelichting

Bovenstaande afstanden a betekenen een vrije ruimte tussen binnenzijde profiel en beugels van 14 tot 20 mm bij een profiel met een dwarsafmeting $s = 180$ mm en 28 tot 36 mm bij een profiel met $s = 400$ mm. Met name bij kleine dwarsafmetingen is deze vrije ruimte gering; zie in verband hiermee 3.7.3b.

De knikkrommen zijn berekend voor profielen met de kleinste courante wanddikte. Indien profielen met grotere wanddikten worden toegepast (zie 3.2c), kunnen de betreffende randafstanden a eveneens worden aangehouden.

b. Aantal wapeningsstaven

Het benodigde aantal staven langswapening bedraagt 8 (zie fig. 10 en bijlage D).

c. Beugelwapening

Over de gehele hoogte van de kolom moeten beugels worden aangebracht op een h.o.h. afstand van ten hoogste 20 maal de kenmiddellijn van de dunste hoofdwapeningsstaaf.

3.7.3 Vervaardiging en betonsamenstelling

a. Voorkomen van drukopbouw in de kolom

In de wand van het buisprofiel moeten – voordat de buis met beton wordt gevuld – op een afstand van 100 à 200 mm vanaf elk van de kolomeinden een gat met een diameter van 10 à 15 mm worden geboord. Bij kolomlengten groter dan 30 maal de dwarsafmeting s moeten meer gaten worden aangebracht met een onderlinge afstand kleiner dan $30s$ (zie fig. 15a). Bij stalen kop- en voetplaten is ook een oplossing mogelijk als geschetst in figuur 15b.

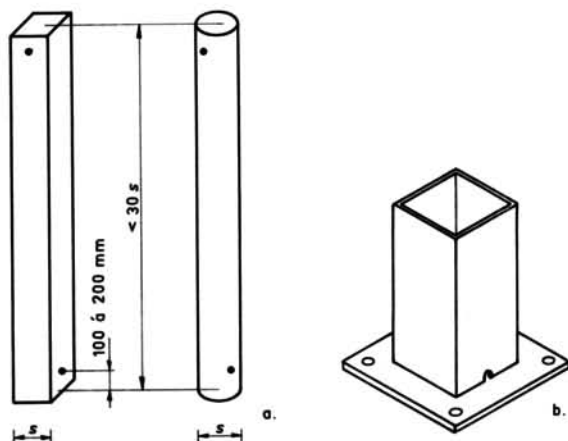


Fig. 15. Gaten in het buisprofiel om drukopbouw in de kolom ten gevolge van tijdens brand gevormde waterdamp te voorkomen.

Holes in the HSS-profile for the purpose of avoiding pressure due to water vapour, formed in the column during fire.

Toelichting

Bij de verhitting van het beton en de daardoor gevormde waterdamp kunnen in een volledig afgesloten kolom zodanig hoge drukken worden opgebouwd dat het buisprofiel voortijdig bezwijkt. Indien de voorgeschreven gaten worden aangebracht, wordt dit voorkomen.

b. Betonsamenstelling

De betonsamenstelling moet voldoen aan het gestelde in de VBT 1986 (NEN 5950) met inachtneming van het navolgende:

- de grootste korrelafmeting van het toeslagmateriaal mag niet groter zijn dan $3/4$ van de vrije ruimte v tussen de binnenzijde van het buisprofiel en de beugelwapening (zie fig. 16);
- consistentiegebied met zetmaat ≥ 80 mm.

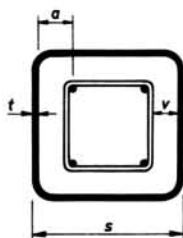


Fig. 16. Wapening en beugels in de samengestelde doorsnede.
Reinforcement and stirrups in the composite cross section.

c. Overige bepalingen

Verwezen wordt naar de eisen en regels voor de uitvoering gegeven in de VBU 1988 (NEN 6722).

d. Controle

Het is wenselijk na de verharding van het beton te controleren of de buis goed is gevuld en geen holle ruimten of grindnesten in het beton aanwezig zijn. Dergelijke gebreken kunnen worden opgespoord door de buis systematisch te bekloppen met een hamer. Indien een slechte plaats wordt gevonden kan ter plaatse een gat in de buis worden geboord en de holle ruimte worden gevuld door injecteren met een cementmortel.

HOOFDSTUK 4

SAMENVATTING

De publikatie is bedoeld als handleiding voor de constructeur bij de beoordeling van de brandwerendheid van met gewapend beton gevulde buiskolommen.

Na de inleiding, waarin onder meer wordt ingegaan op het gedrag bij brand van met beton gevulde buiskolommen en op het in het buitenland uitgevoerde onderzoek hiernaar, volgt in hoofdstuk 2 een globale beschrijving van het gehanteerde rekenmodel. Dit rekenmodel betreft een aangepaste versie van een eerder gepubliceerd Frans rekenmodel en is zowel door de CUR/CS-commissie als door ECCS-Technical Committee 3 „Fire safety of steel structures” geaccepteerd.

Met behulp van het rekenmodel zijn knikkrommen berekend. Deze knikkrommen geven het verband weer tussen de draagkracht bij centrische belasting en de kniklengte bij een bepaalde verhittingsduur volgens de standaardbrand (30, 60, 90 en 120 minuten). De variabelen daarbij zijn de dwarsafmeting, het wapeningspercentage en de betonsterkteklasse. De resultaten zijn gegeven in bijlage D. In hoofdstuk 3 wordt het gebruik van de knikkrommen toegelicht, terwijl eveneens wordt ingegaan op het toepassingsgebied en de kniklengte onder brandomstandigheden. Tevens zijn in dit hoofdstuk bepalingen/richtlijnen gegeven met betrekking tot het ontwerp en de uitvoering. De grafieken kunnen ook worden toegepast voor excentrisch belaste kolommen. Daartoe moet de equivalente centrische normaalkracht worden berekend; aanwijzingen hiertoe zijn eveneens in hoofdstuk 3 gegeven.

BIJLAGE A

MECHANISCHE MATERIAALEIGENSCHAPPEN

A1 Mechanische eigenschappen bij verhoogde temperaturen

A1.1 Algemeen

Aangezien de temperatuurverdeling over de doorsnede niet constant is, behoort bij elk element van de samenstellende delen (constructiestaal, beton en wapening) een ander spanning-rekdiagram. Voor elk element kunnen de volgende algemene betrekkingen worden gegeven, waarbij de index j wordt toegevoegd om aan te geven dat de betrekkingen behoren bij een bepaald materiaal (zie fig. A1):

- voor de sterkte:

$$f'_{j\theta} = \alpha_j f'_j \quad (\text{A1})$$

- voor de elasticiteitsmodulus in de oorsprong van het spanning-rekdiagram:

$$E'_{j\theta} = \alpha_{jE} E'_j \quad (\text{A2})$$

Hierin is:

$f'_j, f'_{j\theta}$ = de materiaalsterkte bij normale temperatuur respectievelijk hoge temperaturen

$E'_j, E'_{j\theta}$ = de elasticiteitsmodulus van het materiaal bij normale temperatuur respectievelijk hoge temperaturen en behorend bij $\sigma'_j = 0$ respectievelijk $\sigma'_{j\theta} = 0$

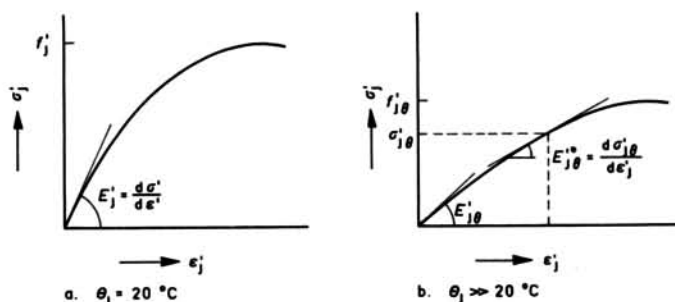


Fig. A1. Spanning-rekdiagrammen behorend bij een willekeurig element met temperatuur θ en materiaal j (schematisch).

Stress-strain relationships related to an arbitrary chosen element with temperature θ and material j (schematic).

- α_j = een reductiefactor voor de invloed van de temperatuur op de materiaalsterkte
 α_{jE} = een reductiefactor voor de invloed van de temperatuur op de elasticiteitsmodulus

Voorts wordt gewerkt met temperatuurafhankelijke spanning-rekrelaties.

A1.2 Constructiestaal

De rekenwaarde voor de vloeigrens bij verhoogde temperatuur wordt berekend met:

$$f'_{a\theta} = \alpha_a f'_a \quad (A3)$$

met:

$$\alpha_a = 1 + \frac{\theta_a}{900 \ln \frac{\theta_a}{1750}} \quad (A4)$$

Hierin is:

- f'_a = de rekenwaarde voor de vloeigrens bij normale temperatuur
 θ_a = de temperatuur in het staal

De elasticiteitsmodulus in de oorsprong van het spanning-rekdiagram bij verhoogde temperatuur bedraagt:

$$E'_{a\theta} = \alpha_{Ea} E'_a \quad (A5)$$

met:

$$\alpha_{Ea} = 1 + \frac{\theta_a}{2000 \ln \frac{\theta_a}{1100}} \quad (A6)$$

Hierin is:

- E'_a = de elasticiteitsmodulus bij normale temperatuur ($= 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$)
 θ_a = de temperatuur in het staal

De vergelijkingen (A4) en (A6) zijn grafisch weergegeven in figuur A2. Uit deze figuur blijkt dat de factoren α over het algemeen redelijk overeenstemmen met de Nederlandse waarden, zoals deze zijn gegeven in [2] en [3] voor warmgewalst constructiestaal. Een uitzondering vormt de reductiefactor α_{Ea} bij staaltemperaturen groter dan circa 500 °C. Voor de temperatuurafhankelijke spanning-rekrelatie wordt de volgende vergelijking gehanteerd:

$$\frac{\sigma'_{a\theta}}{f'_{a\theta}} = K_1 + K_2 \left(\frac{E'_{a\theta} \epsilon'_a}{f'_{a\theta}} \right) + K_3 \left(\frac{E'_{a\theta} \epsilon'_a}{f'_{a\theta}} \right)^2 + K_4 \left(\frac{E'_{a\theta} \epsilon'_a}{f'_{a\theta}} \right)^3 \quad (A7)$$

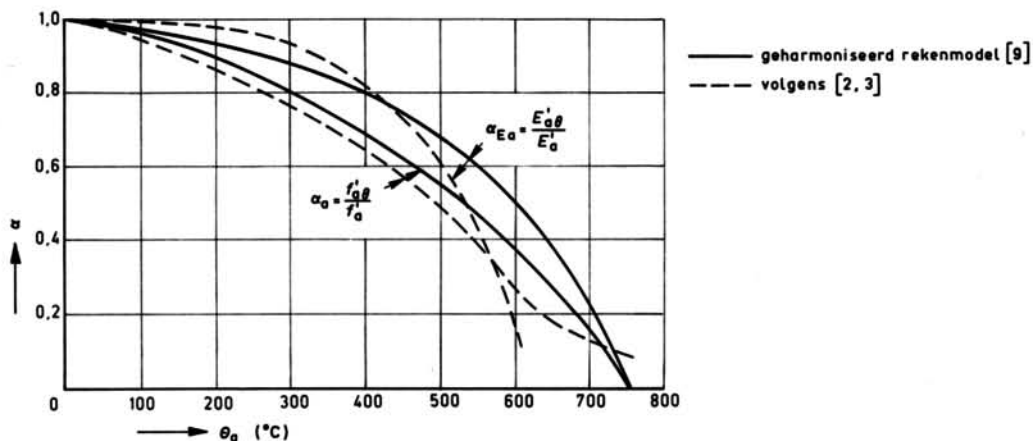


Fig. A2. Afname van de mechanische eigenschappen van constructiestaal.
Decrease of the mechanical properties of structural steel.

met:

$$K_1 = +0,060$$

$$K_2 = +1,416$$

$$K_3 = -0,651$$

$$K_4 = +0,103$$

Voor de tangentmodulus $E'_{a\theta}$ geldt:

$$E'_{a\theta} = \frac{d\sigma'_{a\theta}}{d\varepsilon'_a} = E'_{a\theta} \left\{ K_2 + 2K_3 \left(\frac{E'_{a\theta} \varepsilon'_a}{f'_{a\theta}} \right) + 3K_4 \left(\frac{E'_{a\theta} \varepsilon'_a}{f'_{a\theta}} \right)^2 \right\} \quad (A8)$$

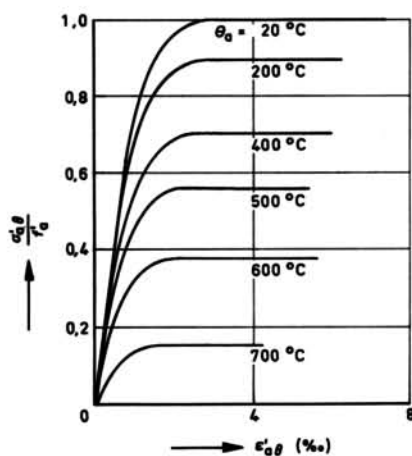


Fig. A3. Temperatuurafhankelijke spanning-rekdiagrammen van constructiestaal.
Temperature-dependent stress-strain relationships of structural steel.

De vergelijkingen (A7) en (A8) gelden uitsluitend als:

$$\sigma'_{a\theta} \leq f'_{a\theta} \quad (\text{A9})$$

Bij vervormingen ϵ'_a groter dan de specifieke vervorming behorend bij $\sigma'_{a\theta} = f'_{a\theta}$ geldt:

$$E'_{a\theta} = 0 \quad (\text{A10})$$

In figuur A3 zijn enkele spanning-rekdiagrammen in een enigszins omgewerkte vorm weergegeven.

A1.3 Betonstaal

Voor de druksterkte respectievelijk de elasticiteitsmodulus in de oorsprong van het temperatuurafhankelijke spanning-rekdiagram wordt aangehouden:

$$f'_{s\theta} = \alpha_s f'_s \quad (\text{A11})$$

$$E'_{s\theta} = \alpha_{E_s} E'_s \quad (\text{A12})$$

waarin:

f'_s = de rekenwaarde voor de druksterkte bij normale temperatuur

E'_s = de elasticiteitsmodulus bij normale temperatuur

Voor de factoren α worden dezelfde vergelijkingen aangehouden als voor het constructiestaal:

$$\alpha_s = \alpha_a \quad (\text{A13})$$

$$\alpha_{E_s} = \alpha_{E_a} \quad (\text{A14})$$

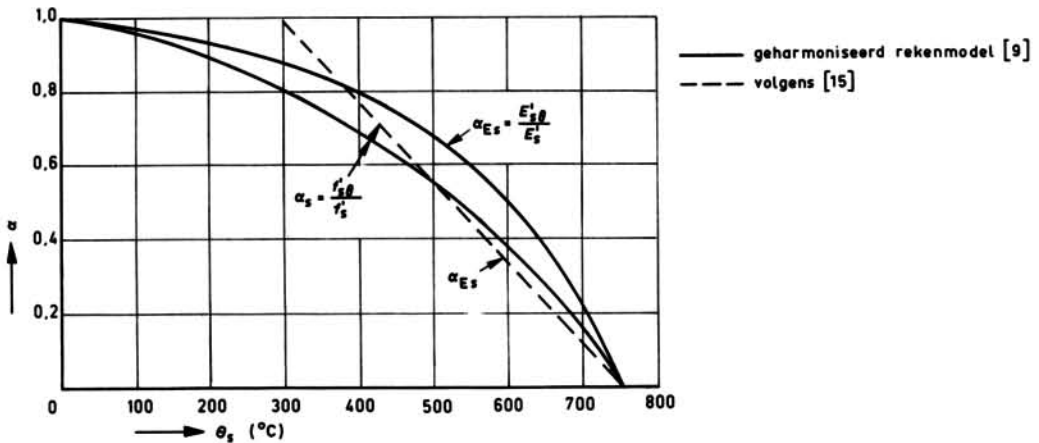


Fig. A4. Afname van de mechanische eigenschappen van betonstaal.
Decrease of the mechanical properties of reinforcing steel.

De vergelijkingen voor $\sigma'_{s\theta}$ en $E'_{s\theta}$ zijn dus identiek aan die gegeven in A1.2 (zie vergelijking (A7) resp. (A8)).

In figuur A4 is het gehanteerde verband tussen de reductiefactoren α en de temperatuur vergeleken met de Nederlandse aannamen op dit gebied. Wederom blijkt een redelijke overeenstemming.

A1.4 Beton

In het geharmoniseerde rekenmodel wordt gewerkt met een parabolisch spanning-rekdiagram met een horizontale tak. De vervormingscapaciteit wordt beperkt tot een stuk van 3,5 ‰ (zie fig. A5).

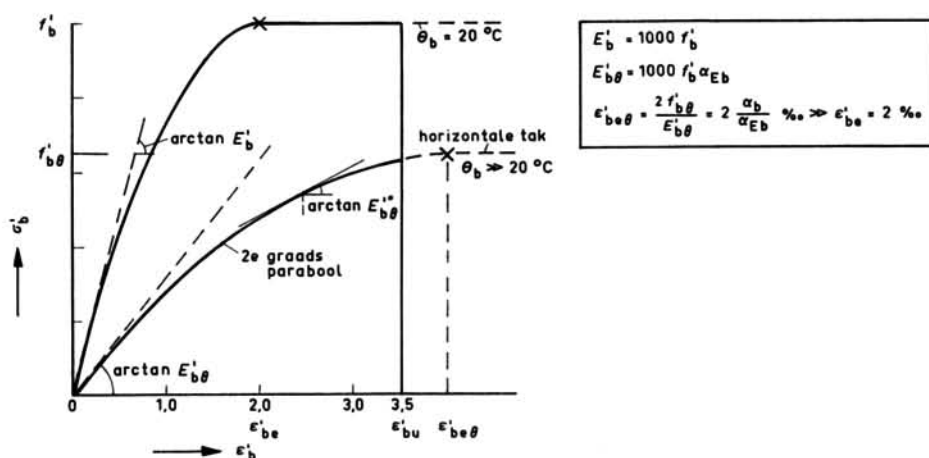


Fig. A5. Vorm van het gehanteerde spanning-rekdiagram voor het beton (breukstuk $\epsilon'_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$).

Shape of the used stress-strain relationship for concrete (ultimate strain $\epsilon'_{bu} = 3.5 \text{ ‰}$).

Voor de rekenwaarde voor de druksterkte en de elasticiteitsmodulus in de oorsprong van het temperatuurafhankelijke spanning-rekdiagram worden de volgende vergelijkingen gegeven:

$$f'_{b\theta} = \alpha_b f'_b \quad (\text{A15})$$

$$E'_{b\theta} = \alpha_{Eb} E'_b \quad (\text{A16})$$

met:

f'_b = de druksterkte bij normale temperatuur

E'_b = de elasticiteitsmodulus in de oorsprong van het diagram geldend voor normale temperatuur

Het aangehouden verband tussen α_b respectievelijk α_{Eb} en de temperatuur is gegeven in figuur A6. In deze figuur zijn tevens de in Nederland gebruikelijke relaties weergegeven. De overeenstemming is voor wat de sterkteafname α_b betreft redelijk. De Nederlandse waarden α_{Eb} volgens [16] zijn echter groter dan de bij het geharmoniseerde model ingevoerde waarden. Laatstgenoemde waarden stemmen echter goed overeen met die volgend uit de in het Duitse rekenmodel gehanteerde spanning-rekdiagrammen.

Voor het parabolische gedeelte van het spanning-rekdiagram wordt een 2e graads parabool aangehouden, zodat kan worden geschreven (zie fig. A5):

$$\frac{\sigma'_{b\theta}}{f'_{b\theta}} = \frac{E'_{b\theta} \varepsilon'_b}{f'_{b\theta}} \left(1 - \frac{E'_{b\theta} \varepsilon'_b}{4f'_{b\theta}} \right) \quad (\text{A17})$$

als:

$$0 \leq \varepsilon'_b \leq \varepsilon'_{be\theta} = \frac{2f'_{b\theta}}{E'_{b\theta}}$$

en:

$$\frac{\sigma'_{b\theta}}{f'_{b\theta}} = 1,0 \quad (\text{A18})$$

als:

$$\varepsilon'_b \geq \varepsilon'_{be\theta} = \frac{2f'_{b\theta}}{E'_{b\theta}}$$

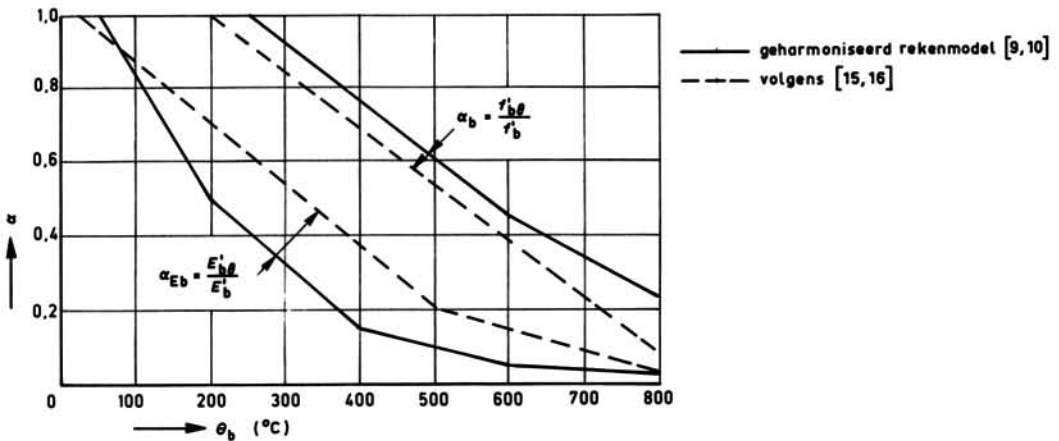


Fig. A6. Afname van de mechanische eigenschappen van beton.
Decrease of the mechanical properties of concrete.

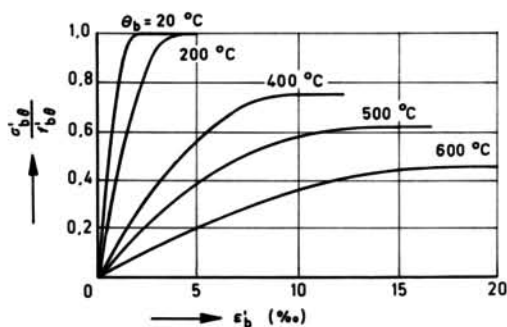


Fig. A7. Temperatuurafhankelijke spanning-rekdiagrammen van beton.
Temperature-dependent stress-strain relationships of concrete.

Na substitutie van de vergelijkingen (A15) en (A16) in vergelijking (A17) volgt dan:

$$\sigma'_{b\theta} = E'_b \varepsilon'_b \alpha'_{Eb} - \frac{E_b'^2 \varepsilon_b'^2}{4f_b'} \cdot \frac{\alpha_{Eb}'^2}{a_b} \quad (\text{A19})$$

Voor de tangentmodulus geldt als $0 \leq \varepsilon'_b \leq \varepsilon'_{b\theta}$ (zie fig. A5):

$$E'_{b\theta} = \frac{d\sigma'_{b\theta}}{d\varepsilon'_b} = E'_{b\theta} \left(1 - \frac{E_b' \varepsilon_b'}{2f_b'} \right) \quad (\text{A20})$$

In figuur A7 is een aantal spanning-rekdiagrammen weergegeven.

Daar bij het geharmoniseerde model de diagrammen gemakshalve – zoals ook gebruikelijk bij berekeningen bij kamertemperatuur – zijn geschematiseerd en geen dalende tak hebben, moet een grens worden gesteld aan de maximale verkorting ε'_{bu} van het beton. Hiervoor is 3,5 ‰ aangehouden, conform de in Nederland aangehouden waarde voor zowel berekening bij kamertemperatuur als die onder brandomstandigheden.

A2 Mechanische eigenschappen bij kamertemperatuur

A2.1 Bij de berekening aangehouden waarden

De rekenwaarde voor een materiaalsterkte volgt overeenkomstig Eurocode 4 „Gemeenschappelijke uniforme richtlijnen voor staal-betonconstructies” [13] uit:

$$f_j = \frac{f_{jk}}{\gamma_j}$$

waarin:

f_{jk} = de karakteristieke sterkte van het beschouwde materiaal; voor wat betreft beton de karakteristieke cilinderdruksterkte f'_{ck}

γ_j = de partiële materiaalfactor

Voor de elasticiteitsmodulussen betrokken op de oorsprong van de spanning-rek-diagrammen geldt:

$$E'_b = 1000f'_c = 1000 \frac{f'_{ck}}{\gamma_c}$$

$$E'_s = E'_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

De grafieken zijn berekend voor:

- betonsterkteklassen C 20, C 30 en C 40 ($f'_{ck} = 20, 30$ en 40 N/mm^2)
- betonstaal S 400 ($f'_{sk} = 400 \text{ N/mm}^2$)
- constructiestaal Fe 360 ($f'_{ak} = 235 \text{ N/mm}^2$)

In Eurocode 4 wordt niet vermeld of de daarin genoemde waarden voor de partiële materiaalfactoren ook moeten worden gehanteerd voor berekeningen met betrekking tot brand. Bij de validatie van het rekenmodel is uitgegaan van $\gamma_a = \gamma_b = \gamma_c = 1,0$. Aangezien met deze waarden voor γ_j - binnen het toepassingsgebied - een goede overeenstemming tussen theorie en experiment werd gevonden (zie bijlage B), is bij de berekening van de knikkrommen eveneens uitgegaan van deze waarden.

De tabellen A1 en A2 geven een overzicht van de rekenwaarden voor de mechanische eigenschappen bij kamertemperatuur.

Tabel A1. Aangehouden rekenwaarden voor de mechanische eigenschappen van het beton.
Design values taken into account for the mechanical properties of the concrete.

betonsterkte- klasse	karacteristieke cilinderdruk- sterkte f'_{ck} (N/mm ²)	rekenwaarde voor de druksterkte f'_c (N/mm ²)	elasticiteits- modulus E'_c (N/mm ²)
C 20	20	20	20000
C 30	30	30	30000
C 40	40	40	40000

Tabel A2. Aangehouden rekenwaarden voor de mechanische eigenschappen van de wapening en het constructiestaal.

Design values taken into account for the mechanical properties of the reinforcement and the structural steel.

staal	rekenwaarde (N/mm ²)	elasticiteitsmodulus (N/mm ²)
betonstaal S 400	$f'_s = 400$	$E'_s = 2,1 \cdot 10^5$
constructiestaal Fe 360	$f'_a = 235$	$E'_a = 2,1 \cdot 10^5$

A2.2 Voor toepassing in Nederland aan te houden betonsterkteklassen en staalsoorten

In Nederland is de betonsterkteklasse (B ..) gerelateerd aan de karakteristieke kubusdruksterkte f'_{ck} . De karakteristieke cilinderdruksterkte bedraagt circa $0,8 f'_{ck}$. Dit betekent dus dat de betonsterkteklassen B 25, B 37,5 en B 50 respectievelijk gelijkwaardig zijn aan de Europese sterkteklassen C 20, C 30 en C 40.

Voor het betonstaal kan worden aangehouden FeB 400 of FeB 500 en voor het constructiestaal Fe 360.

Opgemerkt wordt dat de in het rekenmodel aangehouden rekenwaarden voor de mechanische eigenschappen van het beton en de wapening bij kamertemperatuur groter zijn dan die volgens de RSBK 1983 [11]. Zoals in [1] reeds is uiteengezet, wordt in de RSBK 1983 gewerkt met de volgende rekenwaarden bij kamertemperatuur:

- beton:

$$f'_b = 0,88(0,85f'_{bk}) = 0,75f'_{bk}$$

$$E'_b = k \cdot 0,88E'_{bo}$$

waarin:

f'_{bk} = de karakteristieke betondruksterkte

k = 0,5 bij kortstondige belasting

E'_{bo} = de elasticiteitsmodulus betrokken op de oorsprong van het spanning-rek-diagram

- betonstaal:

$$f'_s = 0,88f'_{sk}$$

$$E'_s = 0,88 \cdot 2,1 \cdot 10^5$$

f'_{sk} = de karakteristieke sterkte, waarbij voor FeB 500 geen grotere waarde voor de druksterkte mag worden aangehouden dan 420 N/mm^2

- constructiestaal:

$$f'_a = f'_{ak}$$

$$E'_a = 2,1 \cdot 10^5$$

f'_{ak} = de karakteristieke sterkte

Daar, zoals reeds is opgemerkt, met de aangehouden rekenwaarden een goede overeenstemming werd verkregen tussen gemeten en berekende waarden voor de brandwerendheid, werd het niet noodzakelijk geacht voor Nederland andere grafieken - gebaseerd op de rekenwaarden volgens de RSBK 1983 - te berekenen.

Overigens kan nog worden opgemerkt dat de afname van stijfheid van het beton bij hogere spanningen bij het rekenmodel in rekening worden gebracht door te werken met de spanningsafhankelijke tangentmodulus (zie hoofdstuk 2 en het voorgaande), terwijl in de RSBK 1983 daarvoor de globale reductiefactor $k = 0,5$ is ingevoerd.

BIJLAGE B

VALIDATIE EN BEPERKINGEN VAN HET REKENMODEL

B1 Motivering

In figuur 8 (hoofdstuk 2) is voor een kolom samengesteld uit een buisprofiel $\varnothing 300 \times 300 \times 7$ en gewapend beton met een wapeningspercentage van 1,1 % de knikkromme weergegeven, berekend volgens zowel het geharmoniseerde model als het Duitse model, indien in laatstgenoemd model de invloed van de thermische spanningen buiten beschouwing wordt gelaten. De overeenstemming blijkt bijzonder goed. Volgens het oorspronkelijke Duitse rekenmodel is de invloed van de thermische spanningen echter bij kniklengten groter dan circa 3,5 m aanzienlijk (zie fig. B1). Met de beschikbare CIDECT-proefresultaten kan echter niet worden bewezen of het Duitse model het effect van de thermische spanningen op een realistische wijze voorspelt, daar de meeste proeven zijn uitgevoerd op kolommen met een kniklengte van 2,0 m tot 3,5 m. Uit figuur B1 kunnen dus geen conclusies worden getrokken betreffende de beperking van het toepassingsgebied van het geharmoniseerde rekenmodel, waarin het effect van de thermische spanningen wordt verwaarloosd. Ten einde bedoelde beperkingen te kunnen aangeven is de correlatie tussen proef- en rekenresultaten nader geanalyseerd.

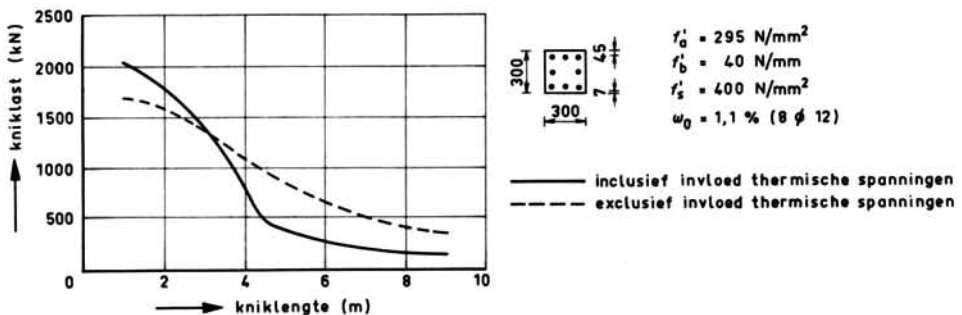


Fig. B1. Vergelijking van een knikkromme voor een standaardbrandduur van 90 minuten, berekend volgens het Duitse rekenmodel zonder en met invloed van de thermische spanningen.

Comparison of a buckling curve for a standard fire duration of 90 minutes, calculated according to the German calculation model, with and without the influence of thermal stresses.

B2 Vergelijking van de berekende en de gemeten brandwerendheid

Voor de vergelijking van de berekende en de gemeten brandwerendheid is uit de proeven van het CIDECT-programma een representatieve steekproef van 15 kolommen genomen (zie tabel B1). Een grafische weergave van de correlatie tussen de berekende en de gemeten resultaten in termen van brandwerendheid is gegeven in figuur B2. Voor enige details met betrekking tot de proeven zij verwezen naar tabel B1. Geconcludeerd kan worden dat theorie en experiment goed met elkaar overeenstemmen.

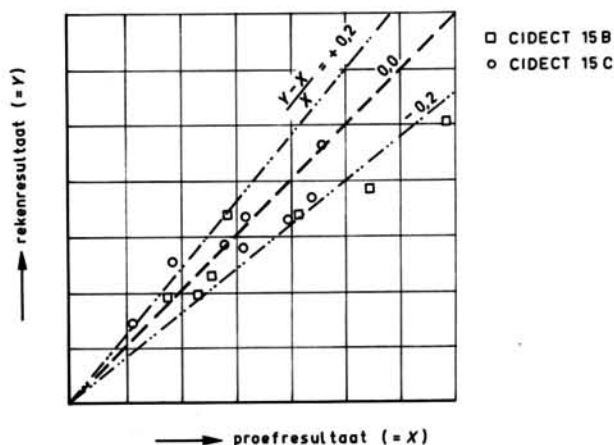


Fig. B2. Vergelijking van de gemeten en de berekende brandwerendheid.
Comparison of the measured and calculated fire resistance.

B3 Beperking van het toepassingsgebied

Van de kolommen gegeven in tabel B1 is de verhouding tussen de berekende brandwerendheid (= Y) en de gemeten brandwerendheid (= X) weergegeven als functie van:

- de kniklengte (zie fig. B3a);
- de afmeting van de dwarsdoorsnede (zie fig. B3b);
- het wapeningspercentage (zie fig. B3c).

De regressielijn is in genoemde figuren eveneens weergegeven. In het ideale geval zouden alle punten op een horizontale lijn $Y/X = 1,0$ moeten liggen. Systematische fouten in het rekenmodel zullen leiden tot een helling van de regressielijnen.

Uit de figuren B3b en B3c volgt dat het rekenmodel de invloed van het wapeningspercentage en de dwarsdoorsnede redelijk goed beschrijft. Dit geldt echter in veel mindere mate voor de kniklengte, wat wordt veroorzaakt door het buiten beschouwing laten van de invloed van de thermische spanningen. Op grond van figuur B1 kan immers

worden verwacht dat – indien de invloed van deze spanningen wordt verwaarloosd – bij toenemende kniklengte het rekenmodel de brandwerendheid in toenemende mate zal overschatten.

Indien een afwijking van 20 % ten opzichte van het gemiddelde proefresultaat wordt geaccepteerd, volgt dat de toepassing van het geharmoniseerde model beperkt moet blijven tot kolommen met een kniklengte van ten hoogste 4,5 m. De meeste praktijkgevallen zullen in dit gebied vallen.

De waarden van andere parameters, zoals de dwarsafmeting, het wapeningspercentage en de brandwerendheid, dienen eveneens te vallen in het gebied waarbinnen de experimentele verificatie heeft plaatsgehad. De volgende extra begrenzings gelden daarom:

$$140 \text{ mm} \leq \text{dwarsafmeting} \leq 410 \text{ mm}$$




$$0 \% \leq \text{wapeningspercentage} \leq 5 \%$$

$$30 \text{ min} \leq \text{brandwerendheid} \leq 120 \text{ min}$$

Tabel B1. Overzicht van de geselecteerde CIDECT-proeven en berekende brandwerendheid volgens het geharmoniseerde model.

Overview of the selected CIDECT-tests and calculated fire resistance according to the harmonized model.

nr.	aanduiding	kolom- lengte (m)	rand- voor- waarden*	dwars- afmeting s (mm)	wapenings- percentage ω_0 (%)	gemeten brand- werendheid (min)	berekende brand- werendheid (min)
1	74.8205	3,60	C	140	1,1	46	39
2	74.8223	3,60	C	160	3,7	35	38
3	77.U68/T68	3,60	B	200	1,7	83	68
4	76.U35/T34	3,60	C	225	1,6	137	101
5	77.U49/T49	3,60	C	260	2,0	109	77
6	76.U33/T32	3,60	C	300	3,1	57	68
7	F.3403	3,60	C	350	2,1	51	46
8	BR.79.1/1	4,20	B	200	2,9	63	56
9	BR.80.1/9	4,20	B	260	1,7	37	51
10	BR.80.1/14	5,20	B	300	1,2	92	93
11	BR.80.1/16	4,20	B	200	0,9	23	29
12	BR.80.1/19	4,20	A	200	2,9	79	66
13	BR.82.1/24	4,20	B	220	4,4	88	74
14	BR.82.1/25	4,20	B	260	3,8	64	67
15	BR.82.1/26	4,20	B	300	3,6	56	57

* A:  B:  C: 

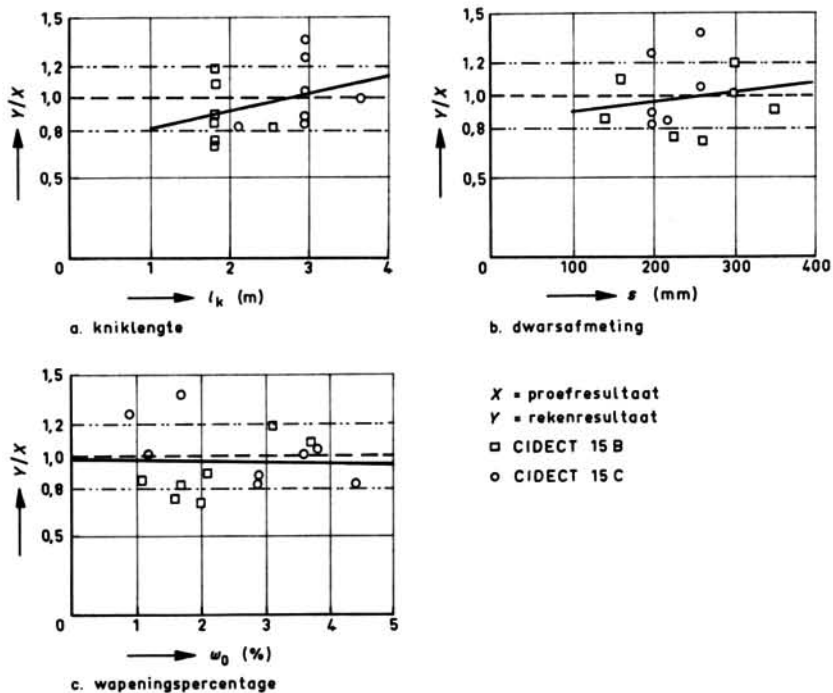


Fig. B3. Verhouding tussen de berekende en de gemeten brandwerendheid als functie van de kniklengte, de dwarsafmeting en het wapeningspercentage.

Ratio between the calculated and measured fire resistance as a function of the buckling length, the cross-section and the reinforcement percentage.

BIJLAGE C

LITERATUUR

1. SG/CUR-rapport 5, Brandwerendheid van staal-beton kolommen, deel 1. I-profielen met beton tussen de flenzen, I-profielen omstort met beton. Gezamenlijke publikatie van Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam en Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda, maart 1989.
2. TWILT, L. en J. WITTEVEEN, Brandveiligheid staalconstructies. Staalcentrum Nederland/ Staalbouwkundig Genootschap, 2e druk, Rotterdam, september 1985.
3. Rekenkundige bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen: staalconstructies (RBB-staalconstructies). Concept NEN 3888.
4. TWILT, L., J. WARDENIER en A. K. DE GROOT, Toepassing van buisprofielen bij staal-beton kolommen III - Beoordeling van het gedrag bij brand. Bouwen met Staal, september 1982.
5. GRANDJEAN, G., J. P. GRIMAULT en L. PETIT, Détermination de la durée au feu des profils creux remplis de béton. Cometube, 1980.
6. GRIMAULT, J. P., New proposal for taking into account the influence of small eccentricities or small moments. Cometube, 1983.
7. KORDINA, K. en W. KLINGSCH, Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und massiven Stahlstützen ohne Beton. Programm P35 der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.v., 1983.
8. QUAST, U., R. HASS en R. RUDOLPH, STABA-F, a computer programme for the determination of load bearing and deformation behaviour of uni-axial structural elements under fire actions. Technische Universität-Braunschweig, maart 1984.
9. TWILT, L. en P. W. VAN DE HAAR, Harmonization of the calculation rules for the fire resistance of concrete filled HSS-columns. CIDECT-programme 15F; WG „Fire resistance”. Rapport IBBC-TNO, nr. B-86-461, augustus 1986.
10. Document Technique Unifié, Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, oktober 1987.
11. RSBK 1983, Richtlijnen voor het ontwerp en de vervaardiging van staal-beton kolommen. Onderdeel van het SG/CUR-rapport „Staal-beton kolommen”. Gezamenlijke publikatie van het Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam en de CUR, Gouda, juli 1983.
12. GRIMAULT, J. P., Calcul à l'incendie des profils creux remplis du béton. Manuel Pratique. Cometube, Parijs, juni 1982.
13. Eurocode nr. 4, Gemeenschappelijke uniforme richtlijnen voor staal-betonconstructies. Rapport EUR 988 NL. Commissie van de Europese Gemeenschappen, Luxemburg, 1985.
14. VAN DE HAAR, P. W., De berekening van het plastische moment en de plastische normaalkracht van samengestelde staal-beton doorsneden. Rapport IBBC-TNO, nr. BI-87-74, december 1987.
15. Rekenkundige bepaling van de brandwerendheid van bouwdelen: betonconstructies in grindbeton (RBB-betonconstructies). Concept NEN 3887.
16. Syllabus van de leergang „Brandveilig ontwerpen”. Technische Universiteit Delft, 23/24 mei 1985.

BIJLAGE D

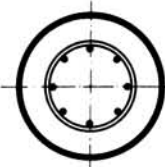
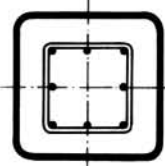
GRAFIEKEN VOOR DE BEOORDELING VAN DE BRANDWERENDHEID

Tabel D1 geeft een overzicht van de in deze bijlage opgenomen knikkrommen voor de beoordeling van de brandwerendheid van kolommen bestaande uit met gewapend beton gevulde buisprofielen, met ronde of vierkante doorsnede. Voor een toelichting op het gebruik van de grafieken en voor bepalingen met betrekking tot ontwerp en uitvoering wordt verwezen naar hoofdstuk 3.

In tabel D2 zijn de benodigde staafmiddellijnen gegeven als functie van het wapeningspercentage. In deze tabel is bovendien de afstand a van het hart van de langwapening tot de binnenzijde van het profiel opgenomen.

Tabel D1. Overzicht van de grafieken voor de beoordeling van de brandwerendheid van met gewapend beton gevulde stalen buiskolommen*.

Overview of the graphs for the assessment of the fire resistance of HSS-columns filled with reinforced concrete.

figuur	brandwerendheid (min)	buisprofiel	doorsnede
		afmetingen	
D1	60 90 120	219,1 × 4,5	
D2	60 90 120	244,5 × 5	
D3	60 90 120	273 × 5	
D4	60 90 120	329,9 × 5,6	
D5	60 90 120	355,6 × 5,6	
D6	60 90 120	406,4 × 6,3	
D7	30 60 90	180 × 180 × 6,3	
D8	30 60 90	200 × 200 × 6,3	
D9	30 60 90	220 × 220 × 6,3	
D10	60 90 120	250 × 250 × 6,3	
D11	60 90 120	260 × 260 × 6,3	
D12	60 90 120	300 × 300 × 7,1	
D13	60 90 120	350 × 350 × 8	
D14	60 90 120	400 × 400 × 10	

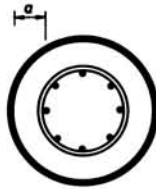
* constructiestaal: Fe 360, betonstaal: FeB 400
betonsterkteklassen: B 25 (C 20), B 37,5 (C 30) en B 50 (C 40)
wapeningspercentages: 1,0, 2,5 en 4 %.

Tabel D2. Karakteristieke gegevens met betrekking tot de langswapening.
 Characteristic data with respect to the longitudinal reinforcement.

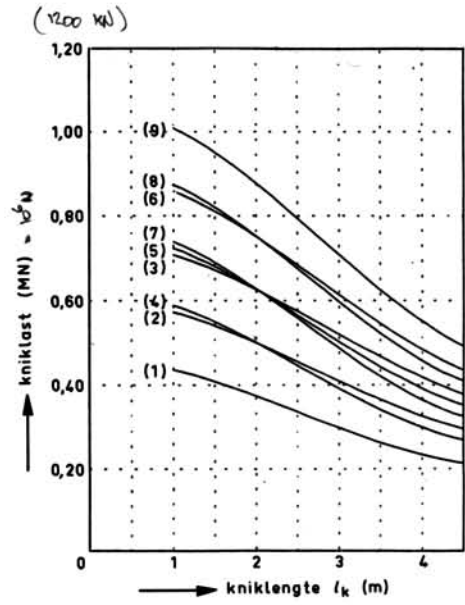
buisprofiel		wapeningspercentage (%)						
afmetingen $s \times t$ (mm)	afstand a (mm)	doorsnede	1		2,5		4	
			\varnothing_1 (mm)	\varnothing_2 (mm)	\varnothing_1 (mm)	\varnothing_2 (mm)	\varnothing_1 (mm)	\varnothing_2 (mm)
219,1 × 4,5	30		8	8	12	12	16	16
244,5 × 5,0	31		8	8	16	12	20	16
273,0 × 5,0	34		10	10	16	16	20	20
323,9 × 5,6	40		12	12	20	16	25	20
355,6 × 5,6	44		12	12	20	20	25	25
406,4 × 6,3	51		14	14	25	20	32	25
180 × 180 × 6,3	30		8	8	12	10	16	12
200 × 200 × 6,3	30		8	8	12	12	16	16
220 × 220 × 6,3	30		10	8	16	12	20	16
250 × 250 × 6,3	31		10	10	16	16	20	20
260 × 260 × 6,3	33		10	10	16	16	20	20
300 × 300 × 7,1	38		12	12	20	16	25	25
350 × 350 × 8,0	44		16	12	25	20	32	25
400 × 400 × 10,0	50		16	16	25	25	32	32

staal soort buisprofiel Fe 360
 staal soort betonstaal FeB 400

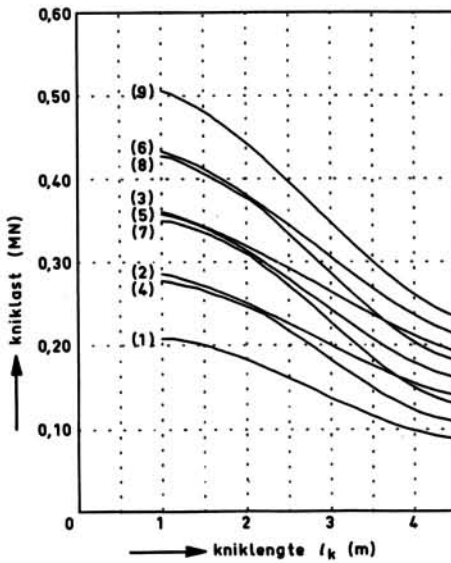
		w_0
(1)	B 25	1,0
(2)	B 25	2,5
(3)	B 25	4,0
(4)	B 37,5	1,0
(5)	B 37,5	2,5
(6)	B 37,5	4,0
(7)	B 50	1,0
(8)	B 50	2,5
(9)	B 50	4,0



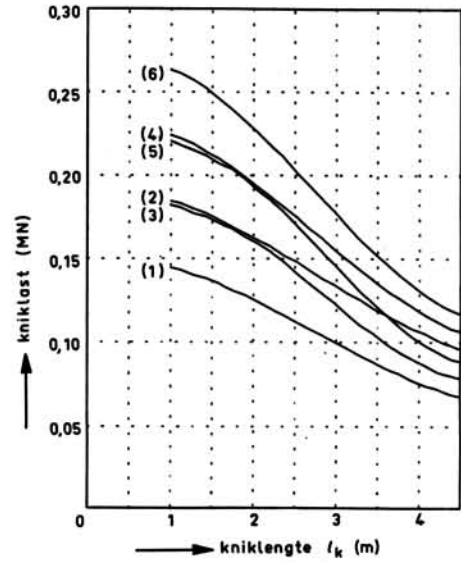
buisprofiel ϕ 219,1 x 4,5



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min

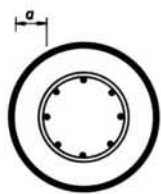


c. brandwerendheid 120 min

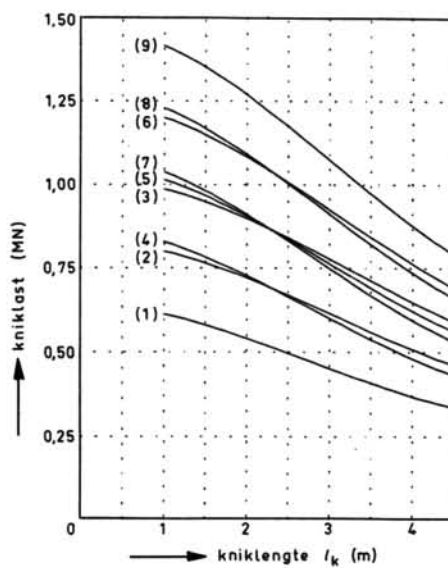
Fig. D1.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

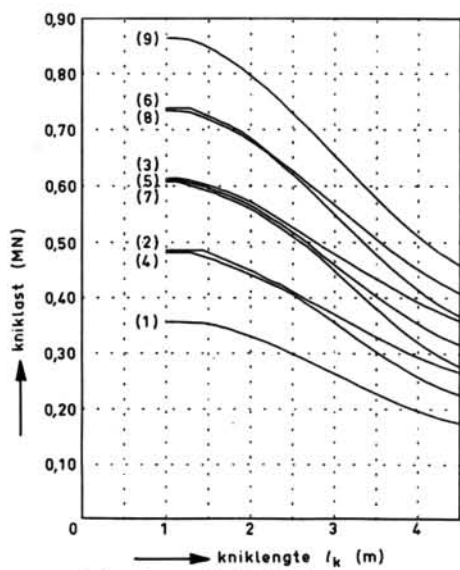
	ω_0
(1) B 25	1,0
(2) B 25	2,5
(3) B 25	4,0
(4) B 37,5	1,0
(5) B 37,5	2,5
(6) B 37,5	4,0
(7) B 50	1,0
(8) B 50	2,5
(9) B 50	4,0



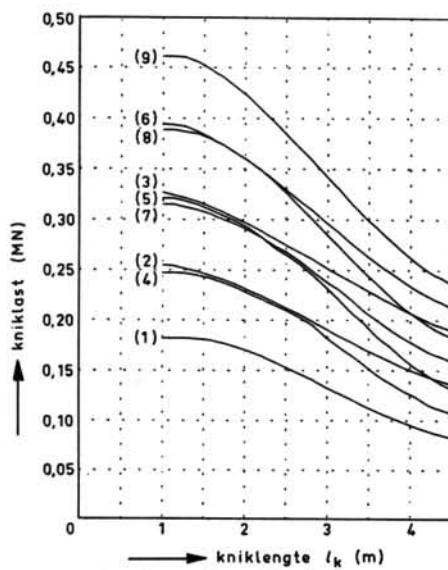
buisprofiel ϕ 264,5 x 5



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min

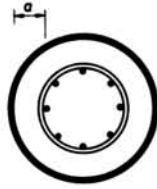


c. brandwerendheid 120 min

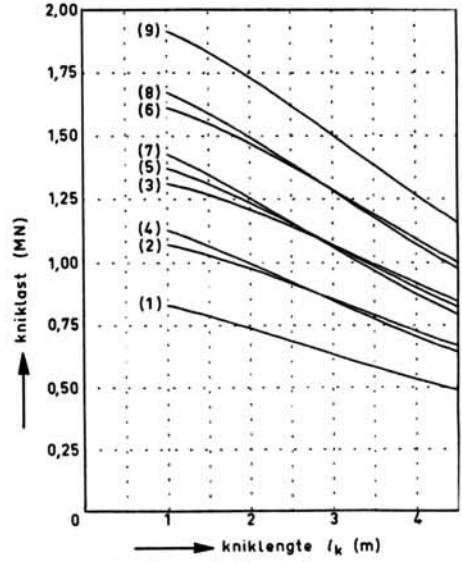
Fig. D2.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

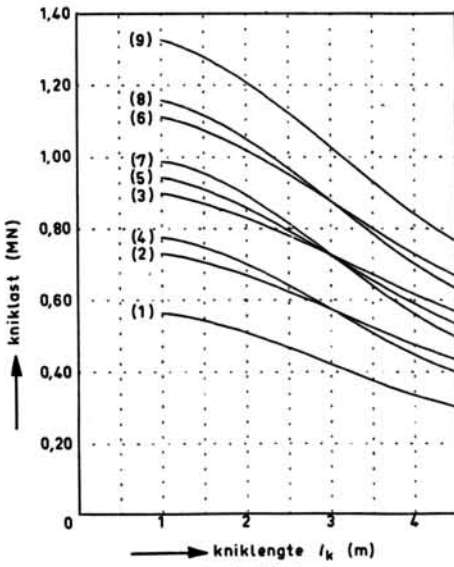
		w_0
(1)	B 25	1,0
(2)	B 25	2,5
(3)	B 25	4,0
(4)	B 37,5	1,0
(5)	B 37,5	2,5
(6)	B 37,5	4,0
(7)	B 50	1,0
(8)	B 50	2,5
(9)	B 50	4,0



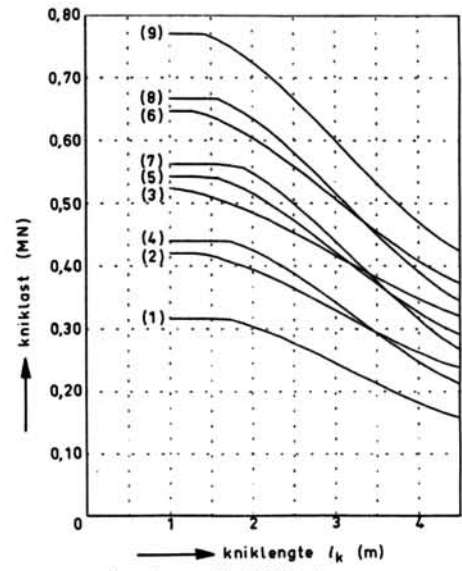
buisprofiel ϕ 273 x 5



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min

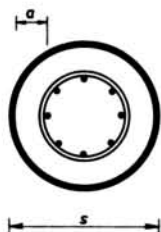


c. brandwerendheid 120 min

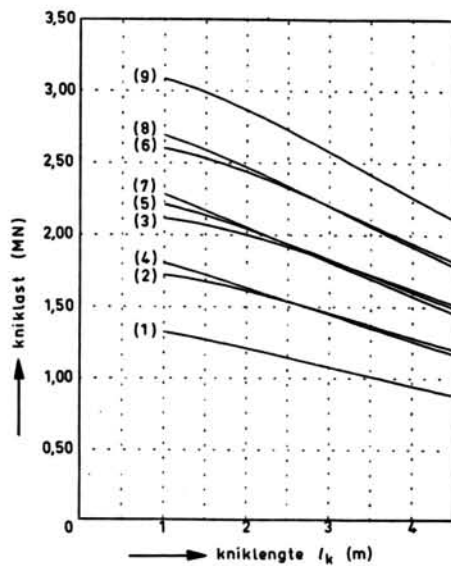
Fig. D3.

staal soort buisprofiel Fe 360
 staal soort betonstaal Fe B 400

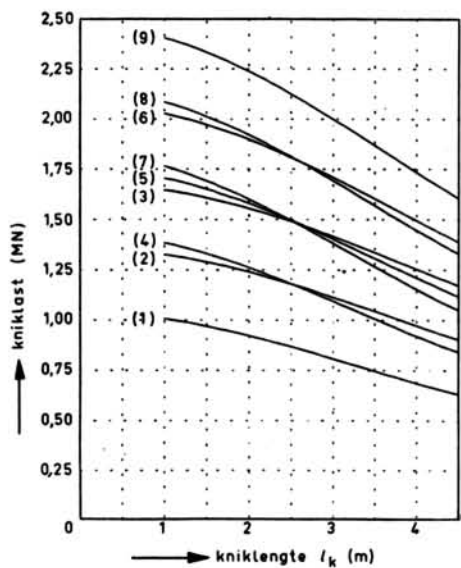
		w_0
(1)	B 25	1,0
(2)	B 25	2,5
(3)	B 25	4,0
(4)	B 37,5	1,0
(5)	B 37,5	2,5
(6)	B 37,5	4,0
(7)	B 50	1,0
(8)	B 50	2,5
(9)	B 50	4,0



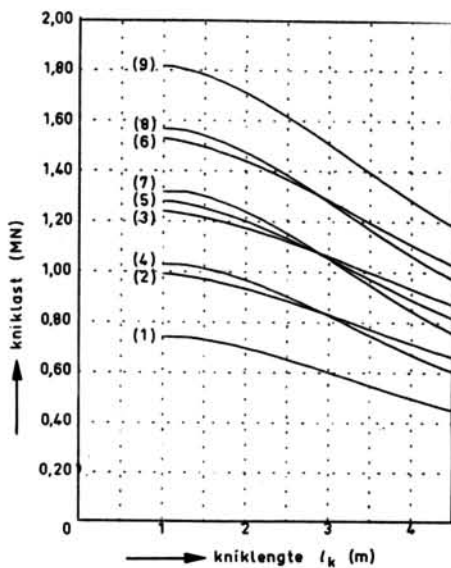
buisprofiel ϕ 329,9 x 5,6



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min

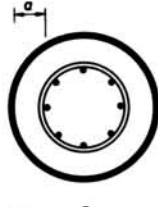


c. brandwerendheid 120 min

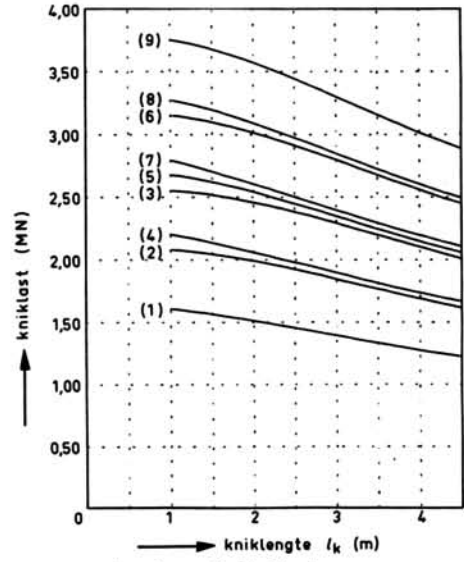
Fig. D4.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

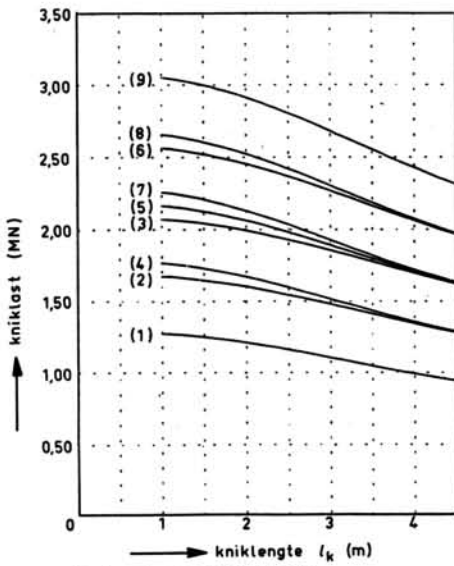
		w_0
(1)	B 25	1,0
(2)	B 25	2,5
(3)	B 25	4,0
(4)	B 37,5	1,0
(5)	B 37,5	2,5
(6)	B 37,5	4,0
(7)	B 50	1,0
(8)	B 50	2,5
(9)	B 50	4,0



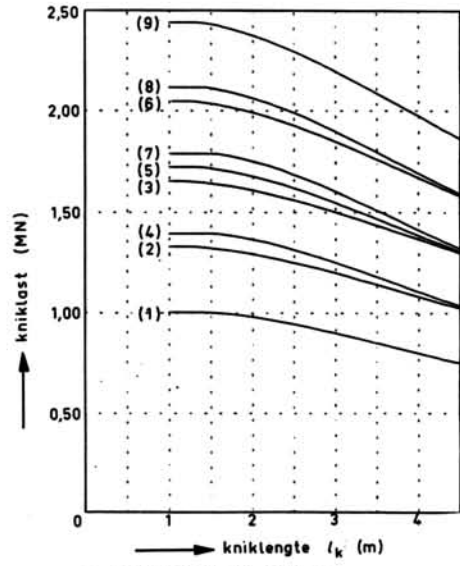
buisprofiel ϕ 355,6 x 5,6



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min

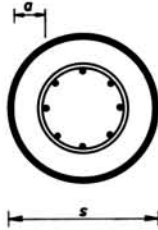


c. brandwerendheid 120 min

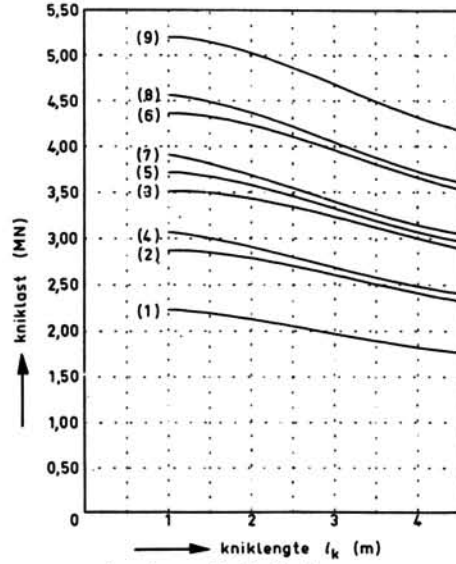
Fig. D5.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

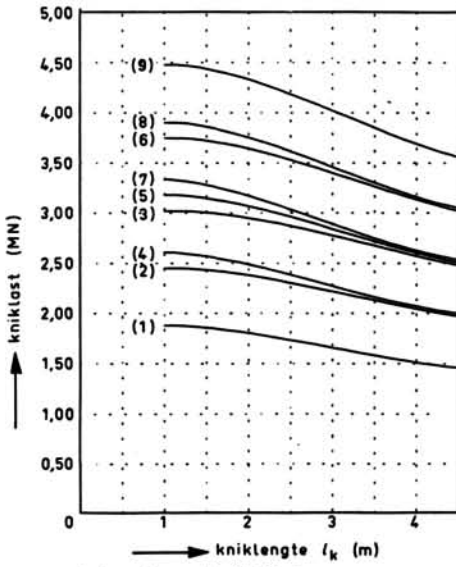
	w_0
(1)	B 25 1,0
(2)	B 25 2,5
(3)	B 25 4,0
(4)	B 37,5 1,0
(5)	B 37,5 2,5
(6)	B 37,5 4,0
(7)	B 50 1,0
(8)	B 50 2,5
(9)	B 50 4,0



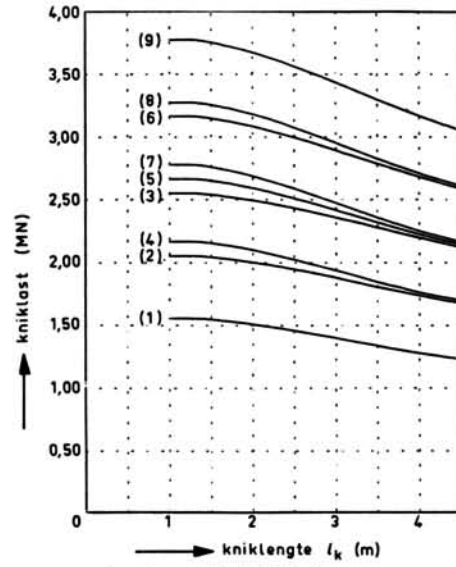
buisprofiel ϕ 406,4 x 6,3



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min

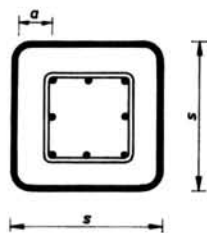


c. brandwerendheid 120 min

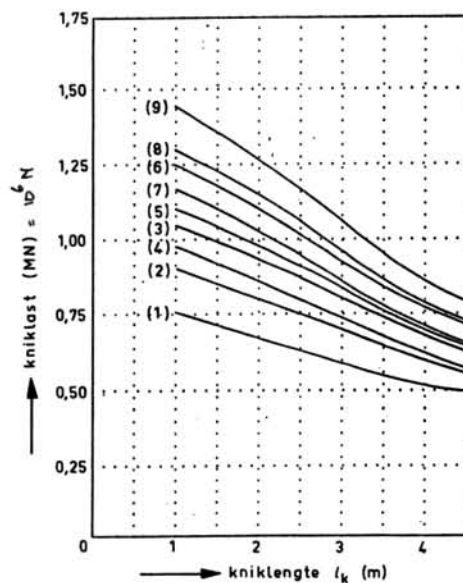
Fig. D6.

staal soort buisprofiel Fe 360
 staal soort betonstaal FeB 400

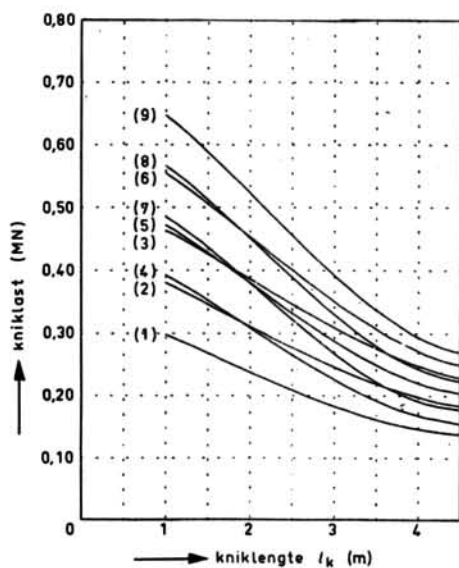
		w_0
(1)	B 25	1,0
(2)	B 25	2,5
(3)	B 25	4,0
(4)	B 37,5	1,0
(5)	B 37,5	2,5
(6)	B 37,5	4,0
(7)	B 50	1,0
(8)	B 50	2,5
(9)	B 50	4,0



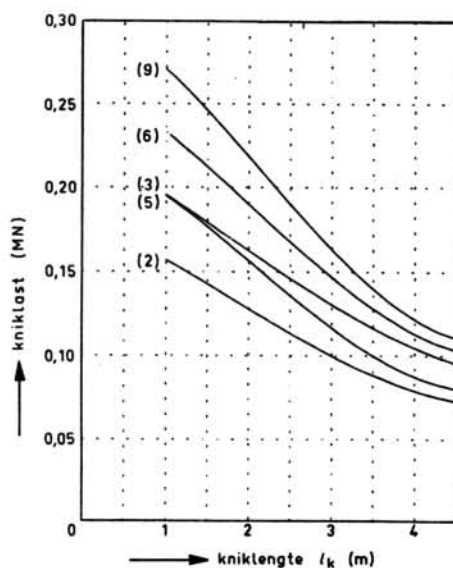
buisprofiel \square 180 x 180 x 6,3



a. brandwerendheid 30 min



b. brandwerendheid 60 min

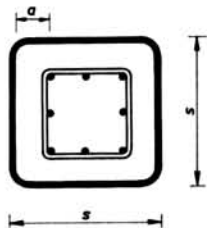


c. brandwerendheid 90 min

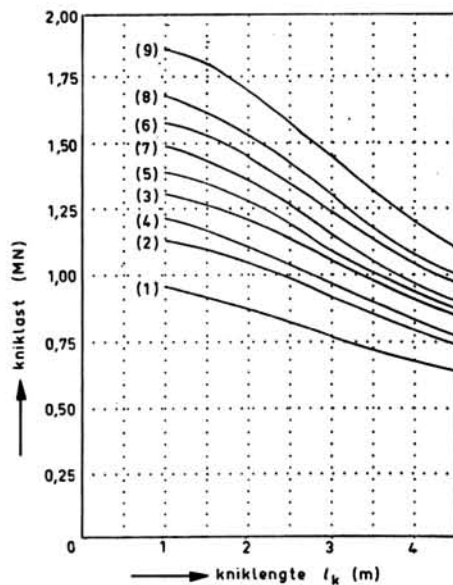
Fig. D7.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

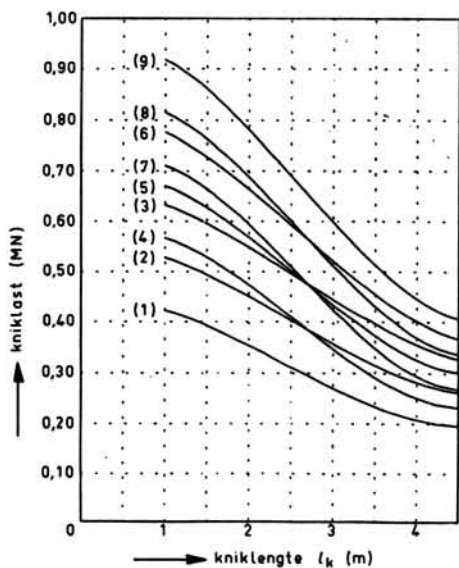
		ω_0
(1)	B 25	1,0
(2)	B 25	2,5
(3)	B 25	4,0
(4)	B 37,5	1,0
(5)	B 37,5	2,5
(6)	B 37,5	4,0
(7)	B 50	1,0
(8)	B 50	2,5
(9)	B 50	4,0



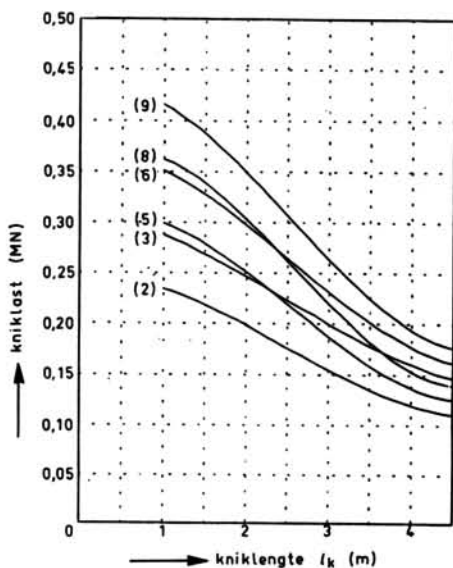
buisprofiel \varnothing 200 x 200 x 6,3



a. brandwerendheid 30 min



b. brandwerendheid 60 min

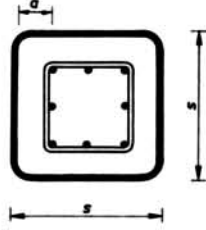


c. brandwerendheid 90 min

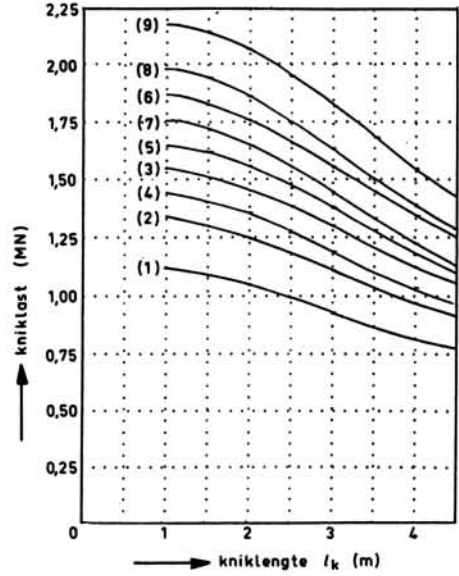
Fig. D8.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

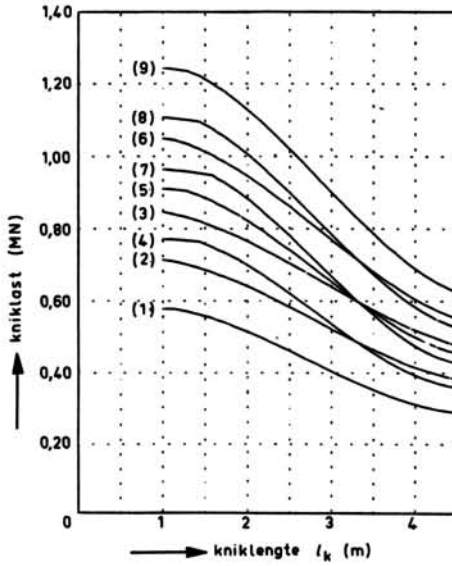
		w_0
(1)	B 25	1,0
(2)	B 25	2,5
(3)	B 25	4,0
(4)	B 37,5	1,0
(5)	B 37,5	2,5
(6)	B 37,5	4,0
(7)	B 50	1,0
(8)	B 50	2,5
(9)	B 50	4,0



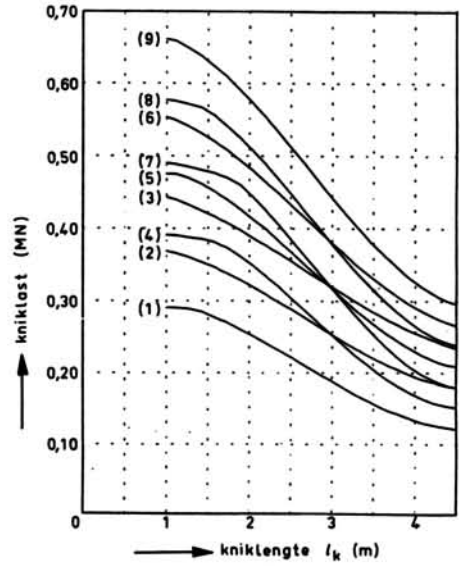
buisprofiel ϕ 220 x 220 x 6,3



a. brandwerendheid 30 min



b. brandwerendheid 60 min

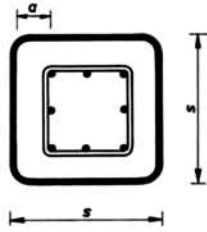


c. brandwerendheid 90 min

Fig. D9.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

	w_0
(1)	B 25 1,0
(2)	B 25 2,5
(3)	B 25 4,0
(4)	B 37,5 1,0
(5)	B 37,5 2,5
(6)	B 37,5 4,0
(7)	B 50 1,0
(8)	B 50 2,5
(9)	B 50 4,0



buisprofiel \square 250 x 250 x 6,3

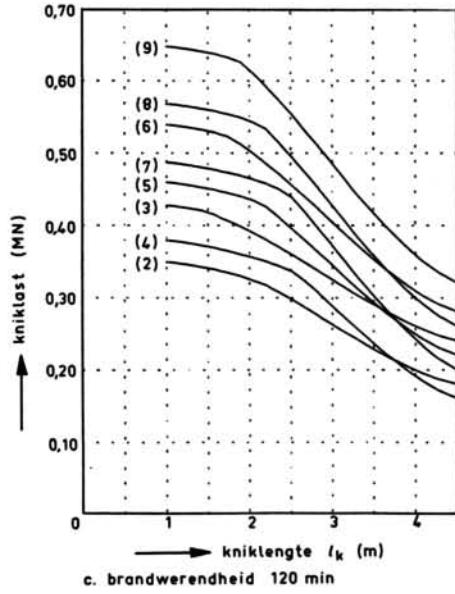
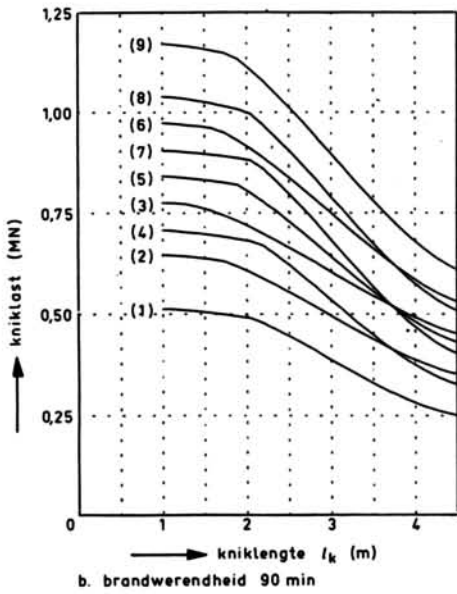
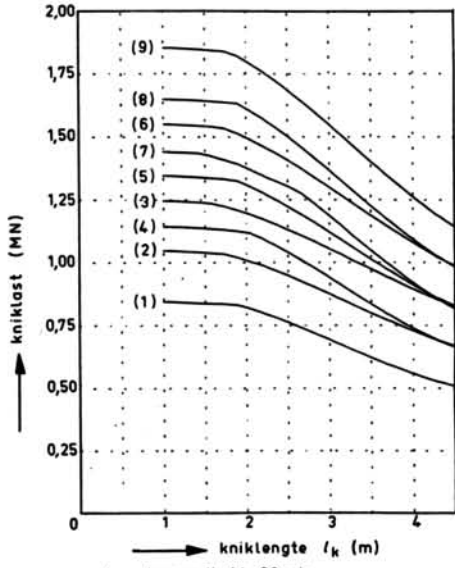
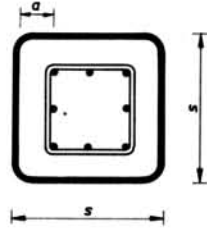


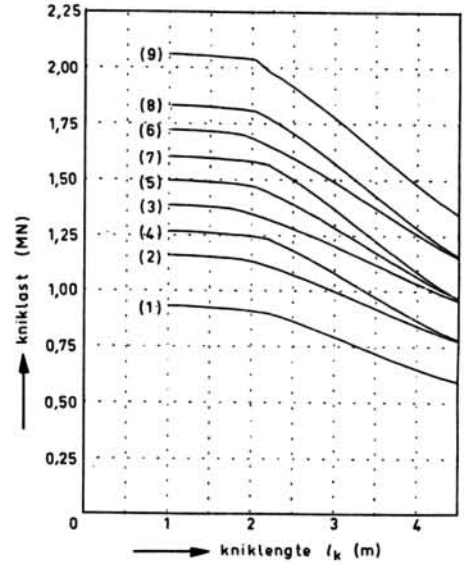
Fig. D10.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

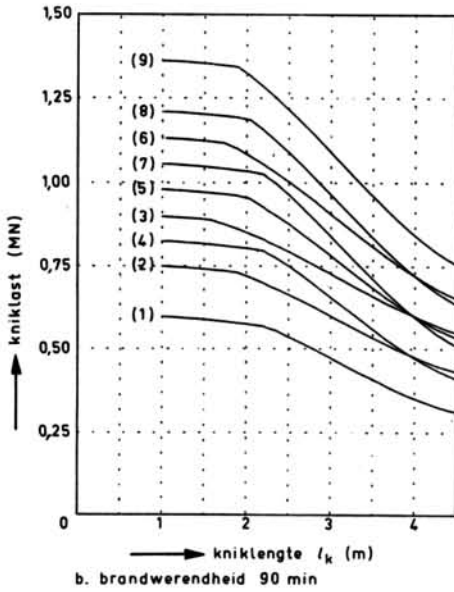
	ω_0
(1)	B 25 1,0
(2)	B 25 2,5
(3)	B 25 4,0
(4)	B 37,5 1,0
(5)	B 37,5 2,5
(6)	B 37,5 4,0
(7)	B 50 1,0
(8)	B 50 2,5
(9)	B 50 4,0



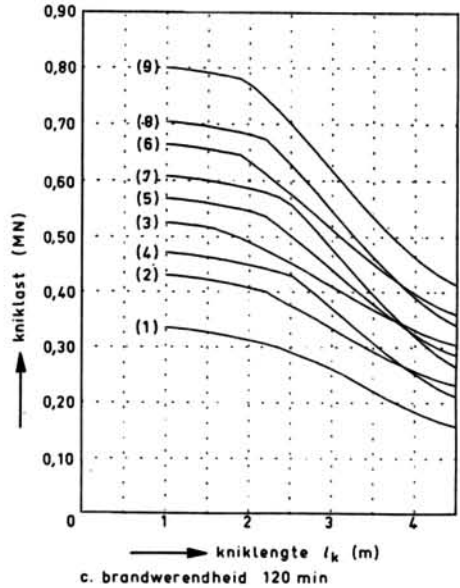
buisprofiel $\square 260 \times 260 \times 6,3$



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min

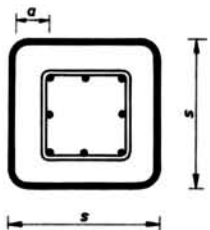


c. brandwerendheid 120 min

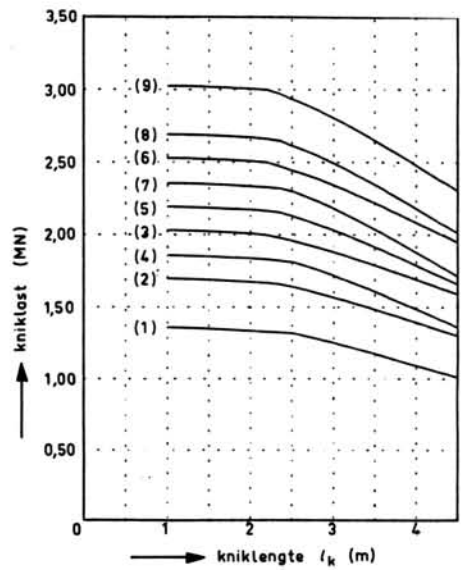
Fig. D11.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

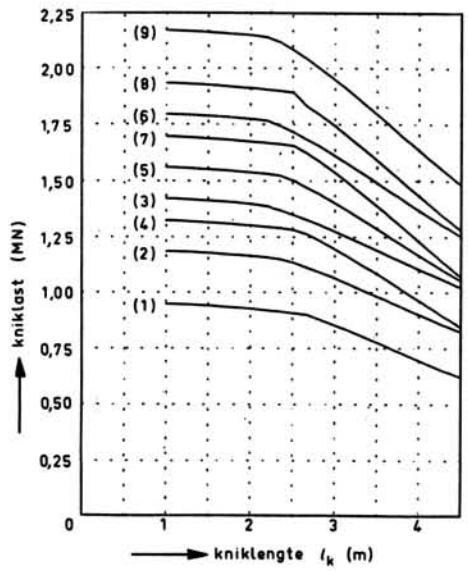
	w_0
(1)	B 25, 1,0
(2)	B 25, 2,5
(3)	B 25, 4,0
(4)	B 37,5, 1,0
(5)	B 37,5, 2,5
(6)	B 37,5, 4,0
(7)	B 50, 1,0
(8)	B 50, 2,5
(9)	B 50, 4,0



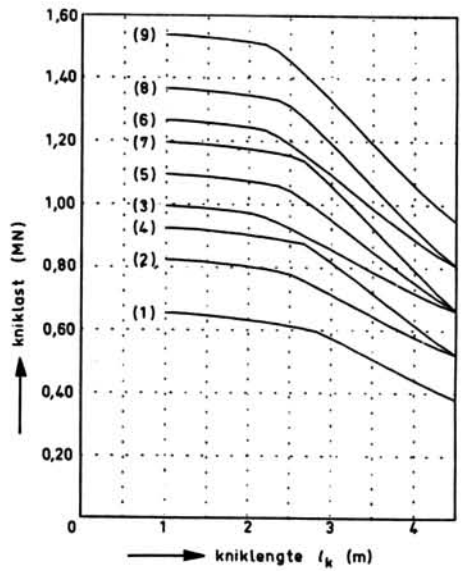
buisprofiel \varnothing 300 x 300 x 7,1



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min

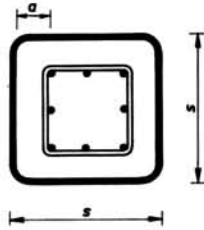


c. brandwerendheid 120 min

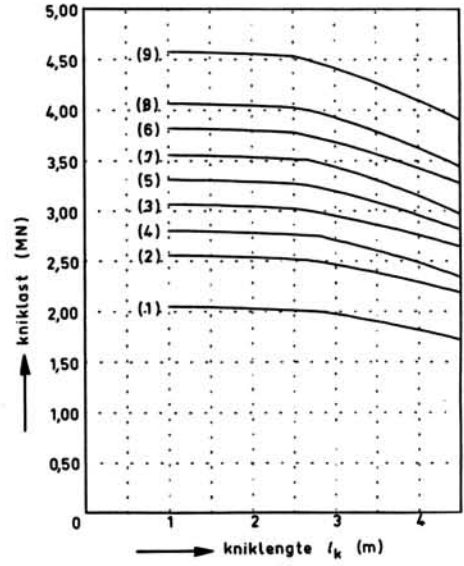
Fig. D12.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

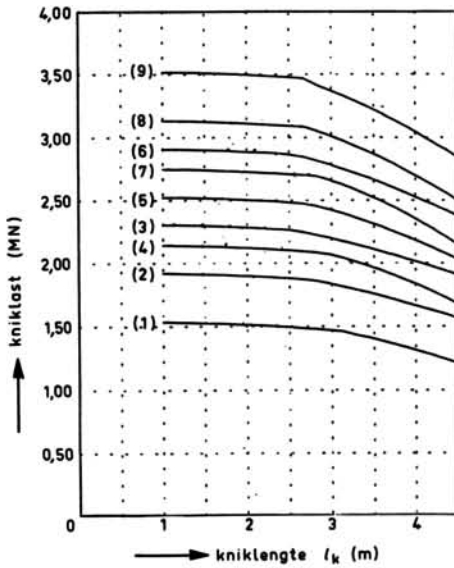
		w_0
(1)	B 25	1,0
(2)	B 25	2,5
(3)	B 25	4,0
(4)	B 37,5	1,0
(5)	B 37,5	2,5
(6)	B 37,5	4,0
(7)	B 50	1,0
(8)	B 50	2,5
(9)	B 50	4,0



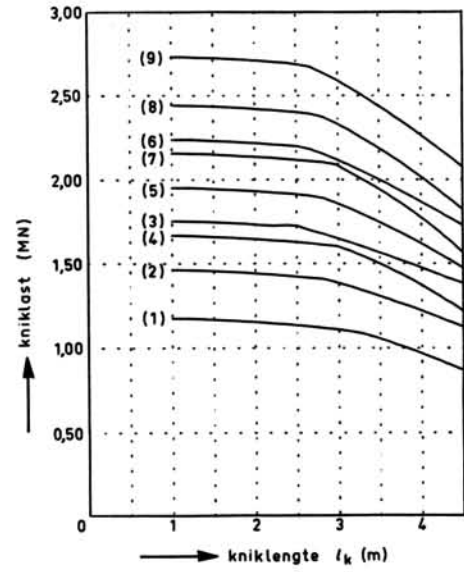
buisprofiel $\square 350 \times 350 \times 8$



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min

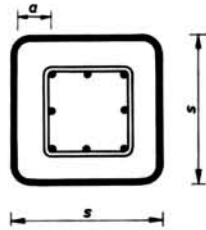


c. brandwerendheid 120 min

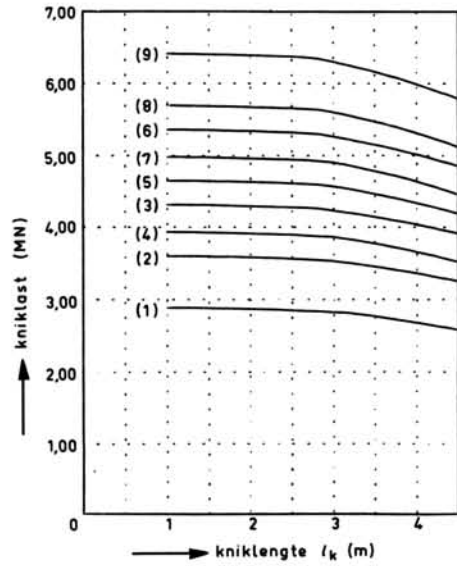
Fig. D13.

staalsoort buisprofiel Fe 360
 staalsoort betonstaal FeB 400

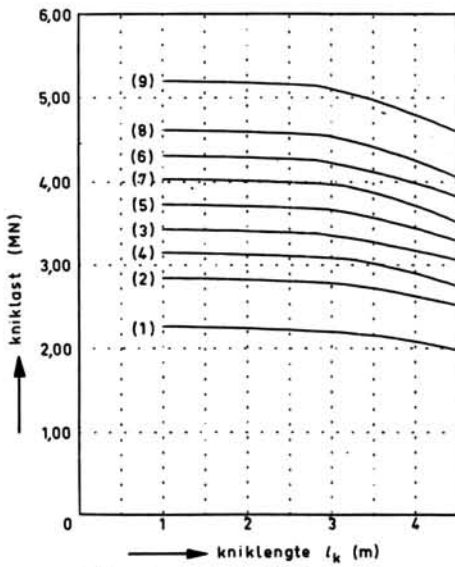
	ω_0
(1)	B 25 1,0
(2)	B 25 2,5
(3)	B 25 4,0
(4)	B 37,5 1,0
(5)	B 37,5 2,5
(6)	B 37,5 4,0
(7)	B 50 1,0
(8)	B 50 2,5
(9)	B 50 4,0



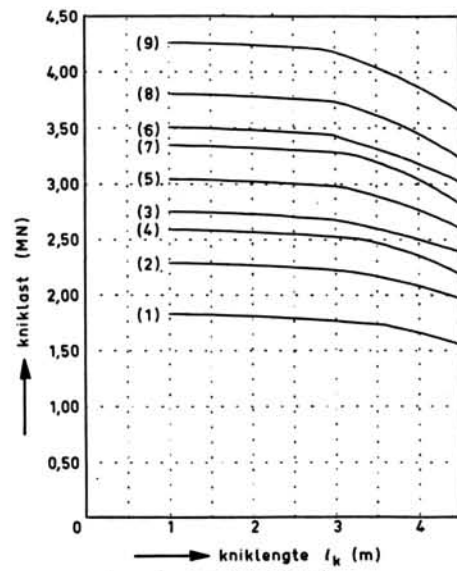
buisprofiel ø 400 x 400 x 10



a. brandwerendheid 60 min



b. brandwerendheid 90 min



c. brandwerendheid 120 min

Fig. D14.

FEUERBESTÄNDIGKEIT VON STAHL/BETON VERBUNDSTÜTZEN Teil 2: Betongefüllte Hohlprofile

Zusammenfassung

Diese Publikation ist als Leitfaden für den Konstrukteur bei der Beurteilung der Feuerwiderstand von betongefüllten Hohlprofil-Verbundstützen gedacht.

In der Einleitung werden das Verhalten von betongefüllten Hohlprofilen bei Feuer und die darüber im Ausland durchgeführten Untersuchungen besprochen. Eine globale Beschreibung des angewendeten Rechenmodells wird in Kapitel 2 gegeben. Dieses Rechenmodell bezieht sich auf eine angepaßte Version eines vorher publizierten französischen Rechenmodells und ist sowohl von der CUR/CS-Kommission als auch vom ECCS-Technical Committee 3 „Fire resistance of steel structures“ anerkannt worden.

Die Knickkurven wurden mit Hilfe des Rechenmodells berechnet. Diese Knickkurven drücken die Relation zwischen dem Tragvermögen bei einer zentrischen Belastung und der Knicklänge bei einer bestimmten Erhitzungsdauer gemäß des Standardbrands aus (30, 60, 90 und 120 Minuten). Die Variablen dazu sind der Querschnitt, der Bewehrungsprozentsatz und die Klasse der Betonfestigkeit. Die Ergebnisse wurden in Beilage D aufgeführt. Der Gebrauch von Knickkurven wird in Kapitel 3 erläutert, während das Anwendungsgebiet und die Knicklänge unter Brandbedingungen gleichfalls besprochen werden. Bestimmungen und Richtlinien bezüglich des Entwurfs und der Ausführung werden auch in diesem Kapitel gegeben. Die Graphiken können auch für exzentrisch belastete Stützen angewendet werden. Dazu muß die äquivalente zentrische Normalkraft berechnet werden; die Hinweise hierzu werden ebenfalls in Kapitel 3 gegeben.

RÉSISTANCE AU FEU DES COLONNES MIXTES ACIER/BÉTON
Volume 2: Colonnes constituées de profils creux remplis de béton

Résumé

La publication a pour but de guider le constructeur dans l'analyse de la résistance au feu des colonnes constituées de profils creux remplis de béton armé.

L'introduction – qui traite entre autres du comportement, en cas d'incendie, des colonnes constituées de profils creux remplis de béton et des études menées à ce sujet à l'étranger – est suivie d'une description globale, au chapitre 2, du modèle de calcul employé. Ce modèle de calcul est en fait une version adaptée d'un modèle de calcul français publié antérieurement et a été accepté tant par la commission CUR/ICS que par le ECCS-Technical Committee 3 „Fire safety of steel structures”.

Ce modèle de calcul a permis de calculer les courbes de flambement. Ces courbes de flambement donnent le rapport entre la force portante sous une charge centrale et la longueur de flambage pour une certaine durée d'échauffement dans une incendie standard (30, 60, 90 et 120 minutes). Les variables sont ici la dimension transversale, le pourcentage d'armatures et la classe de résistance du béton. Les résultats sont présentés dans l'annexe D. L'emploi des courbes de flambement est commenté au chapitre 3, de même que le domaine d'application et la longueur de flambage en cas d'incendie. Ce chapitre donne également des prescriptions/directives concernant la conception et l'exécution. Les graphiques peuvent être également utilisés pour des colonnes sous une charge excentrée. A cette fin, il faut calculer la contrainte normale centrale équivalente; les indications à cet effet se trouvent également au chapitre 3.

FIRE RESISTANCE OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE COLUMNS

Part 2: Concrete-filled hollow section columns

Summary

This publication is intended to guide the designer in the assessment of the fire resistance of reinforced concrete-filled HSS-columns.

The fire behaviour of concrete-filled HSS-columns, as well as research performed on this subject abroad, are dealt with in the introduction. Next, Chapter 2 presents a general description of the calculation model employed. This calculation model is an adapted version of a previously published French calculation model and has been accepted by both the CUR/CS committee and the ECCS Technical Committee 3 „Fire safety of steel structures“.

This calculation model was used to compute the buckling curves. These buckling curves give the relation between the load-bearing capacity under an axial load and the effective buckling length for a certain duration of standard fire exposure (30, 60, 90, and 120 minutes). The parameters are the cross-section, the reinforcement percentage, and the strength class of concrete. Design graphs are presented in Appendix D. The (field of) application of buckling curves and the effective length (in buckling) at elevated temperatures are discussed in Chapter 3. This chapter also presents specifications/guidelines regarding the design and the construction. The graphs are applicable to eccentrically loaded columns also. The equivalent axial normal force must be computed to that end; indications thereto can be found in Chapter 3 as well.

