



DEEL 3

MECHANISCHE RESPONSE

door

B. Zhao
CTICM

INHOUD

1	INLEIDING.....	3
1	HET cONSTRUCTIEF BRANDVEILIGHEIDSONTWERP VAN STAAL- EN STAAL-BETONCONSTRUCTIES	5
1.1	Uitgangspunten.....	5
1.2	Combinatieregels voor de mechanische belasting volgens Eurocode	5
1.3	Mechanische materiaaleigenschappen bij verhoogde temperatuur	6
1.3.1	Spanning-rekrelaties bij verhoogde temperatuur	6
1.3.2	Spanning-rekrelaties van beton bij verhoogde temperatuur.	7
1.3.3	Thermische uitzetting van staal en beton.....	8
1.4	Ontwerpprocedure voor de mechanische response van constructies onder brand-omstandigheden.	8
2	Beoordeling van de mechanische respons op basis van de componentenmethode	12
2.1	Tabelarische informatie	12
2.2	Eenvoudige rekenmodellen	14
2.2.1	Voorbeeld van een eenvoudig rekenmodel: brandgedrag van samengestelde staal-betonliggers.....	15
2.2.2	Voorbeeld van een eenvoudig rekenmodel: brandgedrag van stalen I-kolommen met beton tussen de flenzen.....	15
2.3	Beoordeling van de brandwerend op basis van de kritieke temperatuur	16
2.4	Geavanceerde rekenmodellen.....	19
3	Beoordeling van de mechanische response op basis van het brandgedrag van de constructie als geheel.....	21
3.1	Algemene regels	21
3.2	Eisen te stellen aan geavanceerde rekenmodellen voor de mechanische respons	21
3.2.1	Opbouw van de totale rek	22
3.2.2	Kinematisch materiaalmodel, afhankelijk van de temperatuurontwikkeling	22
3.2.3	Iteratieve oplossingsprocedure in geavanceerde rekenmodellen.....	23
3.2.4	Het mechanisch gedrag van beton in de doofperiode	24
3.3	Praktijkvoorbeeld van de analyse van de mechanische response op basis van de beoordeling van het brandgedrag van de constructie als geheel.....	24
3.3.1	Beschrijving van de beoordeelde constructie	24
3.3.2	Modellering van de constructie en van de details.....	25
3.3.3	Mechanische belasting en randvoorwaarden.....	27
3.3.4	Kritische beoordeling van de numerieke resultaten.....	28
3.3.5	Eisen m.b.t. de constructiedetails	30
3.3.6	Praktijkvoorbeeld van een ontwerp gebaseerd op de beoordeling van het brandgedrag van de constructie als geheel	30
4	specifieke overwegingen m.b.t. het brandveiligheidontwerp van staal-betonconstructies	31
5	LITERATUUR	33

Project DIFISEK

WP2: Mechanische response

B. ZHAO

CTICIM-Centre Technique de la Construction Métallique, Frankrijk

1 INLEIDING

De analyse van de mechanische response is de laatste, maar essentiële stap in de beoordeling van het constructiegedrag bij brand. De verschillende elementen van dit proces zijn in fig. 1 weergegeven.

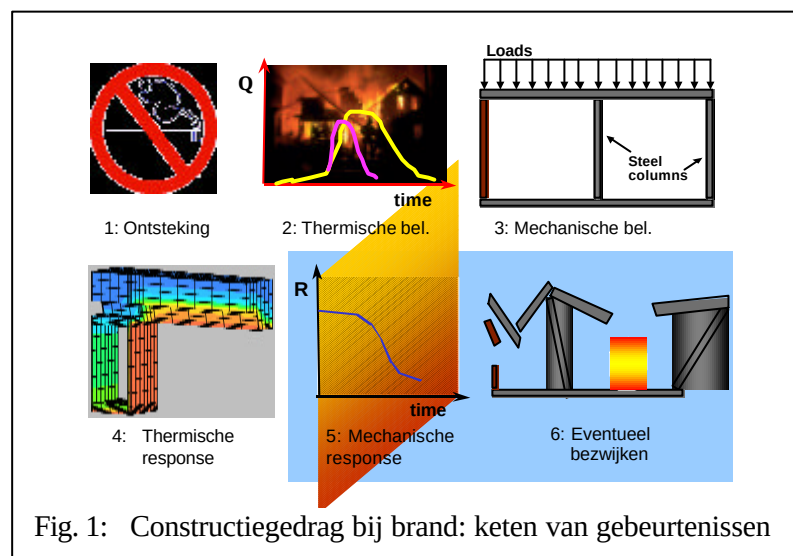
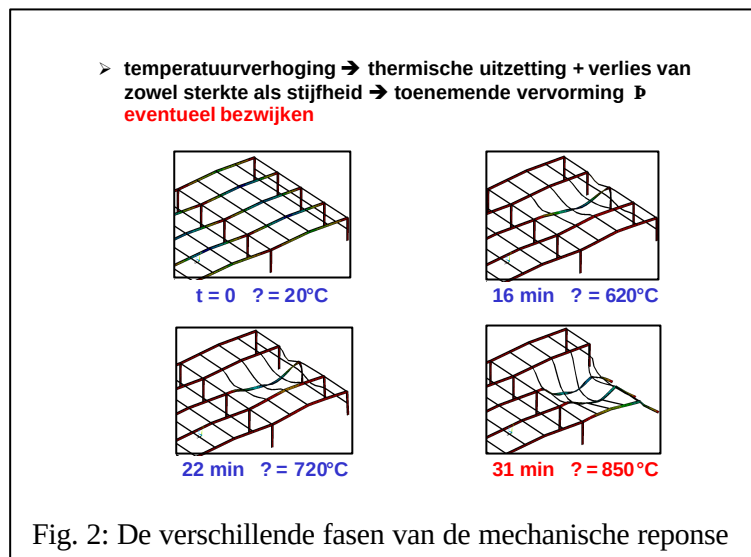


Fig. 1: Constructiegedrag bij brand: keten van gebeurtenissen

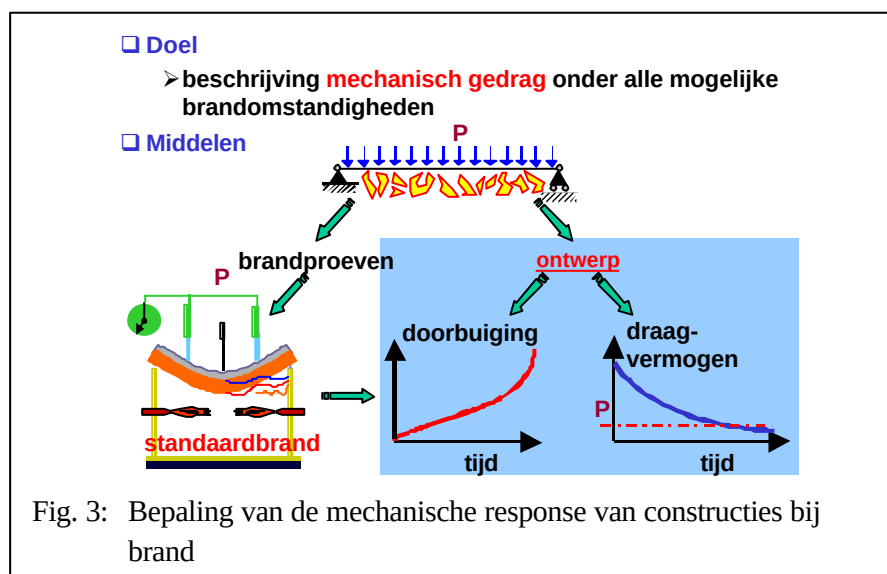
Opgemerkt wordt dat de mechanische response van een constructie, blootgesteld aan brand, bepaald wordt door de verschillende invloeden die zo'n constructie tijdens brand ondergaat. Daarbij zijn de volgende stappen te onderscheiden (zie ook fig. 2).

- toename van de temperatuur in de constructie als gevolg van de warmteuitwisseling met de brandomgeving; dit proces wordt "thermische response" genoemd
- onder invloed van de temperatuurstijging zal (vaak gedeeltelijk verhinderde) thermische uitzetting optreden
- ook zulen, bij een belangrijke temperatuurstijging, de sterkte- en stijfheideigenschappen van de constructiematerialen afnemen, waardoor extra vervormingen zullen optreden
- in sommige gevallen zal de afname van de sterkte en stijfheid zo groot zijn dat de constructie niet meer in staat is de aanwezige belasting te dragen, waardoor bezwijken optreedt.



Het is niet moeilijk om het gedrag van een constructie in globale zin te begrijpen. Echter, voor een ontwerper is het van essentieel belang om dit gedrag nauwkeurig te beschrijven, zodat conclusies ten aanzien van het veiligheidsniveau kunnen worden getrokken. In een constructief brandveiligheidsontwerp worden twee belangrijke wijzen van benadering voor de mechanische response onderscheiden (zie ook fig. 3):

- zoals bekend, kan in beginsel worden uitgegaan van brandproeven om de mechanische response van een constructie of van constructieonderdelen te bepalen; afgezien van de kosten, vormen dergelijke proeven een nuttig middel om het gedrag van constructies bij brand te onderzoeken
- anderzijds is het meer en meer gebruikelijk de mechanische response van constructies of onderdelen daarvan te baseren op berekeningen; het bespreken van de achtergronden van dergelijke berekeningen is het belangrijkste doel van dit deel van de syllabus.



2 HET BRANDVEILIGHEIDSONTWERP VAN STAAL- EN STAAL-BETON-CONSTRUCTIES

2.1 Uitgangspunten

Bij de beoordeling van de mechanische response van staal- en staal-betonconstructies onder brandomstandigheden op basis de Eurocodes, dient rekening te worden gehouden met de volgende zaken:

- de bij brand maatgevende mechanische belasting op de constructie
- de betreffende mechanische materiaaleigenschappen bij verhoogde temperatuur, zoals spanning-rekrelaties, elasticiteitsmodulus en vloeispanning
- de verschillende ontwerp-opties, inclusief hun toepassingsgebied, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen eenvoudige rekenregels en meer geavanceerd ontwerpgereedschap
- specifieke aandachtspunten, zoals speciale constructiedetails en verbindingen.

2.2 Combinatieregels voor de mechanische belasting volgens Eurocode

De maatgevende mechanische belasting bij brand volgt uit (zie ook betr. 6.11 van EN1990):

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} + (\Psi_{1,1} \text{ or } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

met:

$G_{k,j}$:	is	de karakteristieke waarde van de permanente belasting
$Q_{k,1}$:	is	de karakteristieke waarde van maatgevende veranderlijke belasting
$Q_{k,i}$:	is	de karakteristieke waarden van de overige veranderlijke belastingen
$\Psi_{1,1}$:	is	de combinatiefactor m.b.t. de frequente waarde van de veranderlijke belastingen
$\Psi_{2,i}$:	is	de combinatiefactor m.b.t. de quasi-permanente waarde van de veranderlijke belastingen.

Aanbevolen waarden voor de combinatiefactoren $\Psi_{1,1}$ en $\Psi_{2,i}$ zijn weergegeven in annex A, welke is ontleend aan EN1994-1.2. Opgermerkt wordt dat afwijkende waarden kunnen zijn voorgeschreven in Nationale Annexen.

Een ander begrip dat bij de beoordeling van het gedrag van constructies volgens de Eurocode een belangrijke rol speelt is de reductiefactor η_{fi} voor de bij brand maatgevende belasting. Deze

wordt gedefinieerd als $\eta_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d}$ met E_d en $E_{d,fi}$ als het effect van de ontwerpwaarde van

mechanische belasting bij respectievelijk kamertemperatuur en bij brand. Deze reductiefactor kan benaderd worden door:

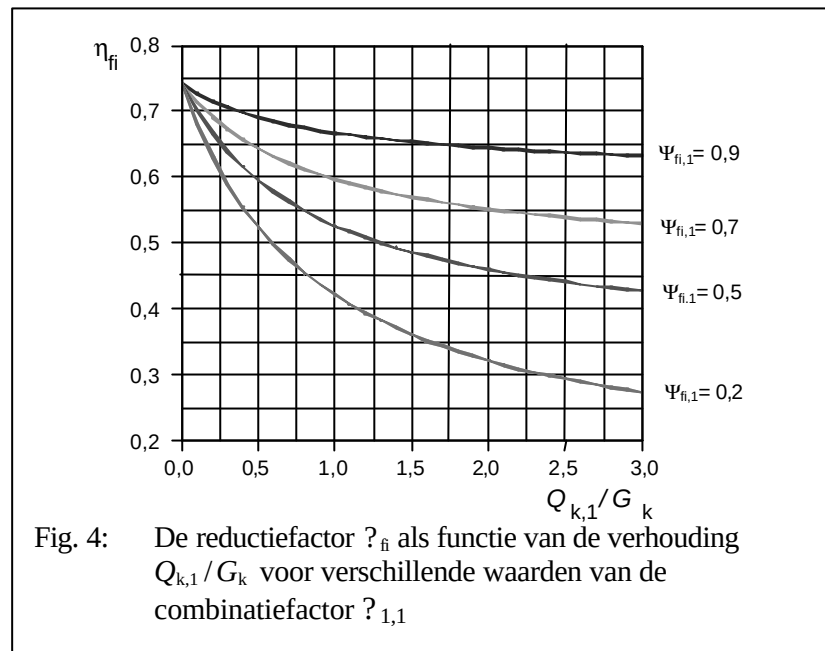
$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$$

waarbij:

$\gamma_{Q,1}$ is de partiele belastingfactor betrokken op de maatgevende veranderlijke belasting.

Merk op dat de reductiefactor voor de bij brand maatgevende belasting (η_{fi}) sterk afhangt van de combinatiefactor $\Psi_{1,1}$, die op haar beurt weer bepaald wordt het gebruik van het gebouw. Zie fig. 4, waarin η_{fi} is weergegeven als functie van de verhouding tussen de maatgevende veranderlijke belasting ($Q_{k,1}$) en de permanente belasting (G_k) voor verschillende waarden van de

combinatiefactor $\psi_{1,1}$. Zie ook EN 1993.1.2 (staalconstructies) en in EN 1994.1.2 (staal-betonconstructies).



Bij wijze van alternatief, kan ook worden uitgegaan van de navolgende, meer realistische presentatie van de reductiefactor voor de mechanische belasting:

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{d,fi}}{R_d}$$

met:

R_d is de ontwerpwaarde van het draagvermogen bij kamertemperatuur, waarbij uiteraard geldt: $E_d \leq R_s$.

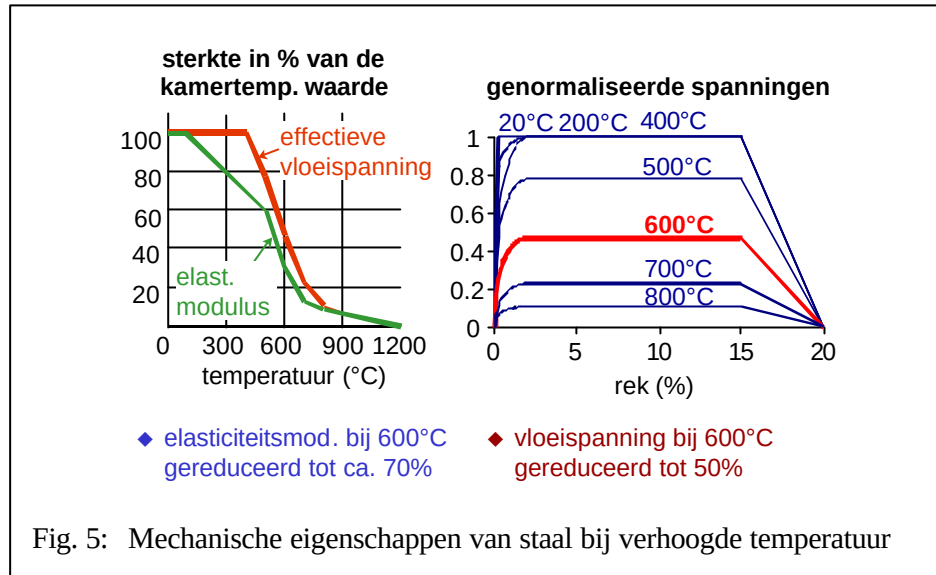
Het belastingniveau dat volgt uit de bovenstaande betrekking is in het algemeen geringer dan de ontwerpbelasting bij kamertemperatuur en leidt bijgevolg tot een meer economisch brandveiligheidsontwerp.

2.3 Mechanische materiaaleigenschappen bij verhoogde temperatuur

2.3.1 Spanning-rekrelaties bij verhoogde temperatuur

De twee materialen toegepast in samengestelde constructies als bedoeld in deze syllabus zijn staal en beton. In EN1993-1.2 en EN1994-1.2 wordt gedetailleerde informatie verstrekt over de mechanische eigenschappen van deze materialen. In fig. 5 zijn zowel de sterkte als de spanning-rekrelaties van staal bij verhoogde weergegeven. Het blijkt dat staal haar sterkte en stijfheid in belangrijke mate begint te verliezen bij temperaturen hoger dan 400 °C. Bij 600 °C is de stijfheid teruggebben tot circa 30% van de oorspronkelijke waarde en de sterkte tot circa de helft.

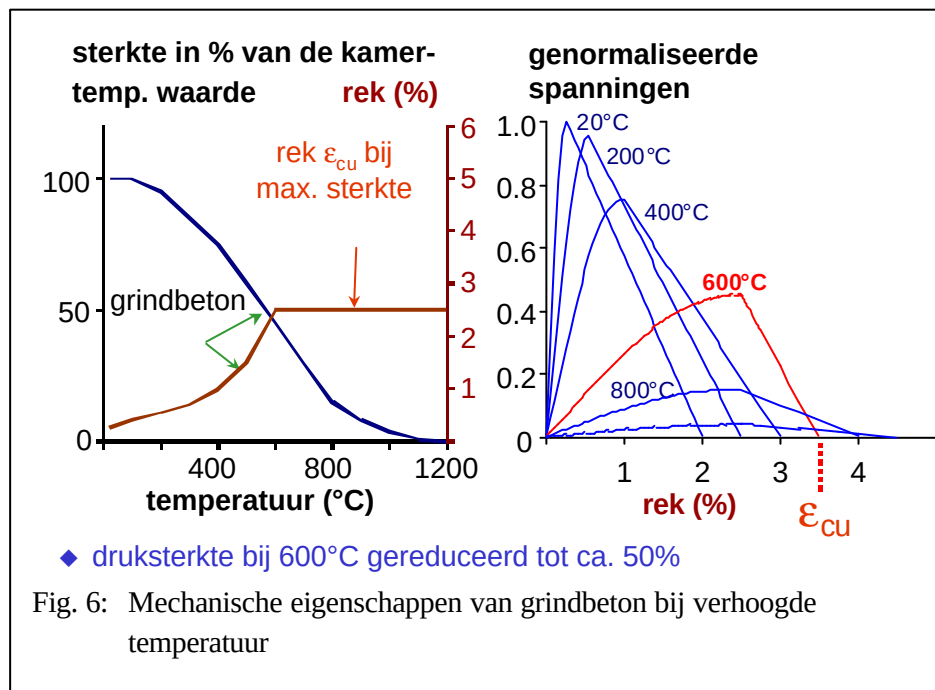
Voor meer gedetailleerde informatie over de mechanische eigenschappen van staal bij verhoogde temperatuur wordt verwezen naar annex B, ontleend aan EN1993-1.2.



2.3.2 Spanning-rekrelaties van beton bij verhoogde temperatuur.

Op soortgelijke wijze kunnen de mechanische eigenschappen van beton bij verhoogde temperatuur worden ontleend aan EN1994-1.2 (zie fig. 6). De druksterkte blijkt geleidelijk af te nemen en bij 600 °C nog maar 50% van de waarde bij kamertemperatuur te bedragen (als bij staal!).

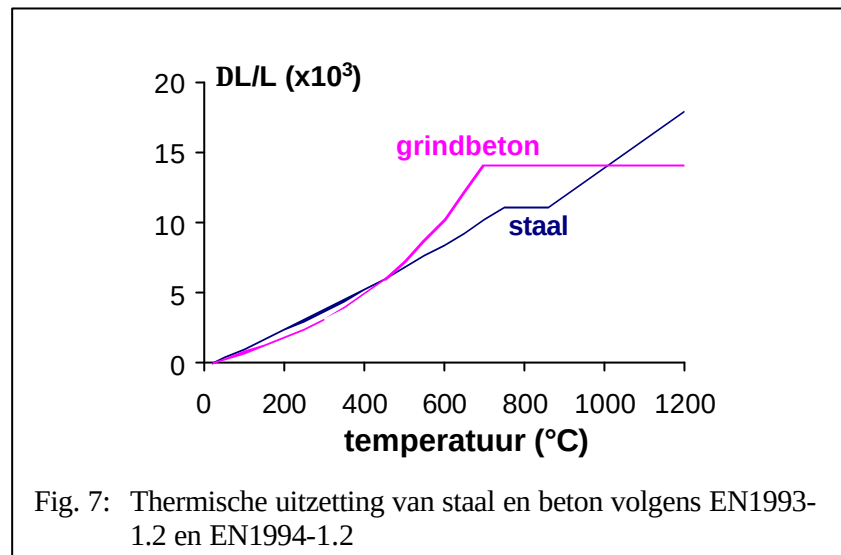
Voor meer gedetailleerde informatie over de mechanische eigenschappen van staal bij verhoogde temperatuur wordt verwezen naar annex C, ontleend EN1994-1.2).



2.3.3 Thermische uitzetting van staal en beton

Behalve de mechanische eigenschappen van staal en beton, moet ook het uitzettingsgedrag in beschouwing worden genomen, met name indien gebruik wordt gemaakt van geavanceerde rekenmodellen.

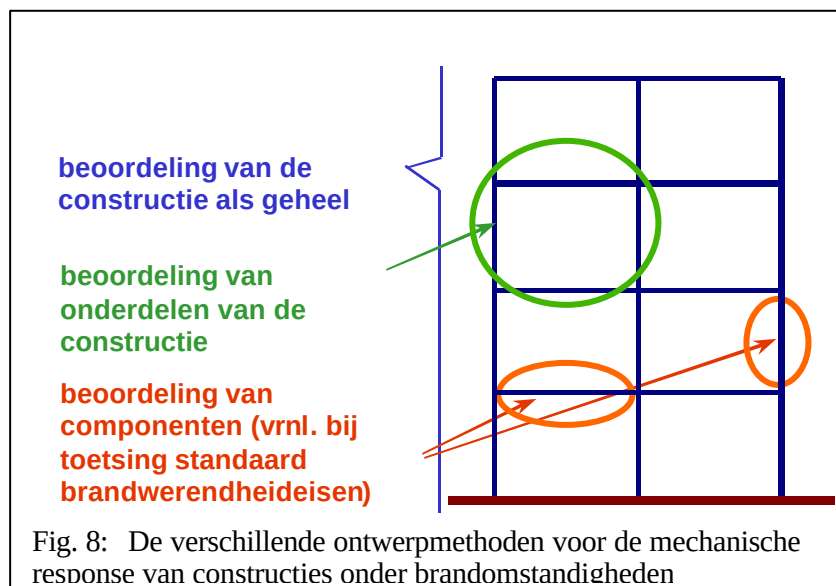
In dit verband wordt in EN1993-1.2 en EN1994-1.2 aanbevolen uit te gaan van waarden zoals grafisch weergegeven in fig. 7. Voor numerieke gegevens wordt verwezen naar EN1994-1.2.



2.4 Ontwerpprocedure voor de mechanische response van constructies onder brandomstandigheden.

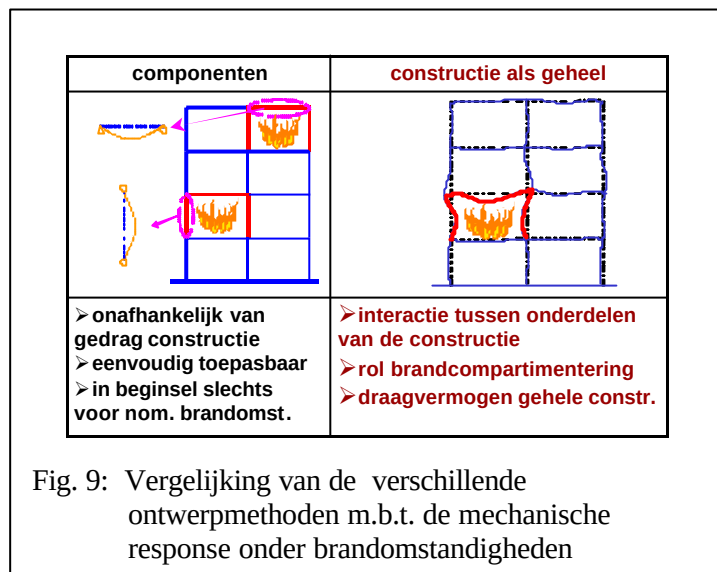
Met betrekking tot de ontwerpprocedure voor de mechanische response van constructies onder brandomstandigheden, kunnen de volgende opties worden onderscheiden:

- beoordeling op componentenbasis, waarbij ieder element van de constructie (ligger, kolom, vloer, etc.) geacht wordt gescheiden te zijn van de overige onderdelen van de constructie, terwijl de onderlinge samenwerking wordt gesimuleerd door de aan te houden randvoorwaarden
- beoordeling van een deel van de constructie, waarbij de samenwerking van het beschouwde deel - bestaande uit meerdere elementen - met de rest van de constructie wordt gesimuleerd door de aan te houden randvoorwaarden
- beoordeling van de constructie als geheel.



Met betrekking tot de bovengenoemde opties kunnen de volgende opmerkingen worden gemaakt:

- de componentenmethode wordt gebruikt voor afzonderlijke constructie-elementen, hetgeen met name voor de eenvoudige rekenmethoden aan de orde is, waarbij uitgegaan wordt van nominale brandomstandigheden (bijvoorbeeld: de standaardbrandkromme)
- bij de beoordeling van een deel van de constructie of van de constructie als geheel worden op zijn minst meerdere constructieonderdelen tezamen beschouwd, zodat de interactie tussen deze delen op directe wijze in rekening wordt gebracht; de krachtoverdracht tussen verhitte - en in beginsel dus verzwakte – delen in de brandruimte, naar niet verhitte delen buiten de brandruimte kan op een nauwkeurige wijze in rekening worden gebracht. Met name de beoordeling van de constructie als geheel leidt daarom tot een meer realistisch inzicht in de mechanische response bij brand.



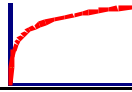
Overeenkomstig de Eurocodes kan bij de drie hiervoor genoemde ontwerpmethoden gebruik worden gemaakt van de volgende informatie/technieken:

- tabel-informatie (Eng.: “tabulated data”), gebaseerd op voorgeschreven tabellen; deze optie is slechts toepasbaar voor staal-betonconstructies (dus niet voor staalconstructies)
- eenvoudige rekenmodellen, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen methoden waarbij uitgegaan wordt van een gelijkmatige danwel van een niet-gelijkmatige temperatuurverdeling. In het eerste geval wordt een zgn. kritieke temperatuur berekend, waarbij de constructie geacht wordt te bezwijken; deze methode wordt met name bij staalconstructie toegepast. In het tweede geval ligt de nadruk van de vereenvoudigingen met name op het mechanische model; deze techniek wordt zowel bij staal als bij staal-betonconstructies toegepast.
- Geavanceerde rekenmodellen, waarbij in het algemeen gebruik gemaakt wordt van de eindige elementenmethode of van de eindige differentiemethode. Deze modellen kunnen worden toegepast op alle typen constructies en worden, vanwege de grote voordelen die ze bieden, meer en meer toegepast in de moderne Fire Safety Engineering praktijk.

Alvorens in detail in te gaan op de verschillende hierboven genoemde ontwerpmethoden, is het van groot belang zich een indruk te vormen van het toepassingsgebied van deze methoden. Voor een overzicht wordt verwezen naar fig. 10. Hieruit blijkt dat voor de componentenmethoden alle drie de technieken kunnen worden toegepast. Slechts in uitzonderingsgevallen kunnen eenvoudige rekenmodellen ook worden toegepast op de “beoordeling van delen van de constructie”, bijvoorbeeld bij eenvoudige stalen portalen. Om deze reden is de toepassing van de eenvoudige rekenmodellen praktisch gesproken beperkt tot de componentenmethode. Zelfs

onder aanname van nominale brandomstandigheden, zal bij het brandveiligheidsontwerp van gecompliceerde constructies in het algemeen gebruik moeten worden gemaakt van geavanceerde rekenmodellen.

□ Thermische belasting uit nominale brandomstandigheden



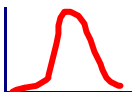
Type beoordeling	Tabel-informatie	Eenvoudige rekenmodellen	Geavanceerde rekenmodellen
componenten	ja ISO-834 standaard brand	ja	ja
deel van de constructie	niet toepasbaar	ja indien beschikbaar	ja
constructie als geheel	niet toepasbaar	niet toepasbaar	ja

Fig. 10: Toepassingsgebied voor de verschillende ontwerpmethoden onder standaard brandomstandigheden

Indien wordt uitgegaan van natuurlijke brandomstandigheden, wordt de toepassing van eenvoudige rekenmodellen belangrijk beperkt omdat het opwarmgedrag van een constructie-element sterk afwijkt van dat onder nominale brandomstandigheden. Daarom is in fig. 11 voor eenvoudige rekenmodellen in de meeste gevallen een negatieve indicatie gegeven. De enige situatie waarin dergelijke modellen onder natuurlijke brandomstandigheden zonder meer kunnen worden gebruikt, zijn alzijdig verhitte stalen constructiedelen, met of zonder brandisolatie.

Hier staat tegenover dat het gebruik van geavanceerde rekenmodellen in geval van natuurlijke brandomstandigheden niet beperkt is als gevolg van het feit dat met dergelijke modellen de mechanische response van constructie-delen in beginsel op nauwkeurige wijze kan worden beschreven, rekening houdend met verschillende van invloed zijnde factoren (temperatuurgradiënten, thermische uitzetting, etc.).

□ Thermische belasting volgt uit natuurlijke brandomstandigheden



Type beoordeling	Tabel-informatie	Eenvoudige rekenmodellen	Geavanceerde rekenmodellen
componenten	niet toepasbaar	ja indien beschikbaar	ja
deel van de constructie	niet toepasbaar	niet toepasbaar	ja
constructie als geheel	niet toepasbaar	niet toepasbaar	ja

Fig. 11: Toepassingsgebied voor de verschillende ontwerpmethoden bij natuurlijke brandomstandigheden

Voor de wijze waarop de hierboven besproken ontwerpprocedures in de Eurocode worden geïntroduceerd, wordt verwezen naar fig. 12.

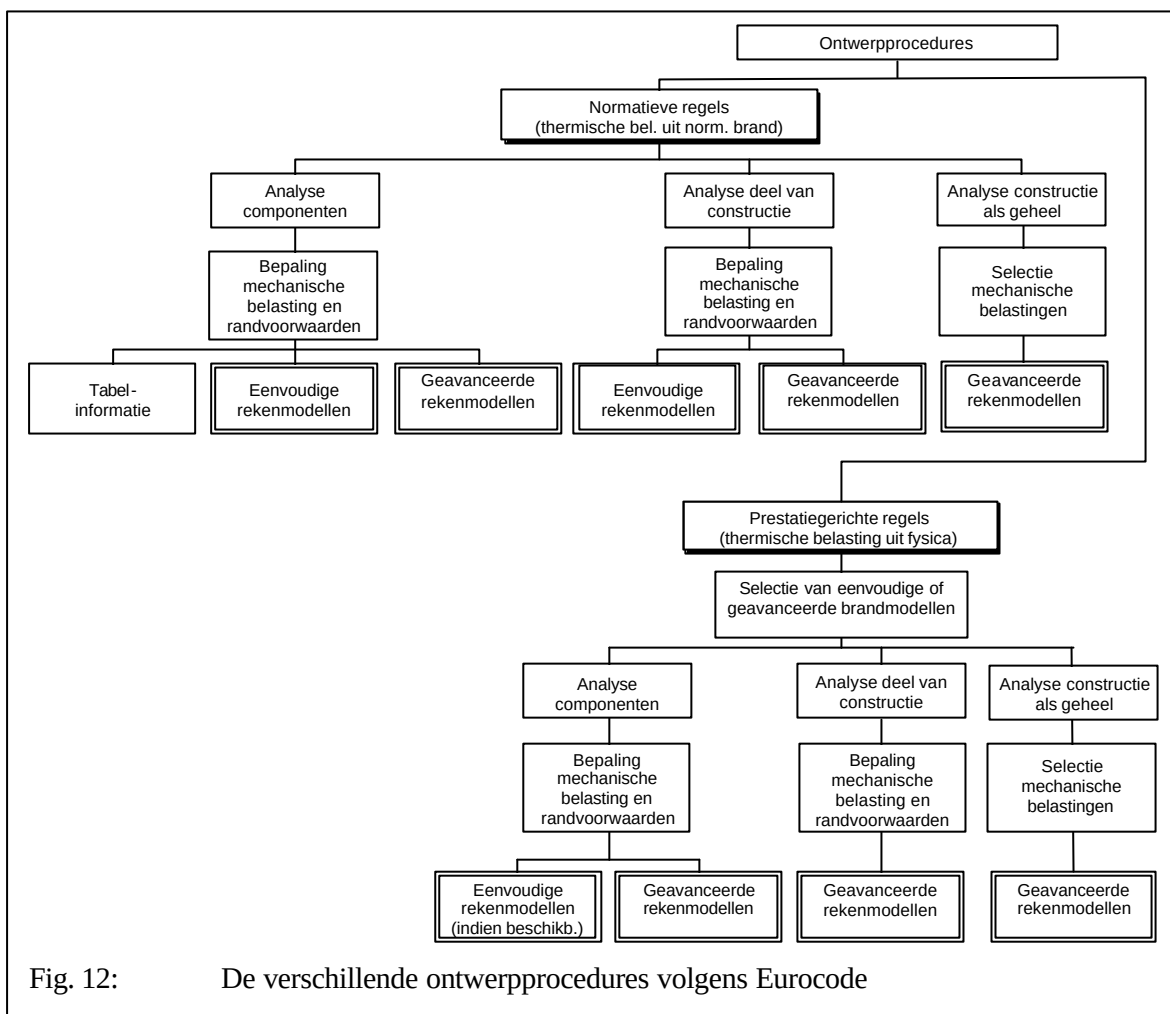


Fig. 12: De verschillende ontwerpprocedures volgens Eurocode

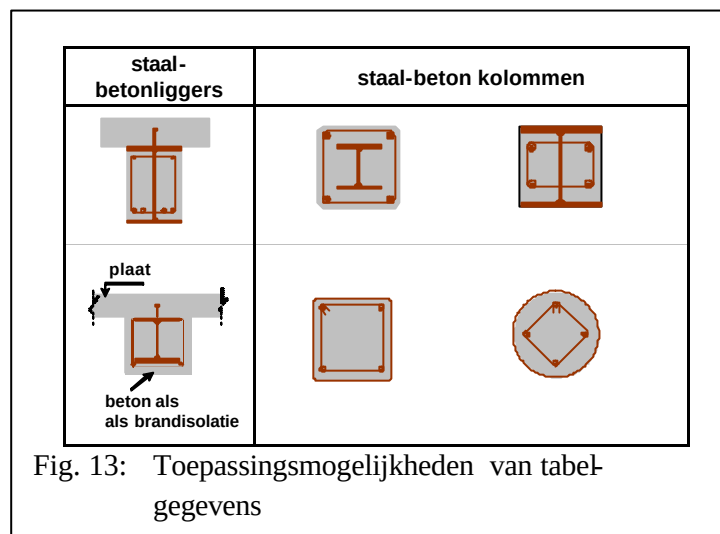
3 BEOORDELING VAN DE MECHANISCHE RESPONS OP BASIS VAN DE COMPONENTENMETHODE

3.1 Tabel-informatie

Rekening houdend met het toepassingsgebied van de verschillende ontwerpmethoden, is het interessant na te gaan wat de toepassingsmogelijkheden zijn. Begonnen wordt met één van de meest toegepaste opties waar het de componentenmethode betreft: tabel-informatie.

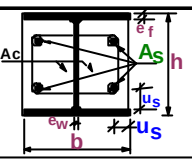
Zoals weergegeven in fig. 13, is deze optie toepasbaar voor de volgende typen constructie-elementen:

- samengestelde staal-betonliggers, waarvan de stalen ligger geheel of gedeeltelijk in beton is ingestort
- staal-betonkolommen, waarvan het staalprofiel geheel of gedeeltelijk in beton is ingestort
- staal-betonkolommen, gevuld met beton.



In de ontwerpmethode uitgaande van tabellen voor staal- en staal-betonelementen wordt uitgegaan van conventionele waarden, voornamelijk gebaseerd op standaard brandproeven en aangepast op basis van aanvullende berekeningen. Voor een voorbeeld wordt verwezen naar fig. 14. De getalwaarden hebben betrekking tot brandwerendheidsklassen (bijv. R30, R60, ..), op het belastingsniveau, de minimum afmetingen van de doorsnede, de noodzakelijke wapening en de minimale betondekking. Met behulp van een beperkt aantal tabellen is het mogelijk om op snelle wijze afmetingen te vinden van een constructie-element, waarmee aan de vereiste brandwerendheid kan worden voldaan.

Het belangrijkste voordeel van deze methode is het gemak waarmee ze kan worden toegepast. De methode wordt geacht conservatieve uitkomsten te geven, vergeleken met die op grond van de eenvoudige en van de geavanceerde rekenmodellen. Als zodanig is de methode uitermate geschikt voor architecten en anderen om te worden toegepast in het voorontwerp, waarbij het slechts gaat om eerste schattingen.



		Standard Fire Resistance			
		R30	R60	R90	R120
Minimum ratio of web to flange thickness e_w/e_f		0,5			
1	Minimum cross-sectional dimensions for load level	$h_{fi,t} \leq 0,28$			
1.1	minimum dimensions h and b [mm]	160	200	300	400
1.2	minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	-	50	50	70
1.3	minimum ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$ in %	-	4	3	4
2	Minimum cross-sectional dimensions for load level	$h_{fi,t} \leq 0,47$			
2.1	minimum dimensions h and b [mm]	160	300	400	-
2.2	minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	-	50	70	-
2.3	minimum ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$ in %	-	4	4	-
3	Minimum cross-sectional dimensions for load level	$h_{fi,t} \leq 0,66$			
3.1	minimum dimensions h and b [mm]	160	400	-	-
3.2	minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	40	70	-	-
3.3	minimum ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$ in %	1	4	-	-

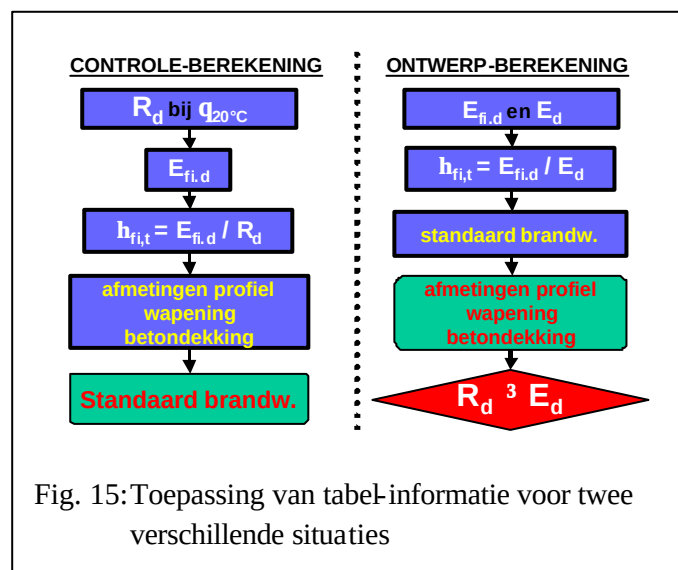
klassering brandwerendheid
 belastingniveau
 afmetingen, profiel
 wapening
 betondekking

Fig. 14: Voorbeeld van tabel-informatie

Zoals geïllustreerd in fig. 15, kan tabel-informatie op twee verschillende wijzen worden toegepast: ten behoeve van verificatie - als de belastingen en afmetingen al bekend zijn - en ten behoeve van het (voor)ontwerp - als nog slechts de belastingen bekend zijn.

In het geval van verificatie zijn zowel de afmetingen als het draagvermogen (R_d) van het constructie-element bekend en kan de effect van de mechanische belasting bij brand ($E_{fi,d}$) worden bepaald en is de reductiefactor $\eta_{fi,t} = E_{fi,d}/R_d$ te berekenen. Uit de waarde van de reductiefactor en de afmetingen en overige gegevens met betrekking tot de doorsnede, kan vervolgens uit de tabel-gegevens de brandwerendheidsklasse van het constructie-element worden afgeleid.

In de fase van het voorontwerp zijn de afmetingen van het constructie-element niet bekend. Echter, op uitgaande van de eerder besproken combinatieregels kent men wel het effect van de belastingen onder kamertemperatuur-omstandigheden en bij brand (E_d , $E_{fi,d}$). Bij wijze van veilige aanname volgt de reductiefactor uit: $\eta_{fi,t} = E_{fi,d}/E_d$. Uitgaande van deze waarde en van de standaard brandwerendheidsklassen, kunnen de minimum doorsnedenafmetingen alsmede de overige voorwaarden worden bepaald. Vervolgens moet geverifieerd worden of aan de voorwaarde voor het ontwerp bij kamertemperatuur (d.w.z. $R_d \geq E_d$) voldaan wordt.

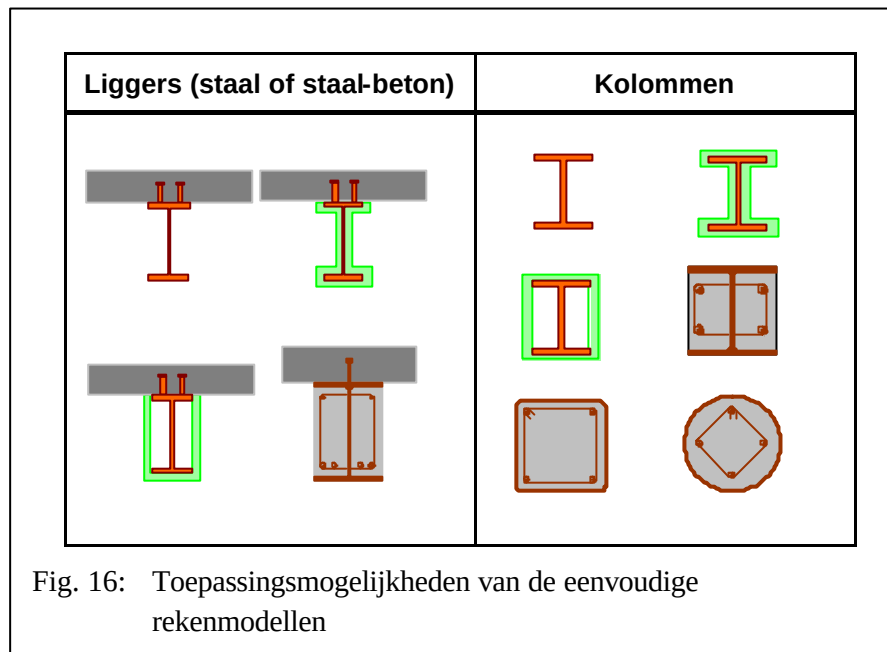


3.2 Eenvoudige rekenmodellen

Vergeleken met de optie uitgaande van tabel-gegevens, kunnen de eenvoudige rekenmodellen zowel op stalen als op staal-betonelementen worden toegepast. Met andere woorden: het toepassingsgebied van de eenvoudige rekenmodellen is veel groter dan dat van de tabel-informatie.

Zoals geïllustreerd in fig. 16, zijn eenvoudige rekenmodellen toepasbaar op de volgende constructie-elementen:

- vrijwel alle typen staalementen, zoals trekstaven, liggers, kolommen etc., met of zonder brandisolatie
- staal-betonliggers, met of zonder beton tussen de flenzen van het staalprofiel.

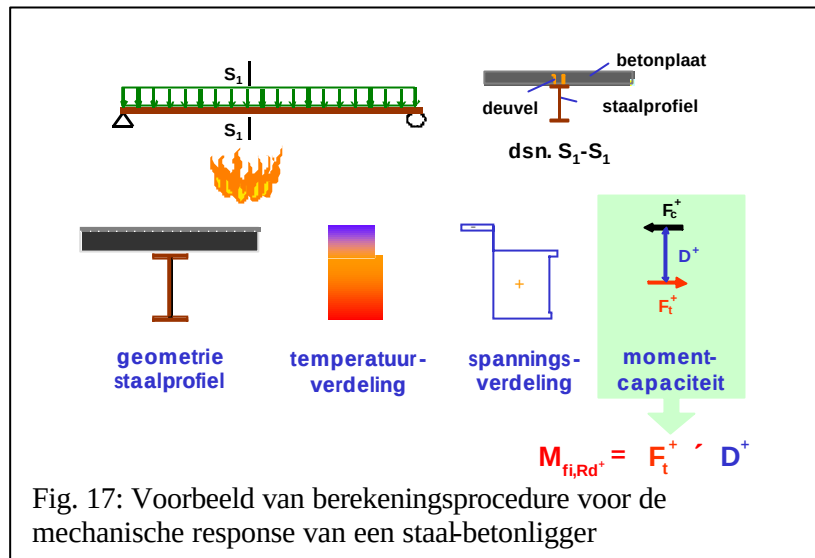


Met betrekking tot de ontwerpmethode uitgaande van eenvoudige rekenmodellen kunnen de volgende mogelijkheden worden onderscheiden, e.e.a. afhankelijk van het belastingsgeval:

- *normaalkracht of buiging, zonder instabiliteit (bijv.: centrisch belaste gedrongen kolommen en niet kipgevoelige liggers)*
In dit geval is het eenvoudige rekenmodel gebaseerd op toepassing van de eenvoudige plasticiteittheorie
- *centrische normaalkracht, met instabiliteit (bijv.:centrisch belaste slanke kolommen)*
In dit geval zijn de eenvoudige rekenmodellen in het algemeen gebaseerd op een “knikkromme-benadering”, aangepast aan brandomstandigheden
- *gecombineerde normaalkracht en buiging (bijv. slanke kolommen onder excentrische belasting, kipgevoelige liggers)*
In dit geval wordt in de eenvoudige modellen het gecombineerde effect van buiging en druk in rekening gebracht door de twee hierboven genoemde optie te combineren.

3.2.1 Voorbeeld van een eenvoudig rekenmodel: brandgedrag van staal-betonliggers

Een typisch voorbeeld van de eerste toepassingsmogelijkheid is een vrij opgelegde samengestelde staal-betonligger, zoals weergegeven in fig.17. In het eenvoudige rekenmodel, wordt onderscheid gemaakt tussen de gelijkmatig verdeeld veronderstelde temperatuur in de bovenflens, het lijf en de onderflens van het staalprofiel en de ongelijkmatig veronderstelde temperatuurverdeling (1D) in de betonplaat. In dit geval is het vrij eenvoudig om de plastische spanningsverdeling te bepalen waarbij evenwicht mogelijk is en daaruit de plastische momentcapaciteit en vervolgens de draagkracht van de ligger onder brandomstandigheden te bepalen.

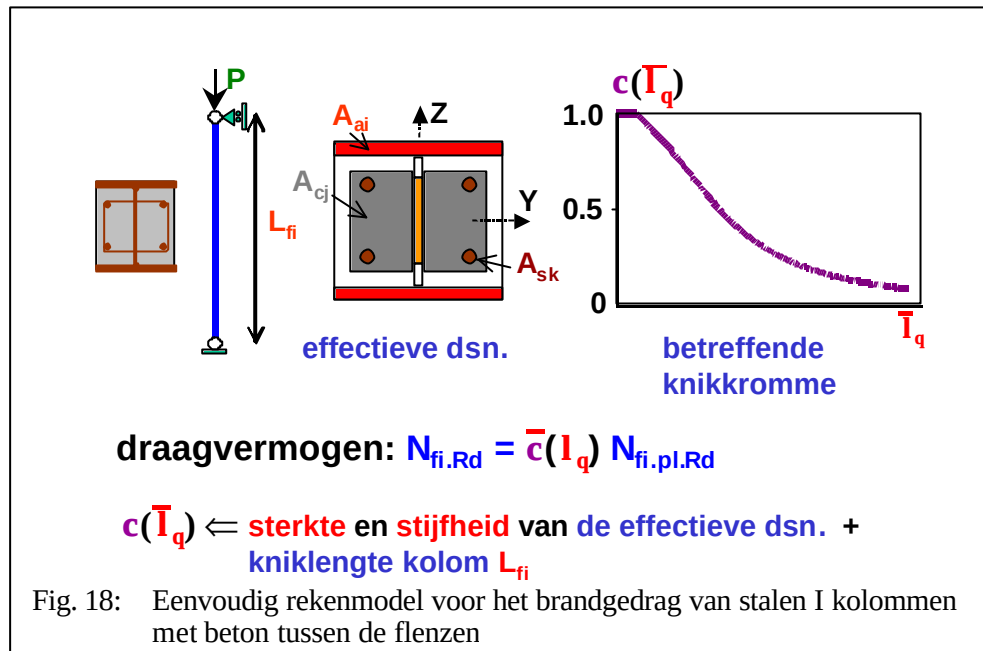


3.2.1 Voorbeeld van een eenvoudig rekenmodel: brandgedrag van stalen I- kolommen met beton tussen de flenzen

Een ander kenmerkend voorbeeld van een eenvoudig rekenmodel is het model voor de bepaling van het brandgedrag van stalen I-kolommen, voorzien van beton tussen de flenzen. Zie fig. 18.

De volgende zaken zijn hierbij van belang:

- de draagkracht wordt gerelateerd aan de plastische normaalkracht bij verhoogde temperatuur $N_{fi,pl,Rd}$ vermenigvuldigd met een knikcoëfficiënt $\chi(\bar{\lambda}_\theta)$
- de knikcoëfficiënt hangt af van de relatieve slankheid onder brandomstandigheden $\bar{\lambda}_\theta$, welke op haar beurt weer afhangt van de plastische normaalkracht $N_{fi,pl,Rd}$ van de doorsnede, de effectieve stijfheid van de doorsnede $(EI)_{eff,fi}$ en de kniklengte L_{fi} van de kolom bij verhoogde temperatuur.

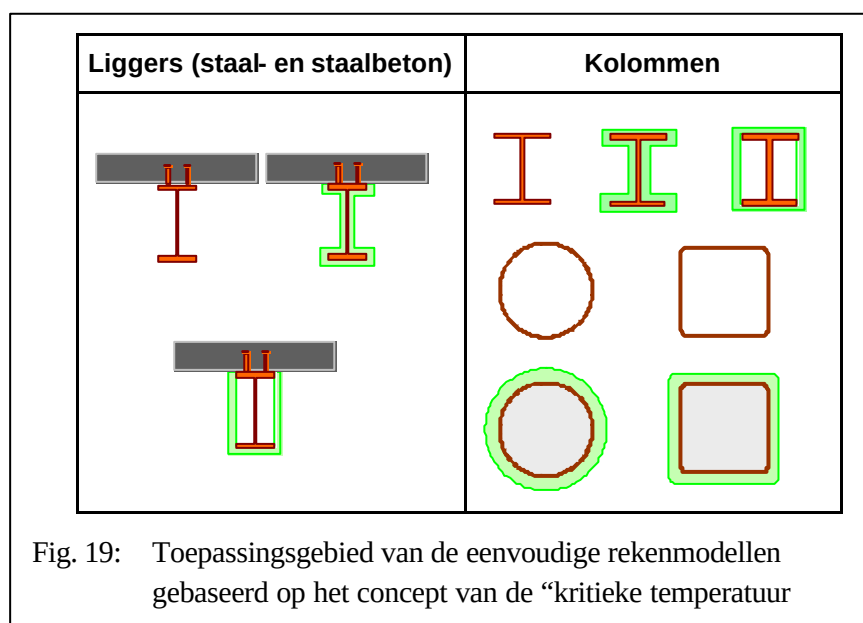


Uit het voorbeeld blijkt dat bij stabiliteitsgevallen, de brandwerend niet slechts geevalueerd moet worden op basis van sterkte-eigenschappen bij verhoogde temperatuur maar dat de stijfheid hierbij eveneens moet worden betrokken.

3.3 Beoordeling van de brandwerend op basis van de kritieke temperatuur

Eén van de eenvoudige rekenmodellen gegeven in Eurocode 3 en 4 gaat uit van het concept van de “kritieke temperatuur”, waarbij de kritieke temperatuur gedefinieerd wordt als de temperatuur waarbij een constructie-element geacht wordt op het punt van bezwijken te staan. In beginsel kan deze methode slechts worden toegepast op constructie-elementen met gelijkmatige of nagenoeg gelijkmatige temperatuurverdeling. Bijgevolg kan deze methode slechts worden toegepast in de volgende gevallen (zie ook fig. 19):

- al dan niet van brandisolatie voorziene stalen ligger of staal-betonliggers, waarbij het staalprofiel drie- of vierzijdig aan brand is blootgesteld
- stalen kolommen, met of zonder brandisolatie, alzijdig blootgesteld aan brand
- aan brand blootgestelde trekstaven.

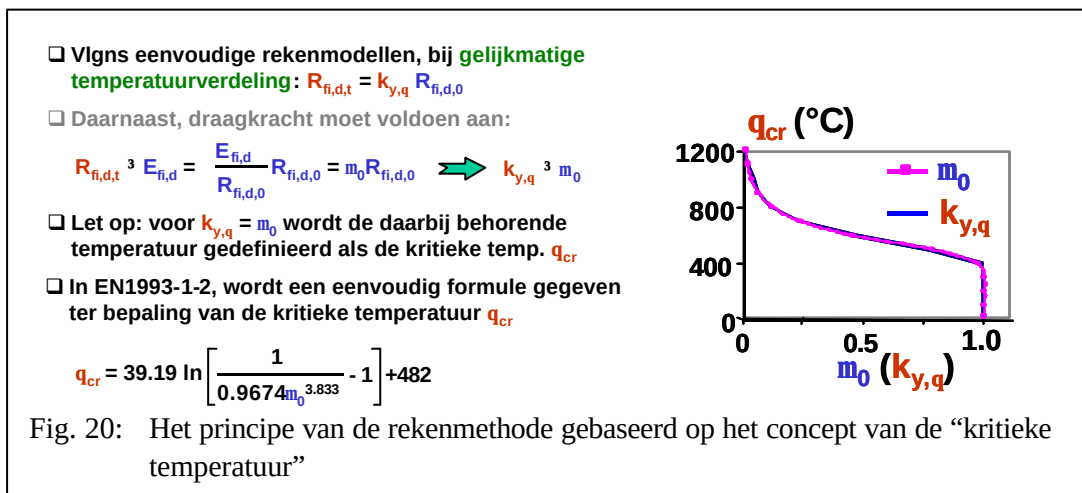


De methode gebaseerd op het concept van de “kritieke temperatuur” is in feite gebaseerd op een eenvoudig rekenmodel voor stalen constructie-elementen met gelijkmatige temperatuurverdeling. Voor dergelijke gevallen kan men eenvoudig inzien dat de draagkracht van het element bij brand ($= R_{fi,d,t}$) verkregen kan worden door de draagkracht onder kamertemperaturomstandigheden ($= R_{fi,d,0}$) te vermenigvuldigen met de sterkte-reductiefactor $k_{y,q}$, zoals gedefinieerd in EN1993-1.2. Dus: $R_{fi,d,t} \geq k_{y,q} R_{fi,d,0}$. Anderzijds geldt dat geen bezwijken optreedt zolang geldt: $R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d}$. Dus: $R_{fi,d} \geq \mu_0 R_{fi,d,0}$ met $\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d,0}$ ¹. Bijgevolg geldt onder deze omstandigheid: $k_{y,q} \geq \mu_0$. Zie ook fig. 20. Het element staat op het punt van bezwijken indien geldt: $k_{y,q} = \mu_0$. Hierdoor wordt de kritieke temperatuur θ_{cr} bepaald.

De kritieke temperatuur kan aldus worden verkregen op basis van de $k_{y,q}$ -waarden zoals gegeven in EN1993-1.2. Zie ook bijlage B. Echter, veelal zal interpolatie nodig zijn om de juiste waarde van de kritieke temperatuur te bepalen. Gemakshalve is daarom een formule ontwikkeld, waarmee de kritieke temperatuur direct kan worden berekend:

$$\theta_{cr} = 39.19 \ln \left[\frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482$$

In fig. 20 is betrekking voor θ_{cr} vergeleken met de numerieke waarden volgens de tabel in bijlage B. De overeenkomst is zeer bevredigend, waaruit volgt dat het verantwoord is gebruik te maken van de formule.



In de praktijk van het constructieve brandontwerp wordt de kritieke temperatuur als volgt bepaald:

- stel de ontwerpwaarde vast van het effect vast van de belastingen bij brand ($= E_{fi,d}$)
- stel de ontwerpwaarde vast van het draagvermogen bij 20 °C ($= R_d$); bij wijze van alternatief kan de kan ook de ontwerpwaarde van het effect van de belastingen ($= E_{fi}$) bij kamertemperatuur worden bepaald
- bereken vervolgens $\eta_{fi,t}$ uit: $\eta_{fi,t} = E_{fi,d}/R_d$
- de belastingsgraad μ_0 volgt nu eenvoudig uit: $\mu_0 = \eta_{fi,t} \gamma_{M,fi}/\gamma_M$
- tenslotte wordt de kritieke tempertuur θ_{cr} berekend uit:

¹ De factor μ_0 wordt wel aangeduid met het begrip: “belastingsgraad” (Eng.: “utilization factor”).

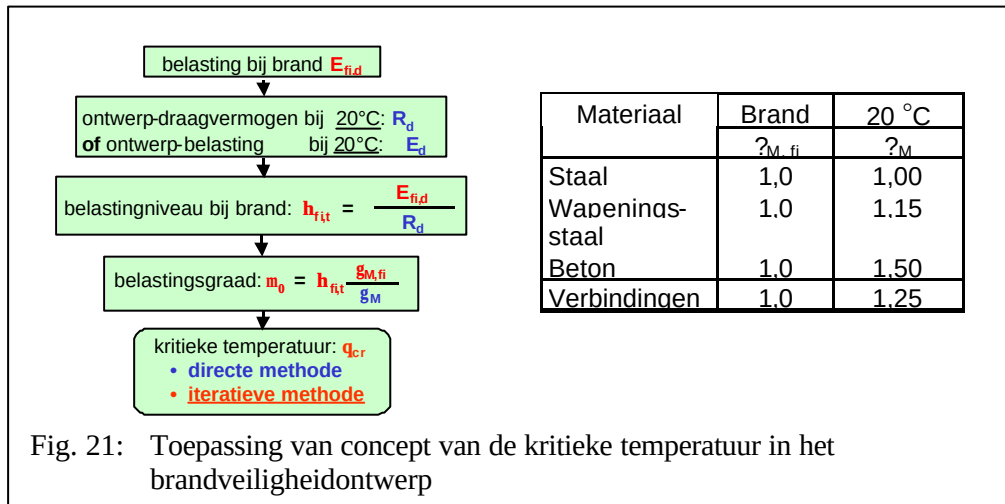
$$\theta_{cr} = 39.19 \ln \left[\frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482$$

Zoals hierna zal worden toegelicht, is in geval van 2^{de} orde effecten (stabiliteitsgevallen) een directe oplossing niet mogelijk, maar zijn iteraties nodig.

Bijzondere aandacht moet worden geschonken aan de berekening van de belastingsgraad μ_0 op basis van de reductiefactor $\eta_{fi,t}$. Het verschil tussen beide grootheden is dat de belastingsgraad μ_0 gerelateerd is aan de draagkracht op het tijdstip $t = 0$ ($= R_{fi,d,0}$). D.w.z. onder kamertemperaturomstandigheden, echter met een partiële veiligheidsfactor $\gamma_{M,fi}$ geldend voor de brandsituatie. De reductiefactor $\eta_{fi,t}$ daarentegen volgt uit R_d , d.w.z. de ontwerpwaarde voor draagkracht volgens het kamertemperatuurontwerp, dus uitgaande van een partiële veiligheidsfactor γ_M . Hieruit volgt met $R_{fi,d,0} = R_d \gamma_M / \gamma_{M,fi}$:

$$\mu_0 = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi,0}} = \frac{E_{d,fi}}{R_d \gamma_M / \gamma_{M,fi}} = \frac{E_{d,fi}}{R_d} \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_M} = \eta_{fi,t} \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_M}$$

Opgemerkt wordt dat de belastingsgraad μ_0 in het algemeen groter is dan het reductiefactor $\eta_{fi,t}$ omdat γ_M in het algemeen groter is dan $\gamma_{M,fi}$.



Uit fig. 21 blijkt dat de kritieke temperatuur θ_{cr} op iteratieve wijze dient te worden bepaald. Ter verklaring hiervan wordt verwezen de beschouwing in fig. 22:

- indien de kolom zo kort is dat geen knik optreedt, volgt de draagkracht bij verhoogde temperatuur eenvoudig uit: $N_{b,fi,t,Rd} = A k_{y,\theta_{max}} f_y / \gamma_{M,fi}$. In dit geval hangt de afname van de draagkracht van de kolom uitsluitend af van de sterkte-reductiefactor $k_{T,y}$, omdat alle andere parameters temperatuuronafhankelijk zijn.
- Indien de kolom daarentegen zo slank is dat bij verhoogde temperatuur knik zal optreden, dient de draagkracht bij verhoogde temperatuur berekend te worden uit:
 $N_{b,fi,t,Rd} = \chi(\lambda_{\theta}) A k_{y,\theta_{max}} f_y / \gamma_{M,fi}$. Onder deze omstandigheden zal het verloop van de draagkracht van de kolom afhangen van zowel de sterkte-reductiefactor $k_{T,y}$ en als van de relatieve slankheid $\bar{\lambda}_{\theta}$ bij brand. Deze laatste varieert niet slechts als functie van de sterkte (d.w.z. als functie van $k_{T,y}$) maar ook als functie van de stijfheid (d.w.z. als functie van $k_{E,\theta}$) omdat $\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} [k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0.5^2}$. Bijgevolg is het in dit geval de kritieke temperatuur niet

² Zie ook EN 1994-1-2.

direct te berekenen, maar moet een iteratieve methode worden toegepast. Het blijkt echter dat in het algemeen niet meer dan twee iteratieslagen nodig zijn.

De hierboven besproken noodzaak – bij het optreden van instabiliteit - voor een iteratieve berekening is een complicerende factor bij de toepassing van het concept van de kritieke temperatuur. Deze complicatie kan worden geëlimineerd door uit te gaan van een veilige, vaste (d.w.z. temperatuuronafhankelijke waarde van $[k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0.5}$, zodat $\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} [k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0.5}$ ook niet meer afhankelijk is van de temperatuur. Dit maakt een directe berekening van de kritieke temperatuur mogelijk.

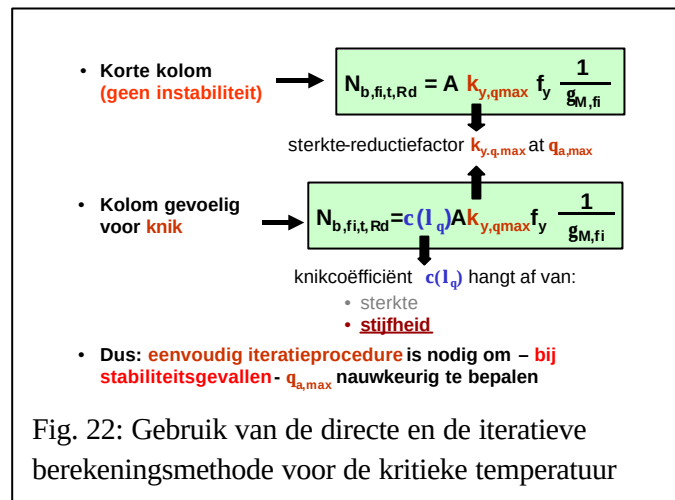


Fig. 22: Gebruik van de directe en de iteratieve berekeningsmethode voor de kritieke temperatuur

3.4 Geavanceerde rekenmodellen

Geavanceerde rekenmodellen kunnen in beginsel worden toegepast op ieder (constructief) brandveiligheidontwerp. Echter, men moet met de volgende zaken rekening houden:

- geavanceerde rekenmodellen voor de mechanische response dienen te zijn gebaseerd op algemeen erkende principes en aannamen uit de leer van de toegepaste mechanica, rekening houdend met de veranderingen in de mechanische eigenschappen als functie van de temperatuur
- ieder potentieel bezwijkmechanisme waarin de geavanceerde rekenmethode niet voorziet (bijv.: plaatselijke instabiliteit, bezwijken op dwarskracht) dient met behulp van geëigende maatregelen te worden uitgesloten
- geavanceerde rekenmethoden kunnen worden gebruikt - samen met iedere brandkromme - onder voorwaarde dat materiaaleigenschappen voor de betreffende temperatuurrange bekend zijn
- de effecten van rekken en spanningen, zowel door de temperatuurstijging als door de temperatuurverschillen, dienen in rekening te worden gebracht
- in het model voor de mechanische response dient bovendien rekening te worden gehouden met:
 - o het gecombineerde effect van mechanische belastingen, geometrische imperfecties en thermische belastingen
 - o de temperatuurafhankelijke mechanische eigenschappen van het materiaal
 - o geometrische niet-lineaire effecten
 - o de effecten van het niet-lineair zijn van eigenschappen, waaronder begrepen de ongunstige effecten van belasten en ontlasten op de stijfheid van constructies.

Voor een typisch voorbeeld van de toepassing van een geavanceerd rekenmodel wordt verwezen naar fig. 23. Het betreft hier een samengestelde stalen raatligger, blootgesteld aan de

standaardbrand. Het is noodzakelijk om hier een geavanceerd rekenmodel te gebruiken omdat geen van de bestaande eenvoudige rekenmodellen uit de Eurocode betrekking heeft op dit type constructie-element. Een geavanceerd rekenmodel is daarom vooralsnog de enige optie om het brandgedrag van raatliggers langs theoretische weg te beschrijven. Echter, alvorens het geavanceerde model te mogen toepassen, is het nodig het model te valideren op basis van proeven, niet slechts in globale zin (vervormingen, tijd van bezwijken), maar ook waar het de details van het bezwijkmechanisme betreft. In fig. 23 wordt hiervan een illustratie gegeven.

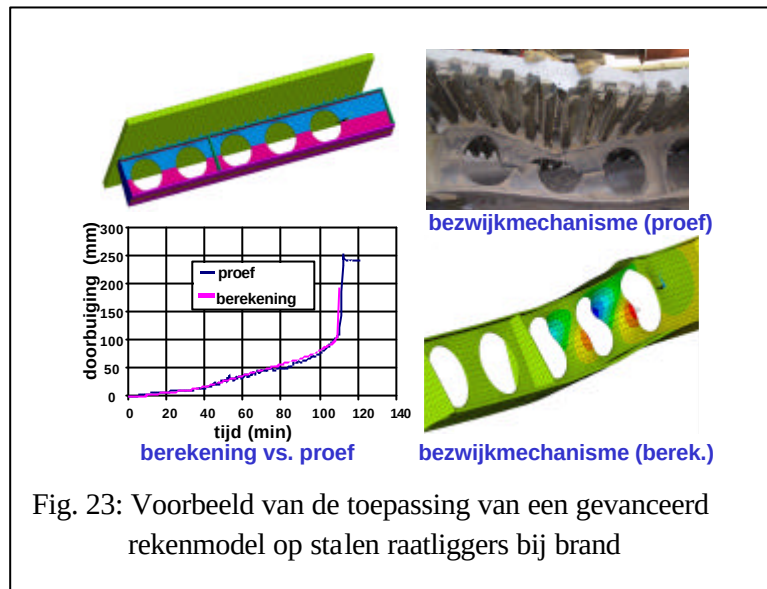


Fig. 23: Voorbeeld van de toepassing van een geavanceerd rekenmodel op stalen raatliggers bij brand

4 BEOORDELING VAN DE MECHANISCHE RESPONSE OP BASIS VAN HET BRANDGEDRAG VAN DE CONSTRUCTIE ALS GEHEEL

4.1 Algemene regels

Het ontwerp op basis van de beoordeling van het brandgedrag van de constructie als geheel vindt meer en meer toepassing. Bijgevolg zijn in de Eurocode regels geformuleerd hoe een dergelijke analyse dient te worden uitgevoerd. Waar het de mechanische response betreft, dienen de volgende algemene regels – overgenomen uit de Eurocodes “Brand” - in acht te worden genomen:

- de beoordeling van de constructie als geheel dient in het algemeen te zijn gebaseerd op geavanceerde rekenmodellen
- het is van groot belang een geëigende strategie te kiezen voor de modellering van de constructie
- de mechanische randvoorwaarden dienen juist te worden ingevoerd
- de mechanische belastingen op de gemodelleerde constructie moeten corresponderen met die tijdens brand
- in het numerieke model dienen de materiaaleigenschappen te worden gebruikt die representatief zijn voor het materiaalgedrag bij verhoogde temperatuur
- in het geval van modellering van een onderdeel van de constructie, dient de aansluiting op de niet gemodelleerde onderdelen van de constructie op de juiste wijze te worden ingevoerd
- het is noodzakelijk de numerieke resultaten terdege te analyseren; op basis hiervan dient te worden nagegaan in hoeverre aan de bezwijkcriteria wordt voldaan
- een overzicht dient te worden gemaakt van alle zaken die niet bij numerieke analyse zijn meegenomen; op grond hiervan kan worden vastgesteld welke constructiedetails apart moeten worden geregeld.

De verschillende hierboven genoemde regels worden hierna nader toegelicht aan de hand van praktijkvoorbeelden.

4.2 Eisen te stellen aan geavanceerde rekenmodellen voor de mechanische response

Voor staal- en staal-betonconstructies dient bij toepassing van de beoordeling van het brandgedrag van de constructie als geheel, op de volgende zaken te worden gelet:

- m.b.t. de modellering van het materiaalgedrag:
 - samenstelling van de totale rek in verschillende componenten
 - kinematisch materiaalmodel, afhankelijk van de temperatuurontwikkeling
 - de sterkte-eigenschappen van bepaalde materialen gedurende de dooffase; dit is met name van belang voor beton
- de veranderende temperaturen waaraan een constructie tijdens brand wordt blootgesteld vereisen een stapsgewijze, iteratieve berekeningsprocedure in plaats van een stationaire berekening
- De randvoorwaarden dienen op de juiste wijze te worden ingevoerd
- De mechanische belastingen op de gemodelleerde constructie moeten corresponderen met die tijdens brand
- In het numerieke model dienen de materiaaleigenschappen te worden gebruikt die representatief zijn voor het materiaalgedrag bij verhoogde temperatuur
- Bij toepassing van geavanceerde rekenmodellen dient men er altijd op bedacht te zijn dat bepaalde zaken niet in de modellering zijn betrokken. Bijvoorbeeld: breuk van de wapening als gevolg van extreme verlenging, verbrijzelen van de beton, de sterkte van verbindingen, de samenwerking tussen staal en beton.

4.2.1 Opbouw van de totale rek

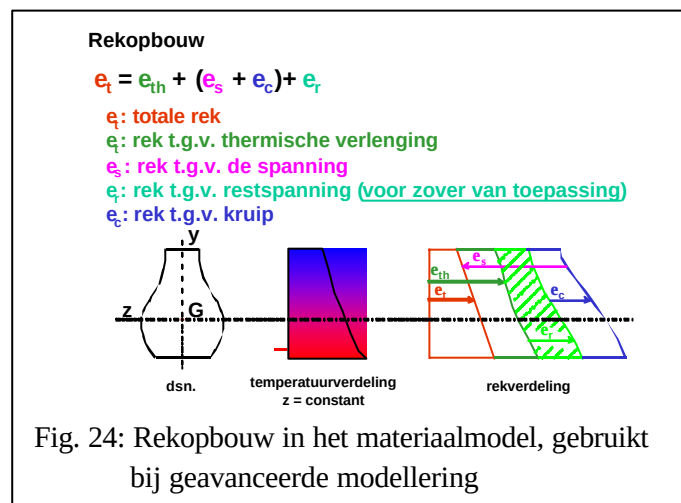
Bij geavanceerde rekenmodellen voor de beschrijving van het brandgedrag van staal- en staalbetonconstructies als geheel dient men te bedenken dat de totale rek van een vezel is opgebouwd uit verschillende componenten (zie ook fig. 24):

$$\epsilon_t = \epsilon_{th} + (\epsilon_\sigma + \epsilon_c + \epsilon_{tr}) + \epsilon_r$$

met:

ϵ_t	is	de totale rek
ϵ_{th}	is	de rek t.g.v. de thermische uitzetting
ϵ_σ	is	de rek t.g.v. de spanning
ϵ_c	is	de rek t.g.v. de kruip bij verhoogde temperatuur
ϵ_{tr}	is	de rek t.g.v. temperatuurvariatie in de beton
ϵ_r	is	rek t.g.v. de restspanningen in het staal

In de Eurocodes wordt aangenomen dat zowel de kruiprek als de rek t.g.v. de temperatuurvariatie impliciet zijn verdisconteerd in de spanning-rekrelaties voor beton en staal bij verhoogde temperaturen. Daarnaast worden ook de effecten van de restspanning in het staal in het algemeen verwaarloosd.



4.2.2 Kinematisch materiaalmodel, afhankelijk van de temperatuurontwikkeling

Onder brandomstandigheden zullen de temperaturen in een constructie-element zich voortdurend wijzigen. Daarbij komt dat alle mechanische materiaaleigenschappen in meer of mindere mate afhankelijk zijn van de temperatuur. Bijgevolg zal het gedrag van materialen tijdens brand voortdurend aan wijzigingen onderhevig zijn. Dit type materiaalgedrag wordt in geavanceerde modellen in rekening gebracht door het zgn. “kinematische” materiaalmodel. Voor staal en beton gelden verschillen kinematische modellen. Zie ook fig. 25.

Voor staal wordt verondersteld dat de overgang van de ene spanning-rekrelatie naar een andere (als gevolg van de veranderende temperatuur) plaats vindt bij gelijk blijvende plastische rek. Deze veronderstelling is ongeacht het niveau en het teken (trek, druk) van de spanning.

Voor beton is de situatie aanzienlijk gecompliceerder omdat dit materiaal zich onder druk anders gedraagt dan onder trek. Daarom moeten, afhankelijk van het teken van de spanning (trek, druk), verschillende overgangsregels worden gehanteerd. Zie ook fig. 25.

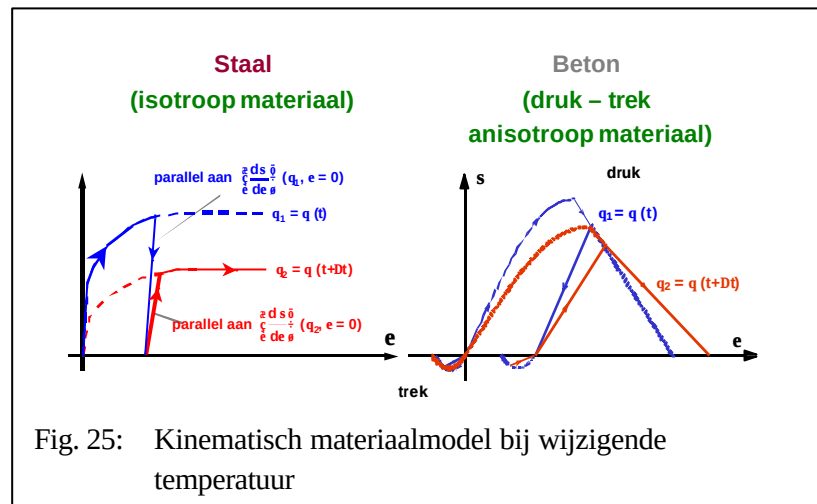


Fig. 25: Kinematisch materiaalmodel bij wijzigende temperatuur

Meestal zijn deze materiaalmodellen reeds geïmplementeerd in de gebruikelijke rekenmodellen voor het brandveiligheidsontwerp. Bij de toepassing van de modellen is het echter van groot belang de achtergronden ervan te kennen.

4.2.3 Iteratieve oplossingsprocedure in geavanceerde rekenmodellen

In het algemeen is beoordeling van de thermische response in het brandveiligheidsontwerp gebaseerd op de bezwijkanalyse. Dat wil zeggen dat gezocht wordt naar een situatie waarin het draagvermogen van de constructie onder brandomstandigheden juist gelijk is aan de op de constructie werkende belasting. Echter, het is onvermijdelijk dat de constructie – zowel door de verminderde stijfheid van het materiaal als door de thermische uitzetting – belangrijke vervormingen ondergaat, waardoor plasticisering optreedt. Daarom kan geen gebruik meer worden gemaakt van de (lineaire) elasticiteittheorie maar moeten elasto-plastische berekeningen worden uitgevoerd, waarin zowel de sterkte als de stijfheid niet-lineair worden aangenomen. Vanuit theoretisch standpunt gezien, kunnen in zo'n analyse de oplossingen niet direct worden verkregen en moet uitgegaan van de volgende procedure (zie ook fig. 26):

- stapsgewijze analyse teneinde de evenwichtstoestand van de constructie op verschillende momenten (d.w.z. bij verschillende temperatuurverdeling) vast te stellen
- Binnen iedere tijdstap, is een iteratieve oplossingsprocedure nodig om de evenwichtstoestand van de constructie in het elasto-plastische traject vast te stellen.

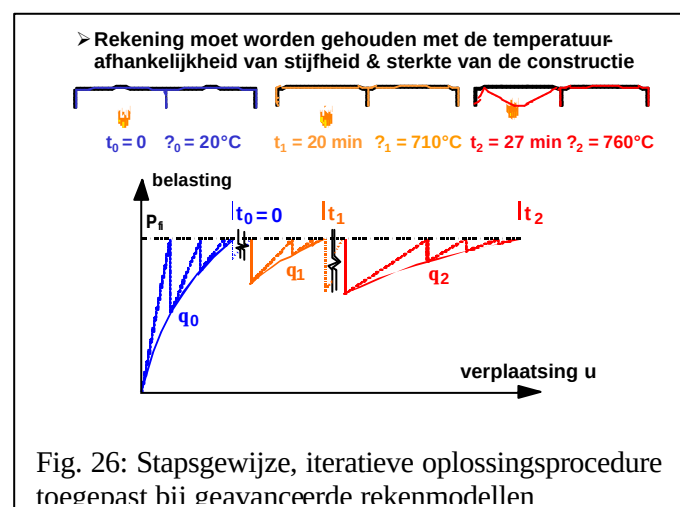
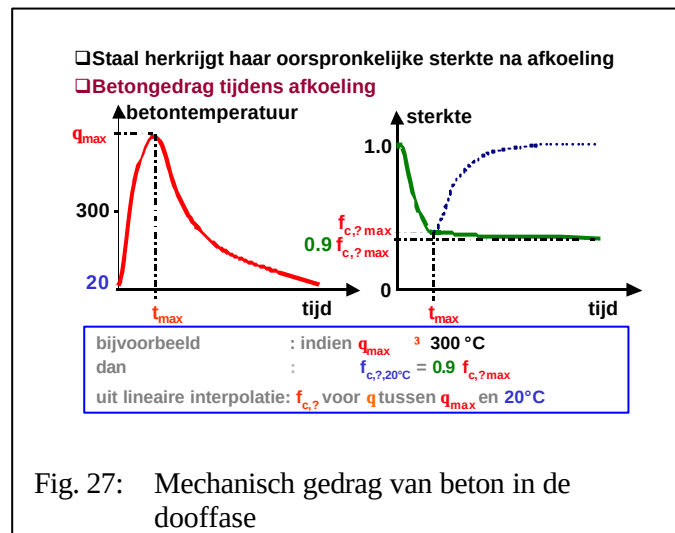


Fig. 26: Stapsgewijze, iteratieve oplossingsprocedure tegenast bij geavanceerde rekenmodellen

4.2.4 Het mechanisch gedrag van beton in de doofperiode

Een ander specifiek punt van aandacht bij toepassing van geavanceerde rekenmodellen voor staal- en staal-betonconstructies onder natuurlijke brandomstandigheden is het materiaalgedrag tijdens de doofperiode. Het is algemeen bekend dat de mechanische eigenschappen van de gebruikelijk soorten constructiestaal, na afkoeling de oorspronkelijke waarden aannemen. Met andere woorden: staal herstelt zich. Dit verschijnsel doet zich echter bij beton niet voor, omdat – bij verhitting tot een zekere temperatuur – de samenstelling en structuur van het beton volledig wijzigt. Bij afkoeling “herstelt” beton zich daarom niet. Het is zelfs zo dat de resterende sterkte geringer is dan bij de maximaal bereikte temperatuur. In EN1994-1.2 wordt aan dit fenomeen speciale aandacht geschonken: indien beton is verhit tot boven de 300 °C, moet voor de resterende sterkte na afkoeling tot 20 °C, uitgegaan worden van een waarde die 10% lager is dan de sterkte bij de maximaal bereikte temperatuur. Zie ook fig. 27.

Dit verschijnsel is zeer belangrijk, omdat het betekent dat een constructie waarin beton is toegepast, zou kunnen bezwijken tijdens de doofperiode, d.w.z. bij temperaturen lager dan de maximaal bereikte.



4.3 Praktijkvoorbeeld van de analyse van de mechanische response op basis van de beoordeling van de constructie als geheel

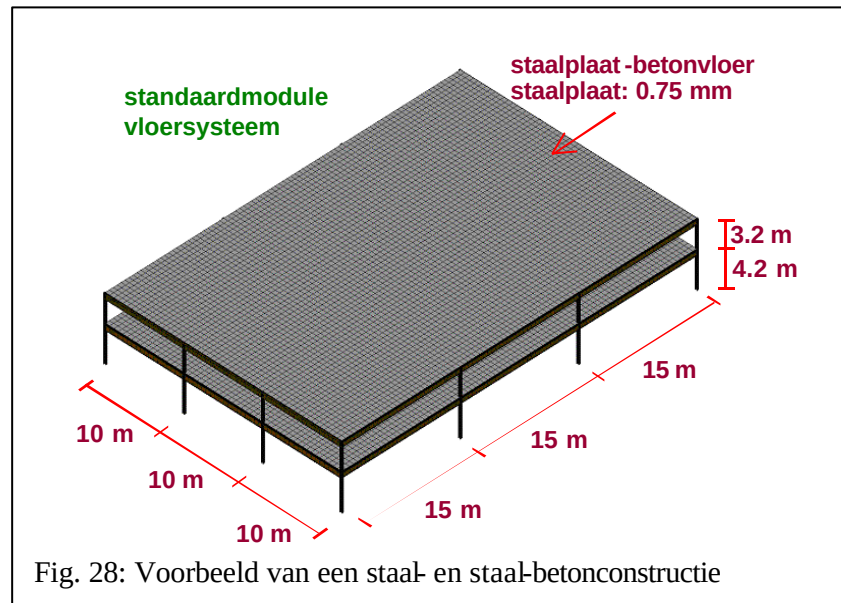
4.3.1 Beschrijving van de beoordeelde constructie

Na de bespreking van de eisen te stellen aan de geavanceerde rekenmodellen ter beoordeling van het brandgedrag van staal- en staal-betonconstructies als geheel, is het verhelderend een praktisch voorbeeld te behandelen. Het gekozen voorbeeld betreft een constructie met twee bouwlagen, met staal-betonliggers en stalen kolommen. De belangrijkste afmetingen zijn:

- overspanning secundaire liggers: 15 m
- overspanning primaire liggers: 10 m
- overspanning van de samengestelde vloer: 3,33 m
- hoogte onderste bouwlaag: 4,20 m
- hoogte bovenste bouwlaag: 3,20 m.

Eén van de twee vloeren wordt plaatselijk verhit door een natuurlijke brand, met een oppervlak van $5 \times 12 = 60\text{ m}^2$.

Bij het brandveiligheidontwerp wordt uitgegaan van het natuurlijk brandconcept.



In dit voorbeeld zal uitsluitend worden ingegaan op de mechanische response van de constructie. Andere zaken, zoals de keuze van het brandscenario, de brandontwikkeling en de thermische response van de constructie zullen buiten beschouwing blijven.

4.3.2 Modelleren van de constructie en van de constructiedetails

In beginsel zijn er twee mogelijkheden om de constructie te modelleren: (1) een 2D model van de samengestelde portaalconstructie en (2) een meer gecompliceerd 3D model inclusief de samengestelde vloerconstructie. Alvorens een keuze te maken, is het nuttig de voor- en nadelen van beide mogelijkheden op een rijtje te zetten:

- 2D portaalconstructie, met samengestelde ligger
 - herverdeling van krachten in de samengestelde ligger is mogelijk
 - membraanwerking door de samengestelde vloer tussen de verschillende portaalconstructie kan niet in rekening worden gebracht
 - verschillende numerieke simulaties zijn nodig om een scenario te kunnen analyseren
 - rekenkosten zijn laag
- 3D samengestelde vloer, uitgaande van schaal-, ligger- en verbindingselementen
 - membraanwerking door de samengestelde vloer kan in rekening worden gebracht
 - herverdeling van belasting kan m.b.v. de schijfelementen in rekening worden gebracht
 - één berekening is voldoende om een brandscenario door te rekenen
 - de rekenkosten zijn hoog omdat een groot aantal elementen nodig is voor de berekening.

Vergelijkt men de beide modelleringstrategieën, dan blijkt dat de 2D modellering meer kosten-effectief is, maar dat belangrijke mechanische voordelen van de aan een plaatselijke brand blootgestelde vloerconstructie buiten beschouwing blijven. Dit zal leiden tot een minder economisch ontwerp: hetzij een zwaardere staalconstructie dan feitelijk nodig is, hetzij toepassing van brandisolatie. Op basis van dergelijke overwegingen wordt de voorkeur gegeven aan het 3D model.

Men dient echter te bedenken dat het gebruik van een (gecompliceerd) 3D model de noodzaak van nauwgezette validatie met zich meebrengt. Zo is het bovengenoemde 3D model van de samengestelde vloer uitgebreid gevalideerd aan de hand van een verschillende proeven op ware grootte met natuurlijke branden, uitgevoerd in het kader van een recent EGKS onderzoek.

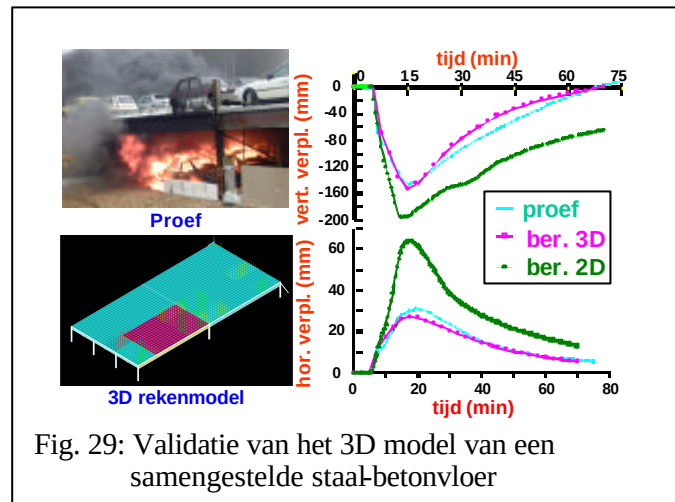


Fig. 29: Validatie van het 3D model van een samengestelde staal-betenvloer

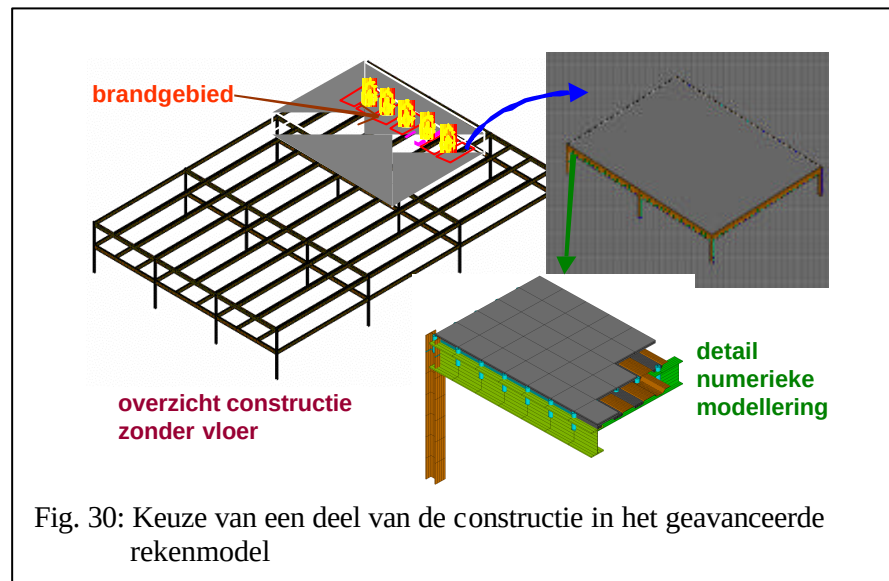
Uit de resultaten van het validatie-onderzoek, zoals weergegeven in fig. 29, kan worden geconcludeerd dat het 3D model gunstiger en meer realistische resultaten oplevert dan het 2D model.

Indien eenmaal besloten is tot de 3D modellering, is het nodig te besluiten hoe ver men daarmee wil gaan omdat het – gezien de extreem hoge rekentijd (orde van grootte weken of zelfs maanden voor de gebruikelijke computers!) – niet haalbaar is de gehele constructie te modelleren.

Echter, de omstandigheid dat hier sprake is van een plaatselijke verhitte vloer (zie fig. 30), betekent dat in de 3D modellering uitgegaan kan worden van een beperkt gebied, hetgeen correspondeert met de in de Eurocode geboden ontwerpmethode “beoordeling van een deel van de constructie”. In dit geval is slechts een gebied van $15 \times 20 = 300 \text{ m}^2$ van het vloeroppervlak in de 3D modellering opgenomen, terwijl het totale grondoppervlak van de constructie $45 \times 30 = 1350 \text{ m}^2$ bedraagt.

In aanvulling op de bovengenoemde keuze om de 3D analyse te beperken tot een deel van de constructie, moet ook de nodige aandacht geschonken worden aan de modellering van de constructiedetails. Het komt erop neer dat de samengestelde vloer wordt gerepresenteerd door de volgende eindige elementen:

- schaalementen voor het plaatgedeelte van de vloer, evenals voor het wapeningsnet
- ligger/kolom-elementen voor de stalen constructie-onderdelen (liggers, kolommen), alsmede voor de staalplaat en de ribben van de staalplaatbetenvloer
- stijve verbindingselementen, uitgaande van een volledige samenwerking tussen de stalen liggers en de staalplaat-betenvloer.



4.3.3 Mechanische belasting en randvoorwaarden

Nadat een keuze gemaakt is voor het deel van de constructie dat in de 3D modellering wordt opgenomen, moeten nog aannamen gedaan worden ten aanzien van:

- de mechanische belastingen op de constructie
- de randvoorwaarden met betrekking tot het geselecteerde deel van de constructie.

Onder kamertemperaturomstandigheden wordt de vloer geacht te zijn blootgesteld aan vier soorten mechanische belasting:

- het eigen gewicht van de constructie (G)
- de veranderlijke belasting (Q)
- de windbelasting (W)
- de belasting door sneeuw (S).

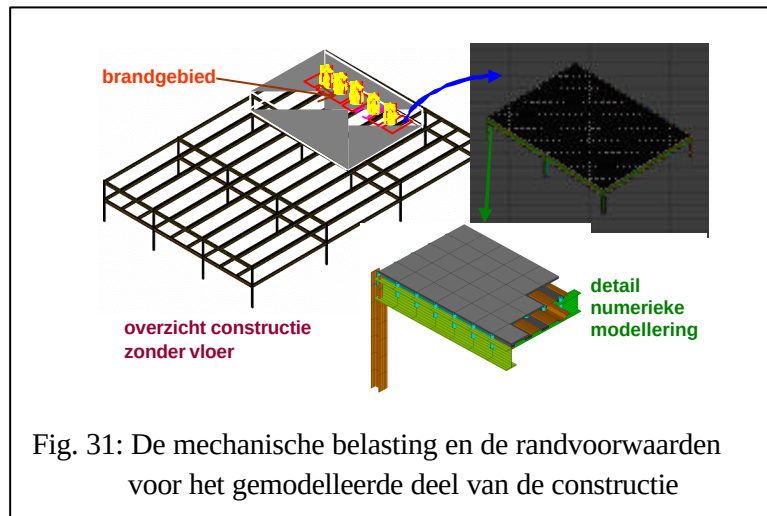
In de brandsituatie dienen verschillende belastingcombinatie te worden beschouwd, met het doel de meest ongunstige te vinden. In dit geval mag, omdat sprake is van een geschoord raamwerk, het effect van de wind op de vloer worden verwaarloosd. Bijgevolg kunnen de volgende belastingcombinaties voor het eigen gewicht (G), de veranderlijke belasting (Q) en de sneeuwbelasting (S) worden onderscheiden:

- $G + \Psi_{1,1}Q + \Psi_{2,1}S = G + 0.7Q + 0.0S = G + 0.7Q$
- $G + \Psi_{1,1}S + \Psi_{2,1}Q = G + 0.6Q + 0.2S$

Het blijkt dat de eerste belastingcombinatie de maatgevende is.

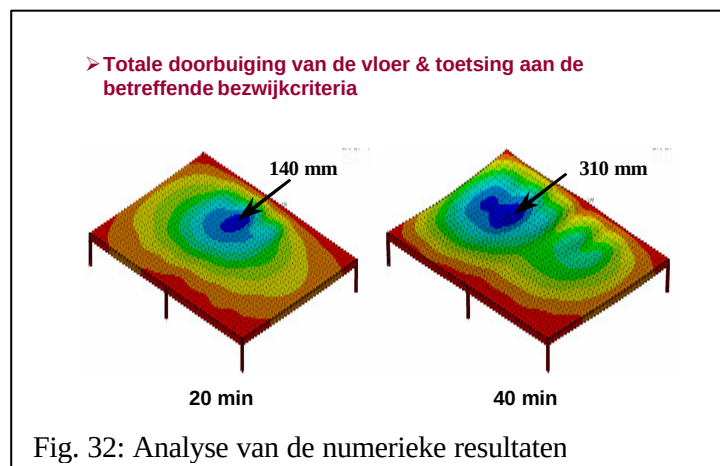
Waar het de randvoorwaarden betreft, moet er aansluiting zijn tussen het gemodelleerde en het niet-gemodelleerde deel van de constructie. Hierbij is het volgende aangenomen:

- volledige inklemming aan de voet van de kolommen (continuïteitverbinding, geen brand op de begane grond)
- volledig verhinderde rotatie en zijdelings verplaatsing van het uiteinde van de vloer.

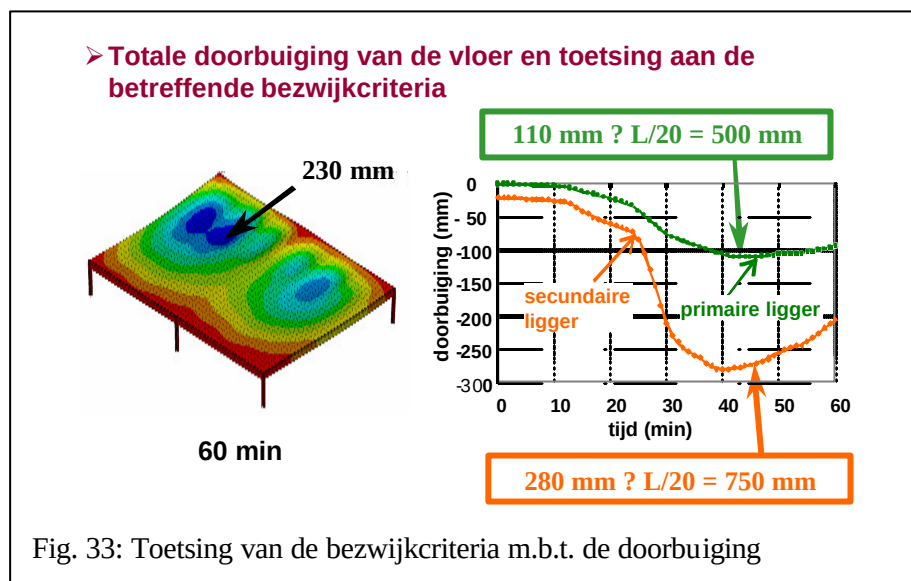


4.3.4 Kritische beoordeling van de numerieke resultaten

Op grond van de resultaten van de berekeningen met het gemodelleerde deel van de constructie kan het brandgedrag van de gehele constructie worden onderzocht. Voor het beschouwde geval zijn, bij wijze van illustratie, in fig. 32 de vervormingen van de vloer weergegeven na een brandduur van 20 en van 40 minuten. Het effect van de plaatselijke brand is duidelijk waarneembaar. De maximale verticale verplaatsing neemt toe van 140 mm na 20 tot 310 mm na 40 minuten brandduur.



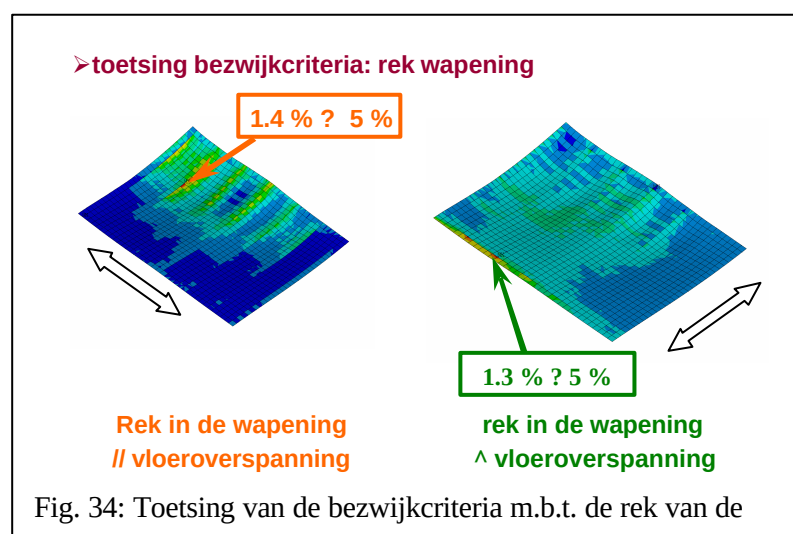
Dan, bij een brandduur van 60 minuten, neemt de maximale doorbuiging van de vloer af tot 230 mm, maar het vervormde oppervlak neemt toe als gevolg van de brandontwikkeling. De afname van de doorbuiging wordt veroorzaakt door het feit dat de brand is overgegaan van de brandfase naar de dooffase. Zie ook fig. 33.



Een ander bezwijkcriterium dat getoetst moet worden, is de verlenging van de wapening in staal-betonvloer. Zie fig. 34. Er wordt vanuit gegaan dat de maximale rek van het wapeningsstaal niet meer mag bedragen dan 5%, corresponderend met de minimale waarde van de vervormingscapaciteit van het wapeningsstaal gespecificeerd in EN1992-1.2 .

In het beschouwde geval bedraagt de maximale rek van het wapening, zoals deze uit de berekening volgt, 1,4%, d.w.z. belangrijk minder dan de grenswaarde van 5%. Geconcludeerd wordt daarom dat ook aan dit bezwijkcriterium wordt voldaan, indien wordt uitgegaan van de gekozen vloer.

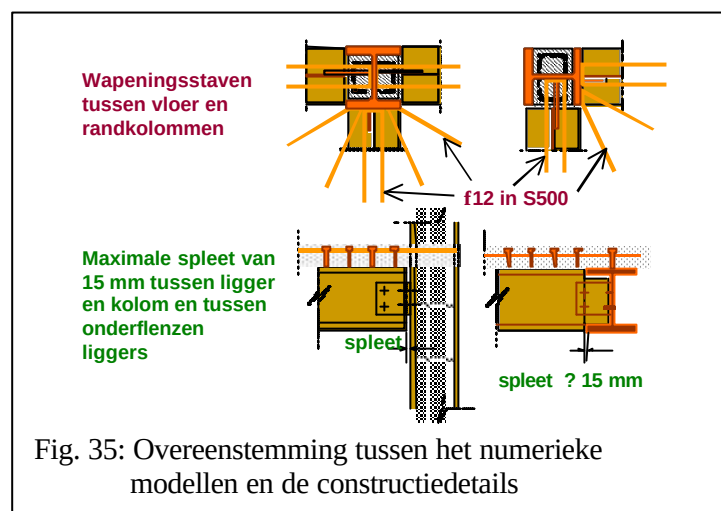
De hierboven besproken benadering, uitgaande van geavanceerde rekenmodellen, is op uitgebreide schaal toegepast in verschillende EGKS projecten, met het doel de uitkomsten van brandproeven op staal-betonconstructies op ware grootte te analyseren. Steeds blijkt er een bevredigende overeenkomst te bestaan tussen de proefresultaten en de uitkomsten van de berekeningen op basis van de geavanceerde modellen.



4.3.5 Eisen m.b.t. de constructiedetails

Naast de analyse van de numerieke resultaten is het van bijzonder groot belang specifieke constructiedetails vast te leggen, met het doel overeenstemming te bereiken met de aannamen, zoals gedaan bij de modellering. In het beschouwde geval worden in verband hiermee de volgende eisen gesteld:

- mechanische verbinding met behulp van aanvullende wapening tussen zowel de rand- als de hoekkolommen met de staalplaat-betonvloer, teneinde het brandgedrag aan de randen van de vloer te verbeteren
- het aanbrengen van een spleet tussen de onderflens van de liggers en de kolommen en tussen de onderflenzen van zowel de primaire als de secundaire staalliggers, in verband met de noodzakelijke negatieve momentcapaciteit in geval van brand
- gezien de twee bovengenoemde eisen, kan volstaan worden met eenvoudige verbindingen tussen de stalen liggers onderling en tussen de liggers en de kolommen
- een volledig schuifvaste verbinding tussen de (secundaire) stalen liggers en de staalplaat-betonvloer.



4.3.6 Praktijkvoorbeeld van een ontwerp gebaseerd op de beoordeling van het brandgedrag van de constructie als geheel

De foto's weergegeven in fig. 36 tonen een gebouw in Frankrijk, waarvan het brandveiligheidsontwerp is gebaseerd op de beoordeling van de constructie als geheel, uitgaande van geavanceerde rekenmodellen.

Voor dit gebouw zijn verschillende brandscenario's onderzocht en voor ieder scenario is een geavanceerd rekenmodel opgesteld. Voor alle brandscenario's zijn de bezwijkcriteria m.b.t. de doorbuiging van de stalen liggers en de rek van de wapening in de staalplaat-betonvloeren zorgvuldig getoetst.

Deze analyse op basis van Fire Safety Engineering heeft geleid tot de toepassing van het eerste gebouw van deze omvang in Frankrijk.



5 SPECIFIEKE OVERWEGINGEN M.B.T. HET BRANDVEILIGHEIDONTWERP VAN STAAL-BETONCONSTRUCTIES

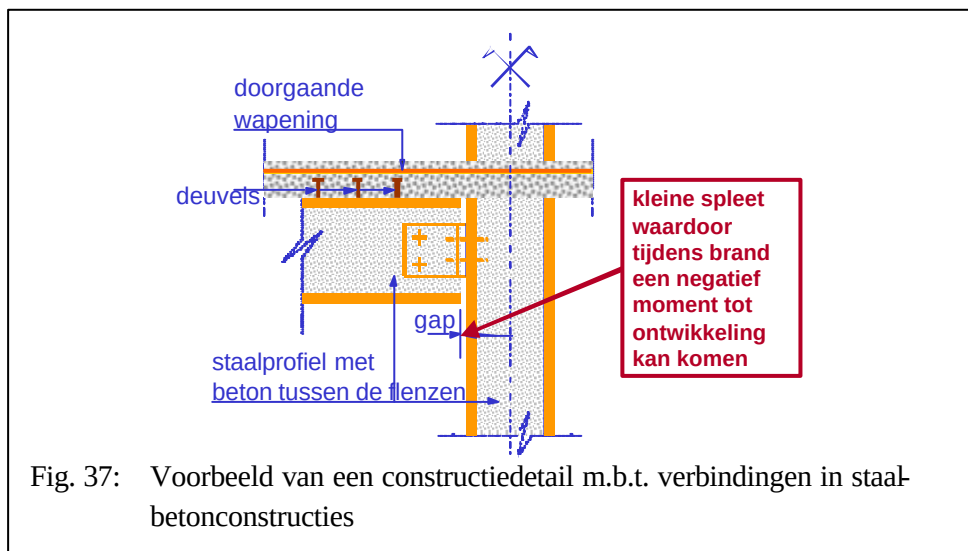
Bij de bespreking van het voorgaande praktijkvoorbeeld werd opgemerkt dat bij het brandveiligheidontwerp van staal-betonconstructies specifieke overwegingen m.b.t. de constructiedetails in beschouwing moeten worden genomen. Het betreft hier met name:

- de verbindingen
- de samenwerking tussen beton en staal.

Het zal duidelijk zijn dat er in het brandveiligheidontwerp, gebaseerd op de beoordeling van de constructie als geheel, van wordt uitgegaan dat de samenhang tussen de verschillende onderdelen van de constructie behouden blijft. Indien dit niet het geval is, vervalt de basis van de beoordeling. Daarbij komt dat het niet aanvaardbaar is indien enigerlei voortschrijdend bezwijken zou optreden, bijvoorbeeld als gevolg van het bezwijken van een verbinding.

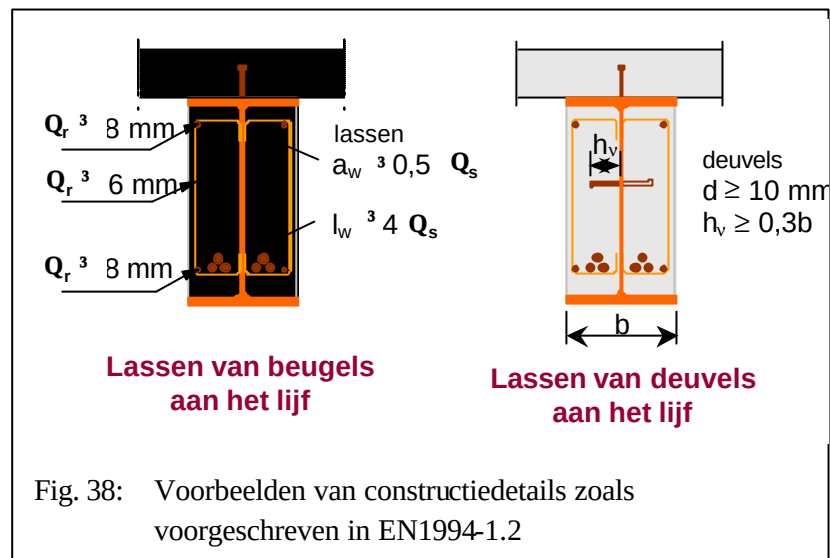
Een ander belangrijk aspect m.b.t. de verbindingen is het bezwijken hiervan gedurende de doofperiode. Dit verschijnsel is buitengewoon belangrijk, niet slechts bij de beoordeling van het brandgedrag van de constructie als geheel – waarbij veelal verondersteld wordt dat delen van de constructie koud blijven - maar ook bij de beoordeling van de brandveiligheid onder standaard brandomstandigheden. Hoewel in dit laatste geval geen dooffase is vastgelegd, mogen de eventuele consequenties hiervan voor het werkelijke brandgedrag van de constructie niet buiten beschouwing blijven.

In EN1993-1.2 (staal) en EN1994-1.2 (beton) wordt voor het brandontwerp van constructiedetails een eenvoudig rekenmodel, danwel het gebruik van standaard constructiedetails aanbevolen. Eén van de typische gevallen betreft het detail van de verbinding tussen ligger en kolom in een staal-betonconstructie. Zie fig. 37. Essentieel hier is dat voorgesteld wordt een kleine spleet aan te brengen tussen de onderflens van de ligger en de kolom. Bijgevolg moet – onder kamertemperaturomstandigheden - de verbinding worden opgevat als een eenvoudige geboute verbinding, omdat de doorbuiging van de ligger zeer gering is. Echter, onder brandomstandigheden zullen – als gevolg van de thermische kromming en het teruglopen van de stijfheid van het staal – grote vervormingen optreden, welke leiden tot een belangrijke hoekverdraaiing ter plaatse van de oplegging. Indien de spleet tussen de onderflens van de ligger en de kolom smal is, zal de onderflens van de ligger in een vroeg stadium van de brand contact maken met de kolom. Samen met de wapening in de staalplaat-betonvloer ontwikkelt zich daarmee een negatieve momentencapaciteit in de ligger. Deze extra momentencapaciteit verhoogt in belangrijke mate de brandwerendheid van de ligger.



Naast de verbinding tussen stalen liggers en de staalplaat-betonvloer, speelt ook de verbinding tussen staal en beton in geval van stalen liggers voorzien van beton tussen de flenzen, een belangrijke rol. Teneinde voldoende samenwerking tussen staalprofiel en beton mogelijk te maken, zodat de aanvullende wapening daadwerkelijk haar functie kan vervullen, wordt in EN1994-1.2 een constructiedetail voorgeschreven zoals weergegeven in fig. 38. Het voornaamste doel van dergelijke constructiedetails is niet slechts het verzekeren van een mechanische verbinding tussen de verschillende onderdelen van de ligger, maar ook het voorkomen van spatten van beton. Dit laatste verschijnsel kan buitengewoon gevaarlijk zijn indien, zonder adequate maatregelen, een betonoppervlak direct aan brand wordt blootgesteld.

Een groot aantal andere constructiedetails is beschikbaar. Het is belangrijk dat de ontwerper hiervan terdege op de hoogte is, zodat optimale oplossingen voor de brandveiligheid van staal-betonconstructies worden verkregen.



6 LITERATUUR

- EN1990: Eurocode 0: Basis of structural design, Brussels, CEN, July 2001
- EN1991-1-2: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General rules – Actions on structures exposed to fire, Brussels, CEN, November 2002
- prEN1993-1-2: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, Brussels, CEN, November 2003
- prEN1994-1-2: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Actions on structures exposed to fire, Brussels, CEN, October 2003
- prEN1992-1-2: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, Brussels, CEN, December 2003
- 7215 SA125: Competitive steel buildings through natural fire safety concept, final report of CEC agreement 7210 – SA125, 126, 213, 214, 323, 423, 522, 623, 839, 937, British Steel, March 1999
- 7215 SA112: Design Tools of the behaviour of multi-storey steel framed buildings exposed to natural fire conditions (CARD (2)), Rapport final of ECSC project, TNO, January 2003
- 7215 PP025: Demonstration of real fire tests in car parks and high buildings, final report of ECSC project-EUR 20466 EN 2002, CTICM, Brussels, December 2003

ANNEX A: AANBEVOLEN WAARDEN VOOR DE COMBINATIEFACTOREN VOOR
GEBOUWEN

belasting	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Veranderlijke belasting, per gebouwcategorie (zie EN 1991-1.1)			
Categorie A :woningen, woongebouwen	0,7	0,5	0,3
Categorie B :kantoorruimten	0,7	0,5	0,3
Categorie C :bijeenkomstgebouwen	0,7	0,7	0,6
Categorie D :winkelcentra	0,7	0,7	0,6
Categorie E :opslaggebouwen	1,0	0,9	0,8
Categorie F :verkeersruimten voertuigen met een gewicht $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Categorie G :verkeersruimten, 30kN < voertuigen met een gewicht $\leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Categorie H :daken	0	0	0
Sneeuwbelasting op gebouwen (zie EN1991-1.3)			
Finland,IJsland, Noorwegen, Zweden	0,70	0,50	0,20
Overige CEN Lidstaten, voor plaatsen gelegen op een hoogte H > 1000 m boven zeeniveau	0,70	0,50	0,20
Overige CEN Lidstaten, voor plaatsen gelegen op een hoogte H ≤ 1000 m boven zeeniveau	0,50	0,20	0
Windbelastingen op gebouwen (zie EN1991-1.4)	0,6	0,2	0
Temperatuur (excl. brand) in in gebouwen (zie EN1991-1.5)	0,6	0,5	0

(ref.: prEN1990 - juli 2001)

ANNEX B: DETAIL-INFORMATIE OVER DE MECHANISCHE EIGENSCHAPPEN
VAN STAAL BIJ VERHOOGDE TEMPERATUUR

Tabel B.1: Reductiefactoren voor de spanning-rekrelaties van constructiestaal bij verhoogde temperatuur.

Staal- temperatuur $\vartheta_a [^{\circ}\text{C}]$	$k_{E,\vartheta} = \frac{E_{aq}}{E_a}$	$k_{p,\vartheta} = \frac{f_{apq}}{f_{ay}}$	$k_{y,\vartheta} = \frac{f_{ayq}}{f_{ay}}$	$k_{u,\vartheta} = \frac{f_{auq}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1000	0,0450	0,0250	0,04	
1100	0,0225	0,0125	0,02	
1200	0	0	0	

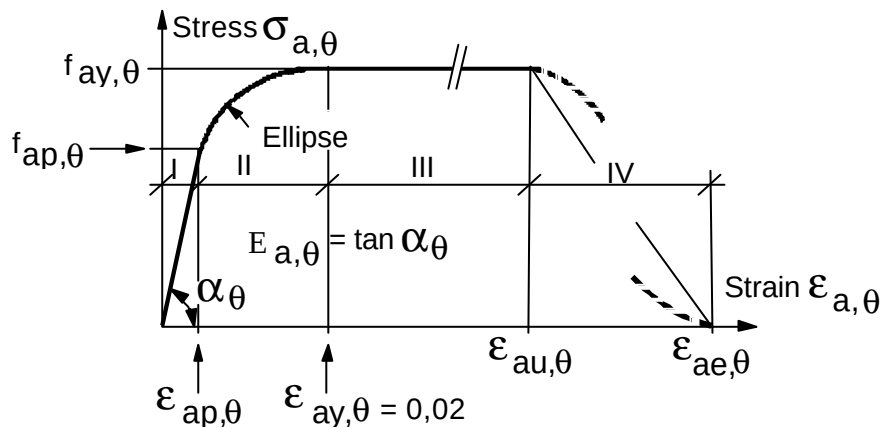


Fig. B.1: Wiskundig model voor de spanning-rekrelaties van constructiestaal bij verhoogde temperatuur

Tabel B.2: Relatie tussen de verschillende parameters van het model volgens fig. B.1

Range rekken	spanning σ	Tangent modulus
I / elastisch $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{aq} e_{aq}$	E_{aq}
II / overgang $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$\left(f_{ap,q} - c\right) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - \left(e_{ay,q} - e_{aq}\right)^2}$ with $a^2 = \left(e_{ay,q} - e_{ap,q}\right)\left(e_{ay,q} - e_{ap,q} + c / E_{aq}\right)$ $b^2 = E_{aq} \left(e_{ay,q} - e_{ap,q}\right)c + c^2$ $c = \frac{\left(f_{ay,q} - f_{ap,q}\right)^2}{E_{aq} \left(e_{ay,q} - e_{ap,q}\right) - 2\left(f_{ay,q} - f_{ap,q}\right)}$	$\frac{b\left(e_{ay,q} - e_{aq}\right)}{a \sqrt{a^2 - \left(e_{ay,q} - e_{aq}\right)^2}}$
III / plastisch $\varepsilon_{ay,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,q}$	0

ANNEX C: DETAIL-INFORMATIE OVER DE MECHANISCHE EIGENSCHAPPEN
VAN BETON BIJ VERHOOGDE TEMPERATUUR

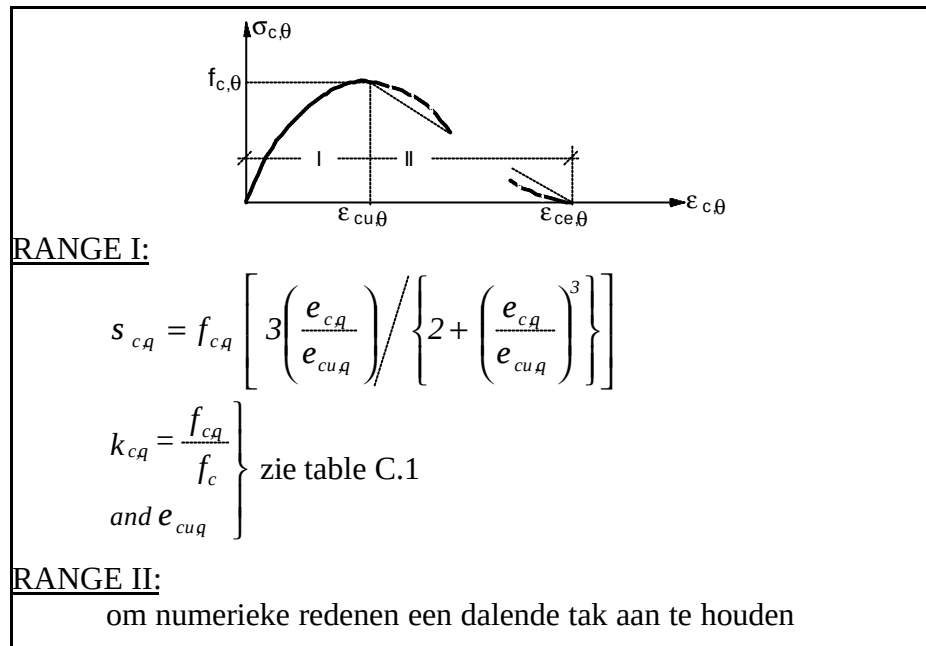


Fig. C.1: Wiskundig model voor de spanning-rekrelaties van beton onder druk bij verhoogde temperatuur

Tabel C.1: Waarden voor de twee belangrijkste parameters van de spanning-rekrelaties voor grindbeton en lichtgewicht beton bij verhoogde temperatuur

Concrete Temperature q_c [°C]	$k_{c,q} = f_{c,q} / f_c$		$e_{cu,q} \cdot 10^3$ NC
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	-