

STAAL-BETONDRAAG-CONSTRUCTIES

DEEL 1 : ONTWERP BIJ UITERSTE GRENSTOESTAND VOLGENS EUROCODE 4

Benoît Parmentier, ir., projectleider, afdeling Geotechniek & Structuren, animator Normen-Antenne "Eurocodes"

Yves Martin, ir., projectleider, afdeling Geotechniek & Structuren, animator Normen-Antenne "Brandpreventie"

De auteurs betuigen E. Piraprez hun oprechte dank voor zijn nuttige adviezen.

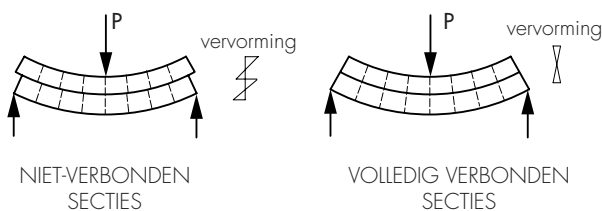
Staal-betondraagconstructies worden reeds geruime tijd toegepast. Het gebruik ervan in (doorgaans industriële) gebouwen en in bruggen steunt op complementaire eigenschappen die al sinds jaren gekend zijn. Staal-betondraagconstructies bestaan steeds uit een stalen profiel in combinatie met gewapend beton (staal-betonbalken en staal-betonkolommen) of zelfs uit een stalen profiel (of een geprofileerde staalplaat) in combinatie met gewapend beton (staal-betonvloerplaten). In dit artikel bespreken we de regels voor het dimensioneren van deze constructies bij uiterste grenstoestand, volgens de bepalingen van Eurocode 4. Deze toelichting wordt geïllustreerd met praktische rekenvoorbeelden. In een volgend artikel zullen we het ontwerp van staal-betondraagconstructies behandelen bij gebruiksgrenstoestand.

1 INLEIDING

Bij balken en vloerplaten wordt het profiel mechanisch aan de betonplaat bevestigd. Deze verbinding zorgt ervoor dat het contactvlak van beide materialen een grote afschuifsterkte krijgt, zodat ze bij buiging kunnen samenwerken. De betonplaat vervult niet enkel de functie van draagvloer, maar neemt eveneens de drukkrachten op en biedt het stalen profiel een nuttige bijkomende bescherming tegen corrosie en brand. Het staal neemt hierbij vooral trekkrachten op.

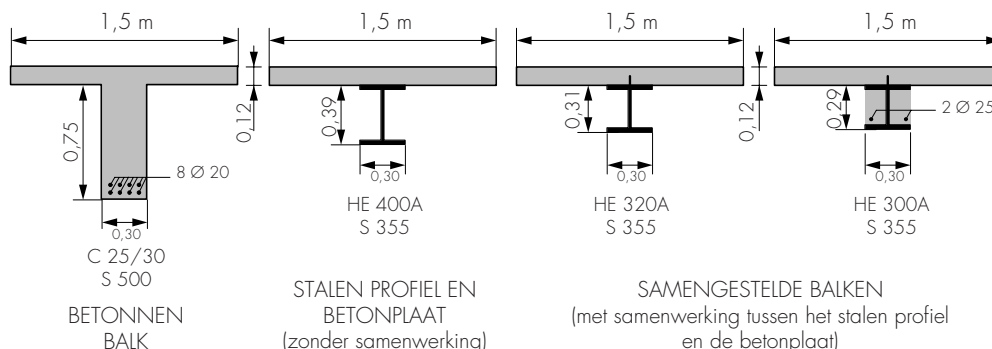
Bij elastisch gedrag en bij volledige verbinding wijzen de berekeningen uit dat de vervormingen met de helft verminderen en dat de doorbuiging tot een vierde beperkt wordt in vergelijking met de niet-verbonden constructie (zie afbeelding 2). In gebouwen met meerdere verdiepingen werkt men dikwijls met overspanningen van 12 tot 15 m of zelfs meer. Deze zeer lange spanwijdten leiden tot grote buigmomenten die door een staal-betondraagconstructie voordeliger kunnen opgenomen worden, zowel qua kostprijs als omwille van de lagere vloerhoogte. Bij wijze van voorbeeld geeft afbeelding 2 een vergelijking tussen verschillende balken die hetzelfde buigmoment kunnen opnemen.

Afb. 1 Voorstelling van het samenwerkingsconcept.

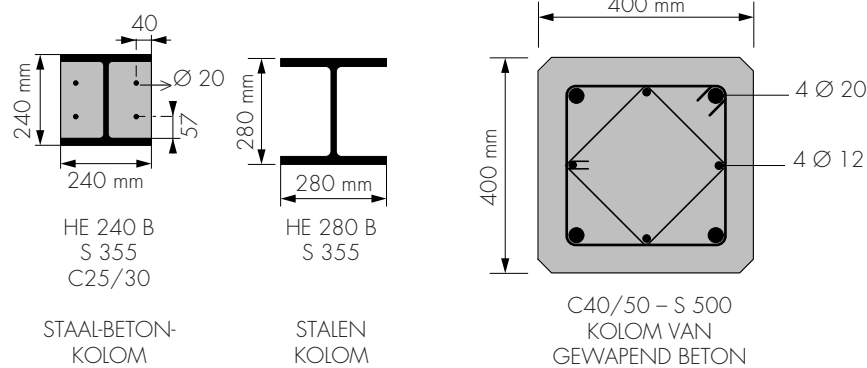


Wat de kolommen betreft, werd de betonomhulling rond het profiel vaak gebruikt als bescherming tegen brand, alvorens werkelijk bij te dragen tot de sterkte van het samengestelde element dankzij een beter ontwerp. Het draagvermogen van staal-betonkolommen kan tot twee keer groter zijn dan bij alleenstaande profielen.

Afb. 2 Vergelijking tussen verschillende draagvloeren die ontworpen zijn om een buigmoment van 800 kNm op te nemen (deze vrij hoge waarde wordt in kleine gebouwen, huizen e.d. slechts zelden bereikt) [14].



Afb. 3 Vergelijking tussen verschillende kolommen die ontworpen zijn om een grensbelasting van 3000 kN op te nemen bij een kniklengte van 4 m (deze vrij hoge grensbelasting wordt in kleine gebouwen, huizen e.d. slechts zelden bereikt) [14].



De H-vorm van de profielen maakt de betonvulling een stuk makkelijker, zodat de bekistingskosten verminderen. Deze kostprijddaling compenseert gedeeltelijk de overdimensionering die soms nodig is om een voldoende brandweerstand te verkrijgen. Bij wijze van voorbeeld geeft afbeelding 3 een vergelijking tussen verschillende kolommen die weerstand kunnen bieden aan dezelfde grensbelasting.

In dit artikel geven we een overzicht van de verschillende dragende staal-betonelementen die gebruikt worden bij het ontwerp van gebouwen. We geven ook aan hoe men deze elementen kan dimensioneren in de uiterste grenstoestand met behulp van de Europese voornorm ENV 1994-1-1 "Eurocode 4. Ontwerp van gemengde staal-betondraagssystemen" (EC4).

1.1 GEBRUIKTE MATERIALEN

Om staal-betondraagconstructies te bouwen, gebruikt men doorgaans vier basismaterialen:

- ◆ constructiestaal
- ◆ wapeningsstaal
- ◆ geprofileerde staalplaten
- ◆ beton.

Deze materialen worden beschreven in verschillende Belgische en Europese normen. Bepaalde fundamentele voorschriften worden eveneens behandeld in documenten zoals de Eurocodes met betrekking tot beton (EC2) [2] en staal (EC3) [3] alsook in de Technische Voorlichting nr. 223 van het WTCB [17].

Deze normatieve documenten verschaffen meer informatie over de verschillende kenmerken van de materialen, zoals de elasticiteitsgrens van staal, de karakteristieke druksterkte van beton, de Young-modulus, ... Voor constructiestaal hangen bepaalde mechanische kenmerken af van de geometrische vorm van het element.

1.2 VEILIGHEIDSCOËFFICIËNTEN OP MATERIALEN

Om ervoor te zorgen dat de dimensionering gebeurt in overeenstemming met de algemene filosofie van de Eurocodes, gebruikt men de rekenwaarde X_d voor de eigenschappen van de materialen waaruit de dragende elementen bestaan. Elke eigenschap wordt voorgesteld door haar laagste karakteristieke waarde (percentiel 95 %), gedeeld door een veiligheidscoëfficiënt die afhankelijk is van het materiaal:

$$X_d = \frac{X_{k,inf}}{\gamma_M}$$

Om de rekenwaarde van de sterkte van dragende elementen of van hun dwarsdoorsnede te bepalen, dient men bij staal-betonconstructies de rekenwaarden van de sterkte van de samenstellende materialen alsook geometrische gegevens te gebruiken. Dit geeft:

$$R_d = R(X_d, a_d, \dots)$$

Anders gesteld, wordt de rekenwaarde van staal-betonconstructies bepaald door vormgegevens eigen aan de sectie van het dragende element en door al zijn samenstellende materialen. Tabel 1 geeft een overzicht van de veiligheidsfactoren volgens EC4, afhankelijk van het materiaaltype en van de beschouwde belastingscombinatie voor de dimensionering in de uiterste grenstoestand.

Tabel 1 Partiële veiligheidscoëfficiënten op materialen bij staal-betondraagconstructies.

MATERIAALTYPE	VEILIGHEIDSFAC- TOR	BIJVENDE COMBINATIE	TOEVALLIGE COMBINATIE
Constructiestaal	γ_a	1,1	1
Wapeningsstaal	γ_s	1,15	1
Beton	γ_c	1,5	1,3
Geprofil. staalplaat	γ_{ap}	1,1	1
Verbindings-elementen	γ_V	1,25	1

1.3 STAAL-BETONKOLOMMEN

Staal-betonkolommen kunnen in twee hoofd-categorieën onderverdeeld worden :

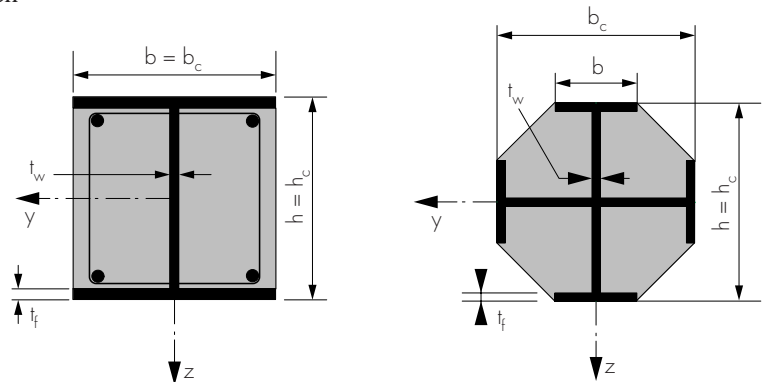
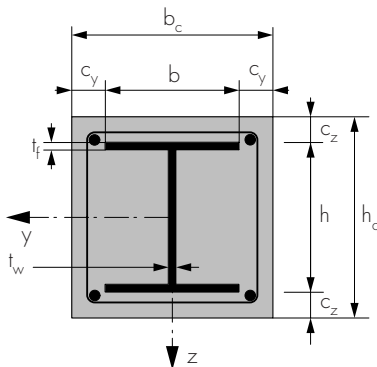
- ◆ met beton omhulde kolommen; de omhulling kan volledig zijn (afbeelding 4) of gedeeltelijk (afbeelding 5)
- ◆ met beton gevulde kolommen (afbeelding 6).

Voor de bepaling van het type element dat economisch of technisch gezien het meest geschikt is voor het betrokken project, kan men gebruik maken van tabel 2.

1.4 STAAL-BETONBALKEN

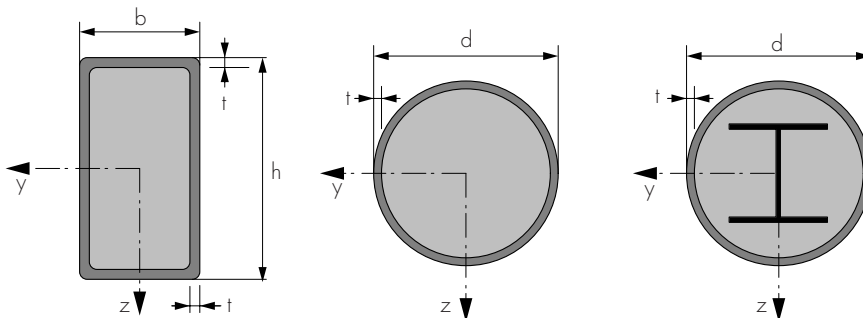
Afbeelding 7 (blz. 46) geeft een overzicht van de mogelijke vormen van staal-betonbalken. Doorgaans gaat het om een stalen profiel dat verbonden wordt met een betonplaat. Deze plaat kan op een niet-permanente bekisting gestort worden (geval A) of op een permanente bekisting zoals een geprofileerde staalplaat (geval B) of breedplaten (geval C).

Afb. 4
Voorbeeld van een volledig met beton omhulde gemengde kolom.



Afb. 5 Voorbeelden van gedeeltelijk met beton omhulde gemengde kolommen.

Afb. 6
Voorbeelden van met beton gevulde gemengde kolommen.

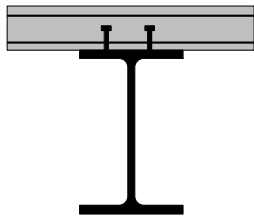


Tabel 2
Kenmerken van gemengde kolommen met gedeeltelijke of volledige betonomhulling [7].

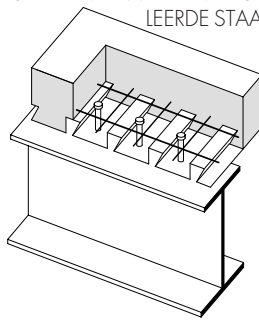
KOLOM MET VOLLEDIGE BETONOMHULLING	KOLOM MET GEDEELTELIJKE BETONOMHULLING (breedte > 240 mm)
De omtrek moet bekist worden.	Geen bekisting, tenzij het opheffen moeilijk is of men een erg vlak dan wel gestructureerd oppervlak wil bekomen.
Het betonstorten gebeurt meestal vóór de montage.	Het betonstorten gebeurt op de grond in vlakke toestand en vóór de montage.
De wapening wordt rond het element geplaatst in de uiteindelijke gemonteerde positie.	De wapeningen kunnen vooraf samengesteld worden, zodat de plaatsing snel kan gebeuren.
Vrij weinig wapening aanwezig. Indien mogelijk wordt de wapening beperkt tot de hoeken.	Indien men een hoge brandweerstand wenst, dient men het maximaal toegelaten percentage wapening te gebruiken (6 %). Bij de berekening onder normale gebruiksbelastingen wordt echter slechts 4 % in rekening gebracht.
Het profiel hoeft niet beschilderd te worden.	Het beschilderen, meestal met esthetische functie, wordt op de zichtbare flenzen aangebracht.
Aantal verbindingselementen beperkt tot de zone waar de belastingen tussen de vloer en de kolom overgedragen worden.	Een mechanische bevestiging (deuvels of andere) over de volledige kolomhoogte is nodig om te vermijden dat de elementen bij brand van elkaar loskomen.
Zeer hoge structurele brandweerstand.	De structurele brandweerstand vereist soms een zekere overdimensionering ten opzichte van de normale gebruiksbelastingen.
Beperkt weerstandsvermogen tijdens de uitvoering; de uiteindelijke sterkte wordt bereikt na verharding van het beton.	Wegens de overdimensionering, vereist om de brandweerstand te verzekeren, is de overcapaciteit tijdens de uitvoering zeer belangrijk.

Afb. 7 Voorbeelden van staal-betonbalken.

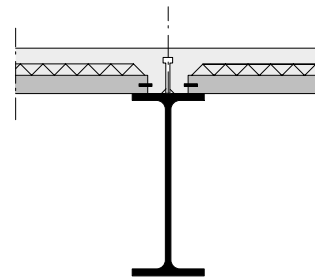
A. PROFIEL + GEWAPEND-BETONPLAAT



B. PROFIEL + MEEWERKENDE GEPROFILEERDE STAALPLAAT



C. PROFIEL + BREEDPLATEN



Het type stalen profiel kan uiteraard variëren afhankelijk van de toepassing (het kan bijvoorbeeld buisvormig zijn). Door het stalen profiel gedeeltelijk te omhullen, kunnen de brandweerstand en de kniksterkte verhoogd worden.

Het plaatsen van verbindingselementen in het contactvlak tussen het profiel en de betonplaat (of soms het lassen op de geprofileerde staalplaat zoals geval B op afb. 7) zorgt voor de opname van de overlangse afschuifkrachten, zodat men een staal-betonsectie bekomt waarvan de diverse bestanddelen samenwerken bij buiging. Deze verbinding kan al dan niet volledig zijn, afhankelijk van het type en het aantal verbindingselementen (deuvels, hoekstukken, ...).

Soms worden openingen gemaakt in het lijf van het stalen profiel (doorvoer van buizen, kanalen, ...).

1.5 STAAL-BETONVLOERPLATEN

Verschillende betonvloerplaten kunnen gebruikt worden in combinatie met een stalen balk. Het gaat hierbij om :

- ◆ een op de bouwplaats gestorte vloerplaat op een (koudgevormde) geprofileerde staalplaat, die als permanente bekisting voor de betonplaat dient. Als de staalplaat voorzien is van ribben die de overlangse krachten tussen de geprofileerde staalplaat en het beton overdragen (afbeelding 8), werkt de uiteindelijke vloerplaat als een samengestelde plaat in de richting van de ribben
- ◆ een vloerplaat bestaande uit prefab betonelementen (breedplaten of welfsels) en uit beton dat op de bouwplaats gestort wordt.

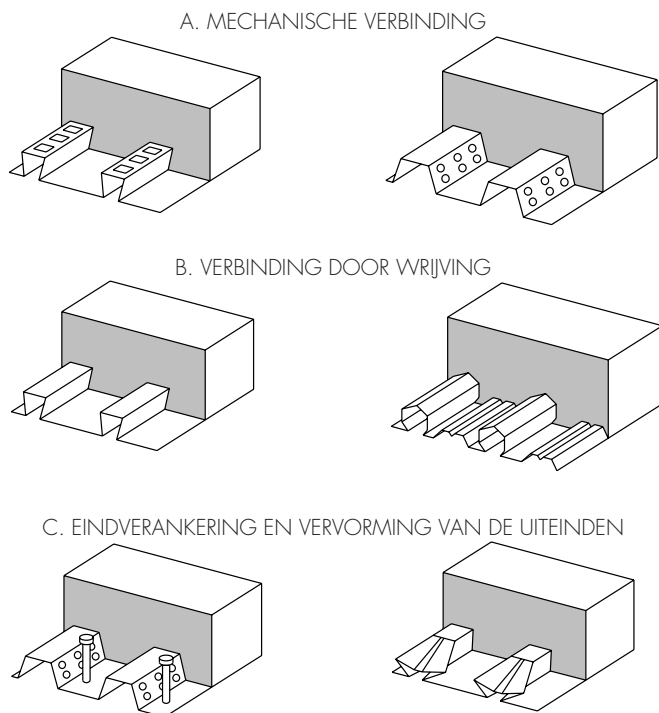
De totale hoogte van staal-betonvloerplaten ligt doorgaans tussen 120 en 180 mm; dit is onder meer afhankelijk van de vereiste brandweerstand. De klassieke hoogte van de ribben h_p bedraagt meestal 40 tot 85 mm. De h.o.h.-afstand kan variëren van 150 tot 300 mm, terwijl de dikte van de geprofileerde plaat tussen 0,75

en 2 mm schommelt. Afhankelijk van het project kunnen uiteraard ook andere afmetingen toegepast worden. Bij gebruik van Eurocode 4 voor het dimensioneren van zulke constructies dient men echter aan minimale eisen te voldoen met betrekking tot de afmetingen van de materialen waaruit de constructie opgebouwd is (voorbeeld : de totale hoogte van de vloerplaat mag niet kleiner zijn dan 80 mm). De overspanning bedraagt meestal 2 tot 6 m.

Kort samengevat, bieden staal-betondraagconstructies de volgende voordelen :

- voor staal-betonvloerplaten :
 - ◆ winst op het totale gewicht van de draagconstructie
 - ◆ grotere buigstijfheid (kleinere doorbuiging)
 - ◆ betere brandweerstand van de balken, vooral indien de onderzijde ervan omhuld is door beton of in de dikte van de vloerplaat ligt
 - ◆ kleinere hoogte van de draagvloer en dus grotere nuttige hoogte voor elke verdieping
- voor staal-betonbalken :
 - ◆ betere brandweerstand, vooral indien de onderzijde van de balken omhuld is door beton of in de dikte van de vloerplaat ligt
 - ◆ verhoogde weerstand tegen plaatselijke instabiliteit (kromtrekking van de onderzijde van het profiel)
 - ◆ grotere buigstijfheid (kleinere doorbuiging)
- voor staal-betonkolommen :
 - ◆ betere brandweerstand
 - ◆ behoud van de buitenafmetingen van de kolom van de ene verdieping tot de andere, doordat het type stalen profiel aangepast is aan de op te nemen belastingen.

Doorgaans maakt een staal-betondraagconstructie een grote flexibiliteit mogelijk in de algemene en plaatselijke opbouw van de draagstructuur. Dit is te danken aan de grote verscheidenheid aan stalen profielen, zowel qua geometrische vorm als qua staaltipe. Ook de verbindingen tussen de elementen kunnen verschillende vormen aannemen, zodat het mogelijk wordt over te gaan tot (al dan niet volledige) prefabricatie. Tenslotte biedt deze uitvoeringswijze dankzij de combinatiemogelijkheden met beton tal van voordelen van economi-



Afb. 8 Voorbeelden van betonvloerplaten met meewerkende geprofileerde staalplaten.

sche en technische aard (snelle en nauwkeurige montage, verbindingen die zorgen voor een monolithische constructie, ...).

2 ONTWERP VAN STAAL-BETONDRAAGCONSTRUCTIES

Staal-betondraagconstructies kunnen in België ontworpen worden uitgaande van de Europese voornorm

ENV 1994 "Eurocode 4. Ontwerp van gemengde staal-betondraagsystemen" en zijn nationaal toepassingsdocument (Belgisch NAD) [5]. Eurocode 4 werd goedgekeurd in 1992 en bestaat uit drie delen :

- ◆ deel 1-1 : algemene regels en regels voor gebouwen
- ◆ deel 1-2 : algemene regels voor brandbeveiligend ontwerp
- ◆ deel 2 : staal-betonbruggen.

In dit artikel komt slechts deel 1-1 aan bod. Meer algemene informatie met betrekking tot de Eurocodes werd gegeven in een eerder verschenen WTCB-publicatie [12].

Eurocode 4 handelt over de combinatie van twee materialen die elk afzonderlijk reeds het voorwerp uitmaken van andere voornormen (beton in EC2 en staal in EC3); EC4 verwijst dus geregeld naar deze twee documenten. De structuur van Eurocode 4 verschilt slechts weinig van deze van de andere Eurocodes. Na drie

"gemeenschappelijke" hoofdstukken van de Eurocodes (inleiding, grondslag voor ontwerp, materialen) komt het ontwerp van balken en kolommen in de uiterste grenstoestand (UGT) en in de gebruiksgrenstoestand (GGT) aan bod. Hoofdstuk 6 handelt over de verbindingselementen (beschrijving van de begrippen gedeeltelijke en volledige verbinding), terwijl hoofdstuk 7 gewijd is aan vloeren met meewerkende geprofileerde staalplaten. In hoofdstuk 8 worden vloeren met geprefabriceerde betonplaten kort besproken, waarna het document afgesloten wordt met twee "klassieke" hoofdstukken in verband met de uitvoering en het experimenteel ondersteund ontwerp. Dit geheel wordt aangevuld met bijlagen van normatieve of informatieve aard.

Dit eerste artikel betreft uitsluitend de dimensionering van staal-betonconstructies in de uiterste grenstoestand (UGT).

2.1 BASISPRINCIPES VOOR DE DIMENSIONERING IN DE UGT VOLGENS DE EUROCODES

Net als de andere Eurocodes houdt EC4 rekening met de belastingscombinaties, beschreven in EC0 (blijvende en toevallige belastingscombinatie), en met de waarde van de belastingen zoals gedefinieerd in EC1. Eurocode 4 maakt eveneens gebruik van de partiële veiligheidscoëfficiënten, die beschreven worden in § 1.2. Een speciale eigenschap van de berekening van belastingen is, dat men een eventuele herverdeling in aanmerking neemt (buigmomenten en bijgevolg ook dwarskrachten). Deze herverdeling ontstaat ten gevolge van de scheurvorming van beton in de zones met negatief moment. Afhankelijk van de klasse van de sectie (zie verder) is een vermindering van de negatieve momenten tot 40 % toegelaten in de zones met doorlopende oplegging.

Hierna volgt een beschrijving van het ontwerp in de UGT voor de drie types staal-betondraagconstructies. Voor andere voorbeelden verwijzen we naar de literatuur [8, 9, 11, 13].

2.2 DIMENSIONERING VAN STAAL-BETONKOLOMMEN

Hierna bespreken we enkel de methoden die in EC4 voorgesteld worden, hoewel ook andere methoden mogelijk zijn, o.a. voor kolommen bestaande uit een hol profiel dat met beton gevuld wordt [16].

Staal-betonkolommen worden gedefinieerd als dragende elementen die vooral onderworpen zijn aan drukkrachten en doorbuiging. De verschillende types kolommen werden reeds beschreven in § 1.3.

Hoofdstuk 4.8 van EC4 stelt twee rekenmethoden voor :

- ◆ een algemene methode voor kolommen waarvan de dwarsdoorsnede over de volledige hoogte asymmetrisch of niet-uniform is
- ◆ een vereenvoudigde methode voor kolommen waarvan de dwarsdoorsnede over de volledige hoogte uniform is en een dubbele symmetrie vertoont.

2.2.1 ALGEMENE METHODE

Een staal-betonkolom met willekeurige dwarsdoorsnede, die onderworpen wordt aan normale belastingen en buigmomenten, moet gecontroleerd worden op de volgende vier punten :

- ◆ de sterkte van het dragende element
- ◆ de weerstand tegen kromtrekken
- ◆ de belastingoverdracht
- ◆ de afschuifsterkte.

2.2.2 VEREENVOUDIGDE METHODE

Deze methode is een toepassing van de algemene methode voor gewone kolommen waarvan de dwarsdoorsnede over de volledige hoogte uniform is en een dubbele symmetrie vertoont. Om deze methode te kunnen toepassen, moet bovendien aan de volgende criteria voldaan zijn :

- de bijdrage van het stalen profiel in de totale plastische sterkte van de sectie δ moet begrepen zijn tussen 20 en 90 %
- de verminderde slankheid $\bar{\lambda}$ mag niet hoger zijn dan 2
- bij volledig omhulde profielen gelden de volgende eisen voor de betondekking c (zie afbeelding 4) :
 - $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4 b$ in de richting y van de sterke as
 - $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3 h$ in de richting z van de zwakke as
- de voor de berekening bruikbare oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de langswapening mag niet groter zijn dan 4 % van de betonoppervlakte (volgens EC2 is een minimum van 0,3 % vereist)
- indien men bij de sterkteberekening van de kolom geen rekening houdt met de langswapening en indien de kolom tot bloot-

stellingsklasse 1 behoort (droge omgeving), kan men de volgende wapening toepassen :

- langsstaven met een diameter van min. 8 mm en tussenafstanden van max. 250 mm
- beugels met een diameter van min. 6 mm en tussenafstanden van max. 200 mm
- gelaste wapeningsnetten bestaande uit draden met een diameter van min. 4 mm.

Over het algemeen hanteert Eurocode 4 de volgende onderliggende hypothesen :

- ◆ er bestaat een volledige samenwerking tussen staal en beton tot breuk
- ◆ vlakke secties blijven vlak, onafhankelijk van de belastingen die erop aangrijpen
- ◆ beton heeft geen treksterkte
- ◆ het gedrag van beton en staal verloopt zoals vooropgesteld resp. in EC2 en EC3.

Bij de controle van de sterkteberekening van een staal-betonkolom dient men gemakshalve de volgende volgorde te respecteren :

1. berekening van de kritische elastische belasting N_{cr} , de verminderde slankheid $\bar{\lambda}$ en de veiligheidsfactoren γ_{Ma} op de materialen
2. controle op de toepasbaarheid van de vereenvoudigde rekenmethode
3. controle op de kromtrekking
4. controle op de dikte van de betondekking en op de wapening
5. controle op de sterkte van de kolom onder :
 - a. centrale axiale druk
 - b. druk en uniaxiale doorbuiging samen
 - c. druk en biaxiale doorbuiging samen
6. eventueel analyse van de effecten van de tweede orde op buigmomenten voor de berekeningen 5.b en 5.c
7. controle op de belastingoverdracht en de overlangse afschuiving.

Op blz. 52 vindt men een praktisch rekenvoorbeeld voor een staal-betonkolom.

2.3 DIMENSIONERING VAN STAAL-BETONBALKEN

De te volgen aanpak voor het ontwerp van staal-betonbalken wordt beschreven in § 4.1.2 van EC4. Staal-betonbalken dienen op volgende punten gecontroleerd te worden :

- ◆ sterkte van de kritische dwarsdoorsneden ten opzichte van het buigmoment en de verticale afschuiving
- ◆ weerstand tegen overhelling
- ◆ sterkte van het lijf bij kromtrekking door afschuiving en bij plaatselijke druk door zijdelingse belastingen
- ◆ sterkte bij overlangse afschuiving.

Het begrip “meewerkende breedte” b_{eff} (zie afbeelding 9) en de classificatie van de secties zijn twee belangrijke concepten die als basis dienen voor de dimensionering van staal-betonbalken in de UGT.

De meewerkende breedte maakt het o.a. mogelijk het “sleepeffect” van de afschuiving in rekening te brengen, terwijl men met behulp van de classificatie van de secties de sterkte van de dwarsdoorsneden kan berekenen, afhankelijk van hun vermogen om plastificering over hun volledige hoogte te bereiken (plastisch scharnier). Afhankelijk van het (grote tot beperkte) scharniervermogen van de sectie en van de eventuele plaatselijke kromtrekking moet men bepalen of de sectie tot de klasse 1, 2, 3 of 4 behoort. Dit concept geeft een beeld van de slankheid van de sectie.

De eerste twee klassen (1 en 2) maken het mogelijk rekening te houden met een rechthoekige belastingsverdeling (volledige plastificering). Deze klassen zijn (voor de onderflenzen en de lijven van de secties) eveneens afhankelijk van het “teken” van het buigmoment ter plaatse van de sectie. Om een volledige sectie te karakteriseren, kiest men de kleinste klasse onder deze die voor ieder element vastgesteld werden. Doorgaans geven de producenten van stalen profielen in hun catalogus voor elk van hun producten de klasse op. Voor meer informatie verwijzen we eveneens naar de literatuur [1].

Voor balken is het eveneens belangrijk de grenstoestanden te onderzoeken afhankelijk van de bouwfase. Het samenwerkende effect van een betonplaat (met al dan niet meewerkende stalen bekisting) kan voor de dimensionering van het stalen profiel immers enkel in

rekening gebracht worden vanaf het ogenblik dat het beton verhard is. Door het storten van vers beton ontstaat dus een zekere overbelasting waaraan de stalen balk alleen moet weerstaan in grenstoestanden van buiging en dwarse afschuiving volgens EC3.

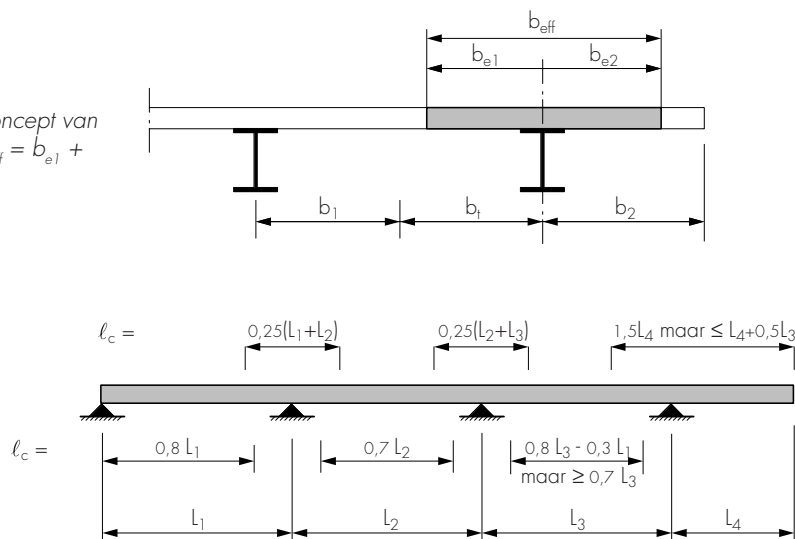
Het weerstandbiedende buigmoment wordt niet alleen beïnvloed door de geometrische en mechanische kenmerken van de sectie zelf, maar ook door de waarde van de dwarse afschuifkracht op deze sectie. Als deze dwarse afschuifkracht een hoog percentage (> 50 %) van de plastische afschuifsterkte van de sectie uitmaakt, moet men hiermee rekening houden bij de berekening van het weerstandsmoment. Dit laatste zal immers beperkt worden.

De keuze voor een volledige verbinding (overdracht van de gehele overlangse afschuiving van de betonplaat naar de stalen balk) of voor een gedeeltelijke verbinding (verhoging van de overlangse afschuifsterkte door toevoeging van een deuvel) moet besproken worden bij het ontwerp van de globale constructie. De eerste oplossing vereist redelijk eenvoudige berekeningen maar een groter aantal verbindingen, terwijl de tweede oplossing meer complexe berekeningen inhoudt, maar een kleiner aantal verbindingen en een kleiner draagvermogen voor de balk. De plastische theorie voor de berekening van de weerstandskrachten kan echter voor beide uitvoeringstypes gebruikt worden.

Bij het dimensioneren dient men eveneens rekening te houden met volgende parameters :

- ◆ onderzochte oplegzone (eenvoudig of doorlopend)
- ◆ richting van de meewerkende staalbekisting (loodrecht op of parallel met de stalen balk)

Afb. 9 Illustratie van het concept van “meewerkende breedte” ($b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$, met $b_{ei} = \min(l_i/8; b_i)$).



- ◆ al dan niet doorlopende geprofileerde staalplaat ter hoogte van de steunpunten
- ◆ betontype (normaal of licht beton).

Op blz. 55 vindt men een rekenvoorbeeld van een staal-betonbalk.

2.4 DIMENSIONERING VAN STAAL-BETONVLOERPLATEN

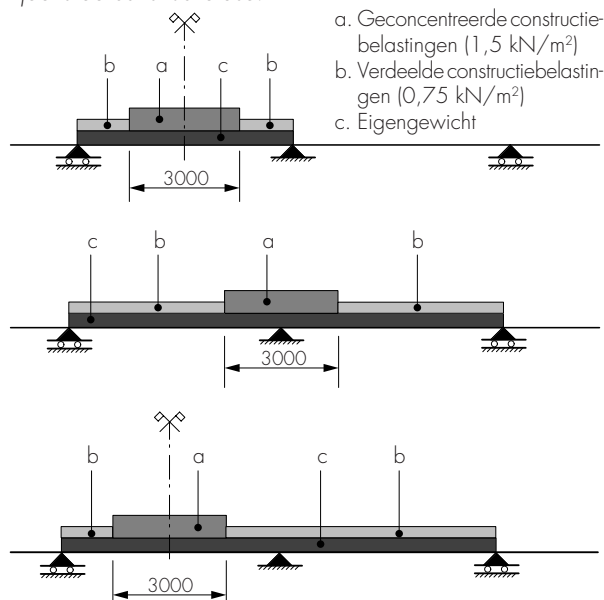
Staal-betonvloerplaten zijn beschreven in § 1.5. In dit artikel behandelen we enkel betonvloerplaten op een meewerkende staalplaat. Andere draagconstructies worden uitgebreid beschreven in de Technische Voorlichting nr. 223 [17].

De geprofileerde staalplaat moet zó ontworpen worden dat ze weerstand kan bieden aan het gewicht van het verse beton, de wapening en de belastingen die optreden bij de uitvoering. In vele gevallen dient men de constructie te ondersteunen om hieraan te voldoen. Ter vereenvoudiging beveelt het Belgische aanwendingsdocument aan, de belastingen tijdens de constructiefase te verdelen zoals in afbeelding 10.

Tijdens de gebruiksfase wordt de vloerplaat beschouwd als een meewerkend staal-betongeheel.

Bij geconcentreerde punt- of lijnbelastingen dient men voor de vloerplaat rekening te houden met de nuttige breedte, die afhankelijk is van een belastingsverdeling op 45° tot boven de ribben van de geprofileerde staalplaat.

Afb. 10 Voorstelling van de aan te nemen belastingen tijdens de constructiefase.



In de praktijk moet men eerst de sterkte van de meewerkende geprofileerde staalplaat nagaan in de uiterste grenstoestand (overeenkomstig EC3). Vervolgens controleert men de secties van de staal-betondraagconstructie in de uiterste grenstoestand.

De sterkte van de staal-betonvloerplaat moet voldoende zijn om de toegelaten belastingen op te nemen en ervoor te zorgen dat de uiterste grenstoestand op geen enkel ogenblik bereikt wordt. Bij de controle moet men rekening houden met een van de volgende breukpatronen, die in bepaalde constructiedelen overwegen :

- ◆ buigsterkte (dit geval kan bepalend zijn bij volledige verbinding)
- ◆ verticale afschuifsterkte en ponsweerstand (dit geval kan bepalend zijn bij vloerplaten met een kleine overspanning die onderhevig zijn aan intense belastingen)
- ◆ overlangse afschuifsterkte.

Net zoals bij staal-betonbalken zullen we voor de bepaling van de waarde van het weerstandsmoment op basis van het evenwicht van de plastische normaalkrachten uitgaan van de positie van de neutrale plastische as (in de dikte van de geprofileerde staalplaat of erboven). Men zal achteraf de geldigheid van deze hypothese nagaan. Dergelijke controle moet zowel voor positieve als negatieve momenten uitgevoerd worden (geval van doorlopende balken of uitkragingen).

Wat de overlangse afschuiving betreft, dient men eerst de afschuifsterkte van de draagconstructie zonder eindverankering te berekenen met de methode m-k (gebaseerd op in het laboratorium uitgevoerde belastingsproeven). Als de rekenwaarde van de afschuifkrachten groter is dan de sterkte van de constructie, dient men een eindverankering te voorzien (type gelaste deugel). Deze laatste wordt berekend uitgaande van een volledige of een gedeeltelijke verbinding (zie Bijlage E van EC4 voor dit tweede geval).

Tenslotte dient men, naar analogie met EC2, de verticale afschuiving en het ponsen van de vloerplaten te controleren.

Een rekenvoorbeeld van een staal-betonvloerplaat wordt behandeld op blz. 57.

2.5 DIMENSIONERING BIJ BRAND

Het goede brandgedrag van staal-betondraagconstructies heeft veel bijgedragen tot het suc-

ces van dit type draagsysteem. Zelfs indien het dragende element slechts gedeeltelijk met beton omhuld is, krijgt het reeds een vrij grote brandweerstand.

Deel 1-2 van Eurocode 4 (ENV 1994-1-2) stelt verschillende methoden voor om het draagvermogen van staal-betonconstructies bij brand te evalueren [10] :

- ◆ *methode met tabelwaarden* : is het makkelijkst te gebruiken, maar wordt beperkt door een hele reeks strenge voorwaarden van geometrische aard. Deze methode geeft erg veilige rekenwaarden
- ◆ *vereenvoudigde rekenmethode* : geeft meer vrijheid wat de keuze van de dwarsdoorsneden betreft. Hoewel deze methode eenvoudig is, bevat ze een groot aantal parameters die de manuele berekening redelijk lang maken. Bovendien is een dimensionering volgens deze methode enkel geldig voor een ISO-standaardbrand
- ◆ *gevorderde rekenmethode* : dit model is gebaseerd op fundamentele fysische gedragingen (warmteoverdracht, mechanische beweging van de draagconstructie en tem-

peratuursinvloeden). Hiermee bereikt men meer realistische resultaten, doordat de brandweerstand van de gehele draagconstructie gemobiliseerd kan worden. Een rekenprogramma, gebaseerd op de eindige elementen, blijft echter nodig.

In deel 1-2 van Eurocode 4 worden slechts de eerste twee methoden uitgediept. Omdat de eerste methode tot overdreven veilige waarden en tot erg grote wapeningssecties leidt, verkiest men best de tweede methode (vereenvoudigde rekenmethode).

Daarbij dienen de effecten van de belastingen, die door een brand op een draagconstructie worden uitgeoefend, beschouwd te worden als toevallige belastingen. Men moet dus gebruik maken van de toevallige belastingscombinatie, zodat de veiligheidsfactoren op de belastingen beperkt zouden zijn. Zo wordt rekening gehouden met het feit dat het gelijktijdige optreden van uiterst hoge, niet-permanente belastingen samen met een grote brand niet erg waarschijnlijk is. ■

Wordt vervolgd ...

Dit artikel kwam tot stand in het kader van de actie KMO Normen-Antennes "Brandpreventie" en "Eurocodes". Deze Normen-Antennes zijn binnen het WT CB opgericht met de steun van het ministerie van Economische Zaken. Ze hebben tot doel informatie over de brandpreventie en de Eurocodes zo ruim mogelijk te verspreiden naar de betrokken sectoren toe en in het bijzonder naar de KMO.

Voor meer informatie hieromtrent kan u terecht op de WT CB-internetsite, ofwel rechtstreeks contact nemen met het WT CB :

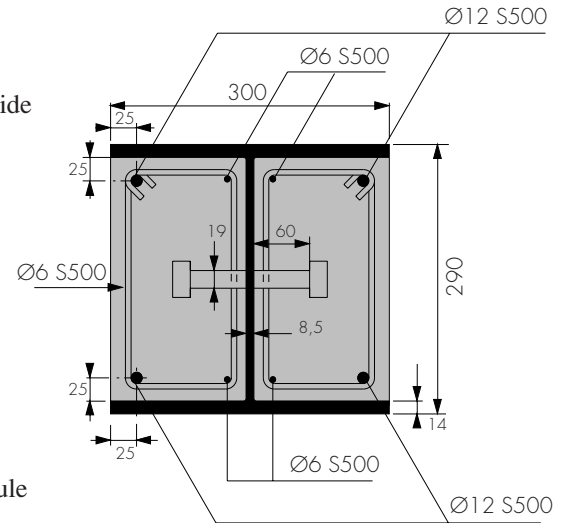
 02/655.77.11
 02/653.07.29
 antenne.eurocodes@bbri.be
 http://www.cstc.be/antenne_norm

Voorbeeld 1 :
staalbetonkolom.

De belastingen worden berekend met behulp van Eurocode 0 (belastingscombinaties) en Eurocode 1 (eigengewicht, dichtheid en gebruiksbelastingen).

We veronderstellen de volgende gegevens (zie schema) :

- gedeeltelijk omhulde kolom HE 200B S235
- wapening : 4 Ø 12, staal S500, 25 mm betondekking in beide richtingen
- beton C25/30
- rekenwaarde van de normaalkracht : $N_{sd} = 1750$ kN
- rekenwaarde van het buigmoment : $M_{sd,y} = 20$ kNm aangrijpend bovenop de kolom (rond de sterke as)
- $L = 3,5$ m (kniklengte van de kolom).



A. Centrale axiale druk rond de zwakke as

□ *Berekening*

- Plastische sterkte van de sectie, berekend met de formule

$$N_{pl,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}, \text{ waarbij :}$$

- A_a = oppervlakte van de dwarsdoorsnede van het stalen profiel
- A_c = oppervlakte van de dwarsdoorsnede van het beton
- A_s = oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de wapening
- f_y = elasticiteitsgrens van het stalen profiel bij karakteristieke of nominale trek ($f_y = 225$)
- f_{ck} = karakteristieke sterkte van beton op cilinder ($f_{ck} = 25$)
- f_{sk} = elasticiteitsgrens van wapeningsstaal bij karakteristieke trek ($f_{sk} = 500$)
- γ_a = veiligheidsfactor op constructiestaal (γ_{MO} in EC3), gelijk aan 1,1
- γ_c = veiligheidsfactor op beton, gelijk aan 1,5
- γ_s = veiligheidsfactor op wapeningsstaal, gelijk aan 1,15.

→ $N_{pl,Rd} = 2314$ kN

- Plastische sterkte van de sectie zonder veiligheidsfactor $N_{pl,R}$
→ $N_{pl,R} = 2736$ kN

- Kritische elastische knikbelasting, berekend met de formule $N_{cr} = \frac{\pi^2(EI)_e}{L_f^2}$, waarbij :

$(EI)_e$ = som van de buigsterkten van het profiel, het beton en de wapening. Soms (niet in dit geval) moet de werkelijke elasticiteitsmodulus van beton vermindert worden (art. 4.8.3.5 van ENV 1994-1-1) om rekening te houden met de lange-termijneffecten van de belastingen

L_f = kniklengte van de kolom; deze lengte kan uit veiligheidsoverwegingen gelijkgesteld worden aan de werktekeninglengte L (art. 4.8.3.6 van de ENV)

→ $N_{cr} = 5432$ kN

□ *Controle op de toepasselijkheid van de vereenvoudigde rekenmethode*

- Constante doorsnede en dubbele symmetrie OK
- Bijdrage van het profielstaal in de totale plastische sterkte :

$$\delta = \frac{A_s \frac{f_y}{\gamma_a}}{N_{pl,Rd}} = 0,71 \in [0,2 ; 0,9] \quad \text{OK}$$

- Slankheid : $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} = 0,71 < 2$ (en $< 0,8$) OK

- Oppervlakte : $A_s/A_c = 1,4 \% \in [0,3\%; 4\%]$ OK

Voorbeeld 1 :
staal-betokolom
(vervolg).

□ *Controle van de plaatselijke kromtrekking*

Voor gedeeltelijk omhulde I-profielen (zie art. 4.8.2.4 van ENV 1994-1-1) geldt :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,02 \text{ en } \frac{b}{t_f} = 13,3 \rightarrow \frac{b}{t_f} < 44\varepsilon \quad \text{OK}$$

met t_f en b respectievelijk de volle dikte en breedte van de onderzijde van het profiel.

□ *Controle van de sterkte bij centrale, axiale druk*

– Reductiecoëfficiënt voor het knikpatroon χ afhankelijk van de verminderde slankheid en de knikcurve :

→ $\chi = 0,719$ (curve c, zwakke as, zie art. 5.5.1.2 van EC3)

– Plastische kniksterkte $N_{b,Rd} = \chi N_{pl,Rd} = 1663 \text{ kN} < 1750 \text{ kN} = N_{Sd}$

→ De sectie is niet sterk genoeg !

Men kan dan proberen de hiernavolgende varianten te gebruiken.

VERANDERING VAN DE KOLOMDOORSNEDE	$N_{b,Rd}$ [kN]	RESULTAAT
Beton C35/45 (in plaats van C25/30)	1740 (?)	$< N_{Sd}$ (1750 kN) → niet OK
Constructiestaal S275 (in plaats van S235)	1804 (?)	$> N_{Sd}$ (1750 kN) → OK
Wapening 4Ø16 (1) (in plaats van 4Ø12)	1767 (?)	$> N_{Sd}$ (1750 kN) → OK

(1) Maximum 12,56 cm² bruikbaar voor de berekening (4 % A_c).

(2) Voor deze opbouw dient men rekening te houden met langdurige belastingen.

Voor de verdere dimensionering zullen zelfs wapeningen 4Ø20 in plaats van 4Ø12 gebruikt worden teneinde de druksterkte en de weerstand tegen uniaxiale buiging te verhogen.

B. Centrale, axiale druk en uniaxiale doorbuiging rond de zwakke as

Volgens artikel 4.8.3.10-3 van ENV 1994-1-1 moet men voor de berekening van deze kolom de effecten van de tweede orde in rekening brengen, nl. : $\lambda > \bar{\lambda}_{\text{kritisch}}$ en $N_{Sd}/N_{cr} > 0,1$ voor $r = 0$ (*). De berekening van de toeslagcoëfficiënt op het buigmoment geeft $k = 1$.

□ *Berekening van de adimensionele samenwerkingscurve*

– Plastische sterkte van het beton alleen :

$$N_{pm,Rd} = A_c \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c}$$

→ $N_{pm,Rd} = 438 \text{ kN}$

– De koppels (χ , μ) van de samenwerkingscurve worden bepaald uitgaande van afbeelding 4.13 van ENV 1994-1-1.

– De bruikbare momentfractie, rekening houdend met eventuele onvolkomenheden, geeft : $\mu = 0,18$.

Hiervoor verwijzen we naar afbeelding 4.14 van ENV 1994-1-1, waarbij χ de verminderde normaalkracht ($N_{Rd}/N_{pl,Rd}$) is en μ het verminderde buigmoment ($M_{Rd}/M_{pl,Rd}$).

– Het belastende moment bedraagt :

$$k.M_{Sd,y} = 20 \text{ kNm} < 25 \text{ kNm} = 0,9 \cdot \mu \cdot M_{pl,Rd}$$

met $M_{pl,Rd} = 152 \text{ kNm}$.

→ OK, de sectie biedt weerstand aan het belastende buigmoment.

(*) In dit voorbeeld gaan we ervan uit dat het moment onderaan de kolom gelijk is aan nul.

Voorbeeld 1 :
staal-betonekolom
(vervolg).

C. Belastingoverdracht voor de berekening van de nodige verbindingen

We veronderstellen dat de kracht, die door de balken bovenop de kolom uitgeoefend wordt, gelijk is aan $N_{sd} = 1000$ kN. De verbindingskrachten mogen verdeeld worden over de verschillende materialen van de kolom, afhankelijk van hun relatieve stijfheid (elastisch domein).

- *Berekening van de equivalente betonsectie*

$$A_c^{eq} = \frac{E_c}{E_s} \times A_c = \frac{30500}{210000} \times 309 = 43,1 \text{ cm}^2.$$

- *Berekening van de kracht die door de equivalente beton- en wapeningssecties moet opgenomen worden*

$$F_{Sd} = \frac{A_c + A_s}{A_c + A_s + A_a} \times N_{sd} = 416 \text{ kN}$$

waarbij N_{sd} de kracht is die naar de kolom overgedragen wordt ter plaatse van de vloeraansluiting (bv. 1000 kN). Deze kracht moet opgenomen worden over een bepaalde lengte p , die bepaald wordt volgens art. 4.8.2.6(3) van EC4. In dit voorbeeld is $p = 2 \cdot b$, waarbij b de breedte van de onderzijde voorstelt (200 mm).

→ $p = 400$ mm.

- *Berekening van de totale afschuifsterkte in het contactvlak beton/staal*

Voor een kolom met gedeeltelijke omhulling van de onderzijde van het profiel kan men een afschuifsterkte in het contactvlak τ_{Rd} van $0,2$ N/mm² veronderstellen (cf. Nationaal Aanwendingsdocument van EC4). Dit geeft :

$$F_{Rd} = \tau_{Rd} \cdot p \cdot (2 \cdot (b_c - t_w) + 2 \cdot (h_c - 2 \cdot t_f)), \text{ waarbij}$$

b_c = breedte van de betonsectie (200 mm)

h_c = hoogte van de betonsectie (200 mm)

t_w = breedte van het lijf van het stalen profiel (9 mm)

t_f = dikte van de onderzijde van het stalen profiel (15 mm).

→ $F_{Rd} = 57,9$ kN \ll 416 kN = F_{Sd}

→ Plaatsing van deuvels is noodzakelijk.

- *Berekening van de afschuifsterkte van een verbindingselement*

Voor een volledige verbinding berekent men eerst de afschuifsterkte van een verbindingselement met behulp van de volgende formule :

$$P_{Rd} = \min \left(0,8 \times \frac{f_u}{\gamma_V} \times \frac{\pi \times d^2}{4}; 0,29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \right), \text{ waarbij}$$

d = schachtdiameter van de deuvels ($d = 19$ mm)

f_u = uiterste nominale spanning van het staal van de deuvels ($f_u = 450$ N/mm²)

E_{cm} = gemiddelde secansmodulus van beton ($E_{cm} = 30500$ N/mm²)

γ_V = veiligheidsfactor voor gelaste deuvels ($\gamma_V = 1,25$)

$\alpha = 0,2$ ($h/d + 1$) indien $3 \leq h/d \leq 4$ (h is de volle hoogte van de deuvels en is gelijk aan 60 mm), en $\alpha = 1$ indien $h/d > 4$ → $\alpha = 0,83$

→ $P_{Rd} = 60,8$ kN.

Volgens EC4 (art. 4.8.2.8) mag men enkel één deugel ($n_b = 1$) gebruiken per vlak loodrecht op de lengteas van de kolom. De bijkomende kracht, die door een vlak deuvels geleverd wordt (n_b aan weerszijden van het profiel), bedraagt : $\mu \cdot P_{Rd} / 2 \cdot 2 \cdot n_b = 30,4$ kN ($\mu = 0,5$). Het aantal benodigde vlakken deuvels n bedraagt :

$$n \cdot (1 + \mu) \cdot P_{Rd} \geq F_{Sd} = 416 \text{ kN}$$

→ $n = 5$

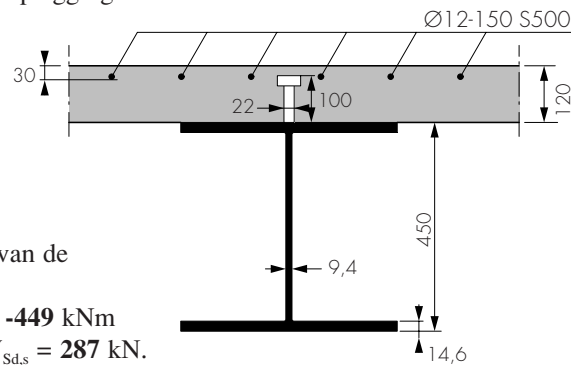
→ De afstand tussen de deuvels mag 5 x de diameter bedragen, d.i. 95 mm.

Voorbeeld 2 :
staal-betonbalk.

De belastingen worden berekend met behulp van Eurocode 0 (belastingscombinaties) en Eurocode 1 (eigengewicht, dichtheid en gebruiksbelastingen), rekening houdend met de geometrische vorm van de draagconstructie en met het type oplegging.

We veronderstellen de volgende gegevens (zie schema) :

- staal IPE 450 S235, klasse 1
- bovenwapeningsnet Ø 12 - 150 mm, staal S500, 30 mm overlap
- beton C25/30
- L = 2 x 12 m (doorlopende balk op drie steunpunten)
- constructiefase : rekenwaarde van het buigmoment $M_{Sd,c}^- = -307,5$ kNm en $M_{Sd,c}^+ = 232$ kNm; rekenwaarde van de dwarskracht $V_{Sd,c} = 128$ kN
- gebruiksfase : rekenwaarde van het buigmoment $M_{Sd,s}^- = -449$ kNm en $M_{Sd,s}^+ = 541$ kNm; rekenwaarde van de dwarskracht $V_{Sd,s} = 287$ kN.



In dit voorbeeld wordt een moment als positief beschouwd wanneer de bovenvezel van de onderzochte sectie samengedrukt is.

1. Berekening van de meewerkende breedte b_{eff} :
 - voor secties onder negatieve doorbuiging : $b_{eff} = 2,0,5.L/8 = 1500$ mm
 - voor secties onder positieve doorbuiging : $b_{eff} = 2,0,8.L/8 = 2400$ mm.
2. Sectie van klasse 1 → de plastische theorie kan toegepast worden.
3. Berekening van het plastische weerstandsmoment van de stalen balk met de formule

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_a}, \text{ waarbij}$$

W_{pl} = plastische buigmodulus van de sectie ($W_{pl} = 1702$ cm³)

f_y = elasticiteitsgrens van het stalen profiel bij karakteristieke of nominale trek ($f_y = 235$ N/mm²)

γ_a = veiligheidsfactor van constructiestaal ($\gamma_a = 1,1$)

→ $M_{pl,Rd} = 364$ kNm > 307,5 kNm = $M_{Sd,c}^-$ → OK

4. Berekening van de plastische, weerstandbiedende afschuiving van de stalen balk :

$$V_{pl,R} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_a}, \text{ waarbij}$$

A_v = oppervlakte van de profielsectie onder plastische afschuiving ($A_v = 39,56$ cm²)

→ $V_{pl,Rd} = 488$ kN > 128 kN = $V_{Sd,c}$ → OK

Omdat de belastende dwarskracht kleiner is dan de helft van de plastische, weerstandbiedende afschuifkracht, dient men geen rekening te houden met een eventueel vermogensverlies van het plastische weerstandsmoment van de staal-betonsectie.

5. Berekening van het plastische weerstandsmoment van de staal-betonsectie :
 - onder een positief moment : $M_{pl,Rd}^+ = 663$ kNm > 541 kNm = $M_{Sd,s}^+$ → OK
 - onder een negatief moment : $M_{pl,Rd}^- = 488$ kNm > 449 kNm = $M_{Sd,s}^-$ → OK
6. Berekening van de plastische, weerstandbiedende afschuiving van de stalen balk alleen :

$V_{pl,Rd} = 488$ kNm > 287 kNm = $V_{Sd,s}$ → OK
7. Berekening van de verbindingselementen (gelaste deuvels in dit voorbeeld)
Voor een totale verbinding berekent men eerst de afschuifsterkte van een verbindingselement met behulp van de volgende formule :

$$P_{Rd} = \min \left(0,8 \times \frac{f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi \times d^2}{4}; 0,29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \right), \text{ waarbij}$$

Voorbeeld 2 :
 staal-betonbalk
 (vervolg).

d = schachtdiameter van de deuvels ($d = 22$ mm)
 f_u = uiterste spanning van het staal van de deuvels ($f_u = 450$ N/mm²)
 E_{cm} = gemiddelde secansmodulus van beton ($E_{cm} = 30500$ N/mm²)
 γ_v = veiligheidsfactor voor gelaste verbindingselementen ($\gamma_v = 1,25$)
 $\alpha = 0,2$ ($h/d + 1$) indien $3 \leq h/d \leq 4$ (h is de volle hoogte van de deuvels en is gelijk aan 100 mm) en $\alpha = 1$ indien $h/d > 4$.

→ $P_{Rd} = 98$ kN.

Afhankelijk van de oplegzone (doorlopend of isostatisch) kan men de totale, overlangse afschuifkracht berekenen (kleinste waarde van de som van de plastische sterkte van beton en wapening samen, en de plastische sterkte van het profiel) : $V_1 = 2111$ kN voor een isostatische oplegzone en $V_1 = 2524$ kN voor een hyperstatische oplegzone (voor deze laatste houdt men rekening met de bijkomende plastische sterkte die geleverd wordt door de bovenwapening en de eventuele stalen bekisting).

□ *Bij volledige verbinding*

Het aantal verbindingselementen N_f nodig om een volledige verbinding te verkrijgen, bedraagt $V_f/P_{Rd} = 26$ voor een doorlopende oplegzone (tussen het steunpunt en het maximale moment) en $V_f/P_{Rd} = 22$ voor een isostatische oplegzone (tussen het tussensteunpunt en het maximale moment). Daarmee komt men op een totaal van 48 verbindingselementen bij een overspanning van 12 m. De minimale afstanden tussen de deuvels bedragen dus 241 mm en 278 mm. In de praktijk neemt men de minimale afstand over de volledige balk, wat neerkomt op 241 mm, of **200** mm om de uitvoering te vergemakkelijken. Per overspanning zullen dus in de praktijk 61 verbindingselementen gebruikt worden.

□ *Bij gedeeltelijke verbinding*

Het aantal verbindingselementen N nodig om weerstand te bieden aan het belastingsmoment, bedraagt 16, onafhankelijk van de oplegzone. Dit levert in totaal minstens 32 verbindingselementen op voor een overspanning van 12 m. Dit betekent dat de minimale afstanden tussen de deuvels 337 mm en 463 mm bedragen. In de praktijk neemt men de minimale afstand over de volledige balk, d.w.z. 337 mm of **300** mm om de uitvoering te vergemakkelijken. Per overspanning zullen dus in de praktijk **41** verbindingselementen gebruikt worden.

Besluit : om de weerstand tegen het in dit voorbeeld gegeven belastingsmoment te verzekeren, is een gedeeltelijke verbinding van de balk voordeliger. De beperking van het weerstandsmoment (586 kNm of 456 kNm, naarmate de doorbuiging positief of negatief is, in vergelijking met 663 kNm en 488 kNm) zal geen overschrijding van het draagvermogen van de sectie met zich meebrengen. Bij een gedeeltelijke verbinding is men wel verplicht het verminderde draagvermogen van de staal-betonsectie te controleren.

Indien men een gedeeltelijke verbinding kiest, dient men verschillende zaken te controleren : ductiel karakter van de deuvels, minimaal vereist aantal deuvels voor de gedeeltelijke verbinding, minimale diameter van de deuvels, minimale hoogte van 50 mm op beton, ...

Als men ter vergelijking een geprofileerde stalen bekisting loodrecht op de stalen balk toevoegt (cf. voorbeeld 3), moet men het deuvelttype veranderen, opdat het als ductiel kan beschouwd worden (bv. $d = 20$ mm). We krijgen dan :

- $P_{Rd} = 81$ kN
- positief weerstandsmoment : **659** kNm
- negatief weerstandsmoment : **488** kNm
- vereist aantal verbindingselementen bij totale verbinding : 37 + 27 om de overlangse afschuifkracht op te nemen, d.i. 81 verbindingen met tussenafstanden van 150 mm
- minimum aantal verbindingselementen bij gedeeltelijke verbinding : 18 + 16 om weerstand te bieden aan de belastingsmomenten, d.i. 35 verbindingselementen met tussenafstanden van 350 mm.

Dankzij de geprofileerde staalplaat kan men dus :

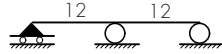
- de staalbak gebruiken als een verloren bekisting
- bij gedeeltelijke verbinding het aantal deuvels verminderen om weerstand te bieden aan dezelfde belastingsmomenten (een totale verbinding vereist meer deuvels).

Voorbeeld 3 :
staalbetonvloer-
plaat.

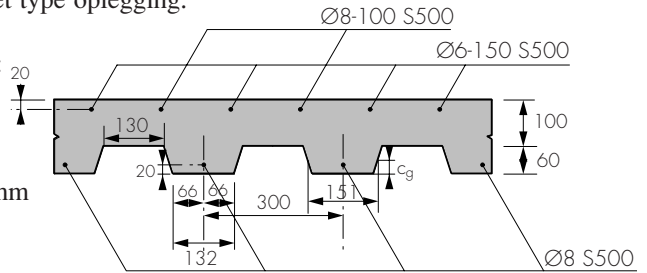
De belastingen worden berekend met behulp van Eurocode 0 (belastingscombinaties) en Eurocode 1 (eigengewicht, dichtheid en gebruiksbelastingen), rekening houdend met de geometrische vorm van de draagconstructie en met het type oplegging.

We veronderstellen volgende gegevens (zie schema) :

- bovenwapeningsnet Ø6 - 150 mm en Ø8 - 100 mm, staal S500, overlapping $c_{sup} = 20$ mm
- staven Ø8 S500 in elke rib, overlapping $c_{inf} = 20$ mm
- beton C25/30
- $L = 2 \times 12$ m



(doorlopende balk op drie steunpunten)



- gebruiksfase :
 - overspanning : rekenwaarde van het buigmoment $M_{sd+} = 35,6$ kNm; rekenwaarde van de dwarskracht $V_{sd} = 27,6$ kN
 - oplegging : rekenwaarde van het buigmoment $M_{sd-} = -33,1$ kNm; rekenwaarde van de dwarskracht $V_{sd} = 37,1$ kN
- kenmerken van de staalplaat (gegeven door de fabrikant) :
 - dikte : $e_p = 0,75$ mm
 - dwarse oppervlakte : $A_{ap} = 10,26$ mm²
 - afstand van het zwaartepunt tot het ondervlak van de staalplaat : $c_g = 30,1$ mm
 - karakteristieke elasticiteitsgrens : $f_{yp} = 320$ N/mm²
 - gemiddelde breedte van een rib : $b_0 = 151$ mm
 - $k = 0,0459$ N/mm² en $m = 130,8$ N/mm² (overlangse afschuiving).

In dit voorbeeld wordt een moment als positief beschouwd wanneer de bovenvezel van de onderzochte sectie samengedrukt is.

1. Buigsterkte

A. Geval van een positief moment

Hypothese : de neutrale plastische as (NPA) ligt boven de staalplaat.

- Berekening van x , de afstand van de NPA tot de meest samengedrukte vezel (zie schema), uitgaande van het evenwicht van de normaalkrachten :

$$\frac{x \times b \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{A_{ap} \times f_{yp}}{\gamma_{ap}} + \frac{A_{s,inf} \times f_{sk}}{\gamma_s}$$

waarbij b de meegerekende breedte voorstelt (bv. 1 m); de andere parameters werden hierboven of in de andere voorbeelden beschreven.

→ $x = 26$ mm ($< h_c = 60$ mm → OK, de hypothese is correct).

- Berekening van z_1 , de afstand tussen de resultante van de trekkrachten in de staalplaat en de resultante van de drukkrachten, en berekening van z_2 , de afstand tussen de resultante van de trekkrachten in de onderwapening en de resultante van de drukkrachten :

$$z_1 = (h_t - c_g - x/2) = 117 \text{ mm}$$

$$z_2 = (h_t - 20 - x/2) = 127 \text{ mm.}$$

- Berekening van het positieve weerstandsmoment :

$$M_{p,Rd}^+ = N_p \cdot z_1 + N_{s,inf} \cdot z_2$$

$$M_{p,Rd}^+ = \frac{A_{ap} \times f_{yp}}{\gamma_{ap}} \times z_1 + \frac{A_{s,inf} \times f_{sk}}{\gamma_s} \times z_2$$

$$M_{p,Rd}^+ = 44,1 \text{ kNm} > 35,6 \text{ kNm} = M_{sd+}$$

→ OK

Voorbeeld 3 :
staalbetonvloer-
plaat (vervolg).

B. Geval van een negatief moment

Hypothese : de neutrale plastische as (NPA) ligt boven de staalplaat.

- Berekening van x , de afstand van de NPA tot de meest samengedrukte vezel (zie schema), aan de hand van het evenwicht van de normaalkrachten :

$$\frac{x \times b_0 \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{A_{s,sup,1} \times f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{s,sup,2} \times f_{sk}}{\gamma_s}, \text{ waarbij :}$$

b_0 = gemiddelde breedte van een rib

$A_{s,sup,1}$ en $A_{s,sup,2}$ = oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de bovenwapening.

De andere parameters werden hierboven of in de andere voorbeelden beschreven.

→ $x = 42$ mm ($< h_c = 60$ mm → OK, de hypothese is correct).

- Berekening van z , de afstand tussen de resultante van de trekkrachten in de wapening en de resultante van de drukkrachten :

$$z = (h_t - 20 - x/2) = 119 \text{ mm.}$$

- Berekening van het negatieve weerstandsmoment :

$$M_{p,Rd}^- = N_{s,tot} \cdot z$$

$$M_{p,Rd}^- = \left(\frac{A_{s,sup,1} \times f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{s,sup,2} \times f_{sk}}{\gamma_s} \right) \times z$$

$$M_{p,Rd}^- = 35,7 \text{ kNm} > 33,1 \text{ kNm} = M_{Sd+}$$

→ OK

2. Overlangse afschuifsterkte

- Berekening van $V_{\ell,Rd}$, de overlangse afschuifsterkte van de staal-betonsectie. Deze wordt bekomen aan de hand van de volgende vergelijking :

$$V_{\ell,Rd} = b \times \left((h_t - cg) \times \frac{m \times \frac{A_{ap}}{b \times L_s} + k}{\gamma_v} \right), \text{ waarbij}$$

k en m = uit laboratoriumproeven afgeleide waarden, geleverd door de fabrikant van de geprofileerde staalplaat

L_s = afschuiflengte, die hier gelijk is aan $L/4 = 1,5$ m (zie EC4, art. 7.6.1.3).

→ $V_{\ell,Rd} = 14,1$ kN $< 27,6$ kN = V_{Sd} in overspanning.

→ Vereist het gebruik van eindverankeringen.

Voor de berekening van het vereiste aantal verankeringen dient men de kleinste van de volgende waarden (R_d) te gebruiken : de door de deugel geboden sterkte (P_{Rd}) of de diametrale druksterkte van de staalplaat ($P_{pb,Rd}$).

- Berekening van de afschuifsterkte van een gelaste deugel ($h = 19$ mm en $d = 80$ mm) :

→ reductiecoëfficiënt voor staalplaten die loodrecht staan op de dragende balken

(cf. EC4, art. 6.3.3.1) : $k_t = 0,59$

→ $P_{Rd} = 42,95$ kN (zie voorbeeld 2).

- Berekening van de diametrale druksterkte van de staalplaat met behulp van de volgende formule :

$$P_{pb,Rd} = k_\phi \times \frac{d_{d0} \times e_p \times f_{yp}}{\gamma_{ap}} = 13,68 \text{ kN, waarbij}$$

Voorbeeld 3 :
staalbetonvloer-
plaat (vervolg).

$k_{\phi} = 1 + a/d_0$, met a de afstand tussen het overlangse eindpunt van de staalplaat en de deugel ($a \geq 2 \cdot d_{d0}$); k_{ϕ} is hier gelijk aan 3

$d_{d0} = 1,1 \cdot d$

$e_p =$ dikte van de staalplaat.

→ Rekenwaarde van de sterkte $R_d = \min (P_{Rd}, P_{pb}, R_d) = 13,68 \text{ kN}$.

- Het aantal deugels, dat op een afstand a van de rand van de staalplaat dient geplaatst te worden, bedraagt :

$$N = (V_{Sd} - V_{\ell,Rd})/R_d = (27,6 - 14,1)/13,68 = 1 \text{ deugel per strekkende meter.}$$

3. Weerstand tegen de verticale dwarskracht

Berekening van $V_{v,Rd}$, de overlangse afschuifsterkte van de staal-betonsectie. Deze wordt verkregen aan de hand van de volgende vergelijking :

$$V_{v,Rd} = \frac{1}{b_n} \times (b_0 \times (h_t - c_g) \times \tau_{Rd} \times (1,2 + 40 \times \rho))$$

waarbij ρ het wapeningspercentage is dat op trek in de beschouwde sectie belast wordt.

→ Zone met negatief moment : $\rho = (A_{s,sup,1} + A_{s,sup,2})/(b_0 \cdot [h_t - c_{sup}]) = 0,005$

→ Zone met positief moment : $\rho = (A_{ap} + A_{s,inf})/(b_0 \cdot [h_t - c_g]) = 0,010$

→ $V_{v,Rd} = 47,7 \text{ kN} > 27,6 \text{ kN} = V_{Sd}$ in overspanning (positief moment)

→ $V_{v,Rd} = 43,4 \text{ kN} > 35,6 \text{ kN} = V_{Sd}$ op het steunpunt (negatief moment)

→ OK

LITERATUURLIJST

- 1** Albitar A.
Application de l'Eurocode 4. Classification des sections transversales de poutres mixtes. Paris, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP), nr. 535, juli-augustus 1995.
- 2** Belgisch Instituut voor Normalisatie
NBN B 15-002 (ENV 1992-1-1 + NAD)
Eurocode 2 : berekening van betonconstructies. Deel 1-1 : algemene regels en regels voor gebouwen. Brussel, BIN, 1999.
- 3** Belgisch Instituut voor Normalisatie
NBN ENV 1993-1-1 Eurocode 3 : ontwerp van stalen draagsystemen. Deel 1-1 : algemene regels en regels voor gebouwen. Brussel, BIN, 1992 + NAD (1995).
- 4** Belgisch Instituut voor Normalisatie
NBN ENV 1994-1-1 Eurocode 4 : ontwerp van gemengde staal-betondraagsystemen. Deel 1-1 : algemene regels en regels voor gebouwen. Brussel, BIN, 2002 + NAD (1999).
- 5** Belgisch Instituut voor Normalisatie
NBN ENV 1994-1-2 (+ NAD) Eurocode 4 : ontwerp van gemengde staal-betondraagsystemen. Deel 1-2 : algemene regels voor brandbeveiligend ontwerp. Brussel, BIN, 1999.
- 6** Causse G.
Présentation générale de l'Eurocode 4. Paris, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP), nr. 525, juli-augustus 1994.
- 7** ...
Construction mixte acier-béton à base de poutrelles laminées. Rotterdam, handelsdocumentatie, Europrofil (Arbed Groupe).
- 8** European Convention for Constructional Steelwork
Composite beams and columns to Eurocode 4. Brussel, European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), ECCS Technical Committee 11, 1993.
- 9** Johnson R.P. & Anderson D.
Designer's Handbook to Eurocode 4. Part 1.1 : Design of composite steel and concrete structures. London, Thomas Telford, 1993.
- 10** Martin Y. & Parmentier B.
De brandweerstand van constructies en de Eurocodes. Deel 1 : belasting op draagsystemen bij brand en berekening van het gedrag bij brand van betonconstructies. Brussel, WTCB-Tijdschrift, nr. 3, 2001.
- 11** Mathieu J.
Vérification d'une poutre mixte suivant l'Eurocode 4. Influence du type de dalle utilisée sur la section de béton de calcul. St-Rémy-lès-Chevreuse (FR), Revue Construction Métallique, nr. 2, overdruk, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, 1999.
- 12** Schaerlaekens S.
De Eurocodes. Memento 1999. Brussel, Wetenschappelijk en Technisch Centrum voor het Bouwbedrijf (WTCB), Belgisch Instituut voor Normalisatie (BIN), Bureau SECO, Ministerie van Verkeer en Infrastructuur (MVI), 1999.
- 13** Schleich J.B., Maquoi R. & Cerfontaine F.
Staal-betonstructuren in gebouwen volgens NBN ENV 1994-1-1 (Eurocode 4). Antwerpen, Koninklijke Vlaamse Ingenieursvereniging (KVIV), cursus, januari-maart 1999.
- 14** Schleich J.B., Mathieu J. & Conan Y.
Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton. Brussel, European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), 2000.
- 15** Taerwe L.
Aanval op Manhattan. Antwerpen, Het ingenieursblad, nr. 10, 2001.
- 16** Wang Y.C. & Moore D.B.
A design method for concrete filled, hollow section, composite columns. London, The Structural Engineer, volume 75, nr. 21, 1997.
- 17** Wetenschappelijk en Technisch Centrum voor het Bouwbedrijf
Draagvloeren in niet-industriële gebouwen. Brussel, WTCB, Technische Voorlichting, nr. 223, maart 2002.