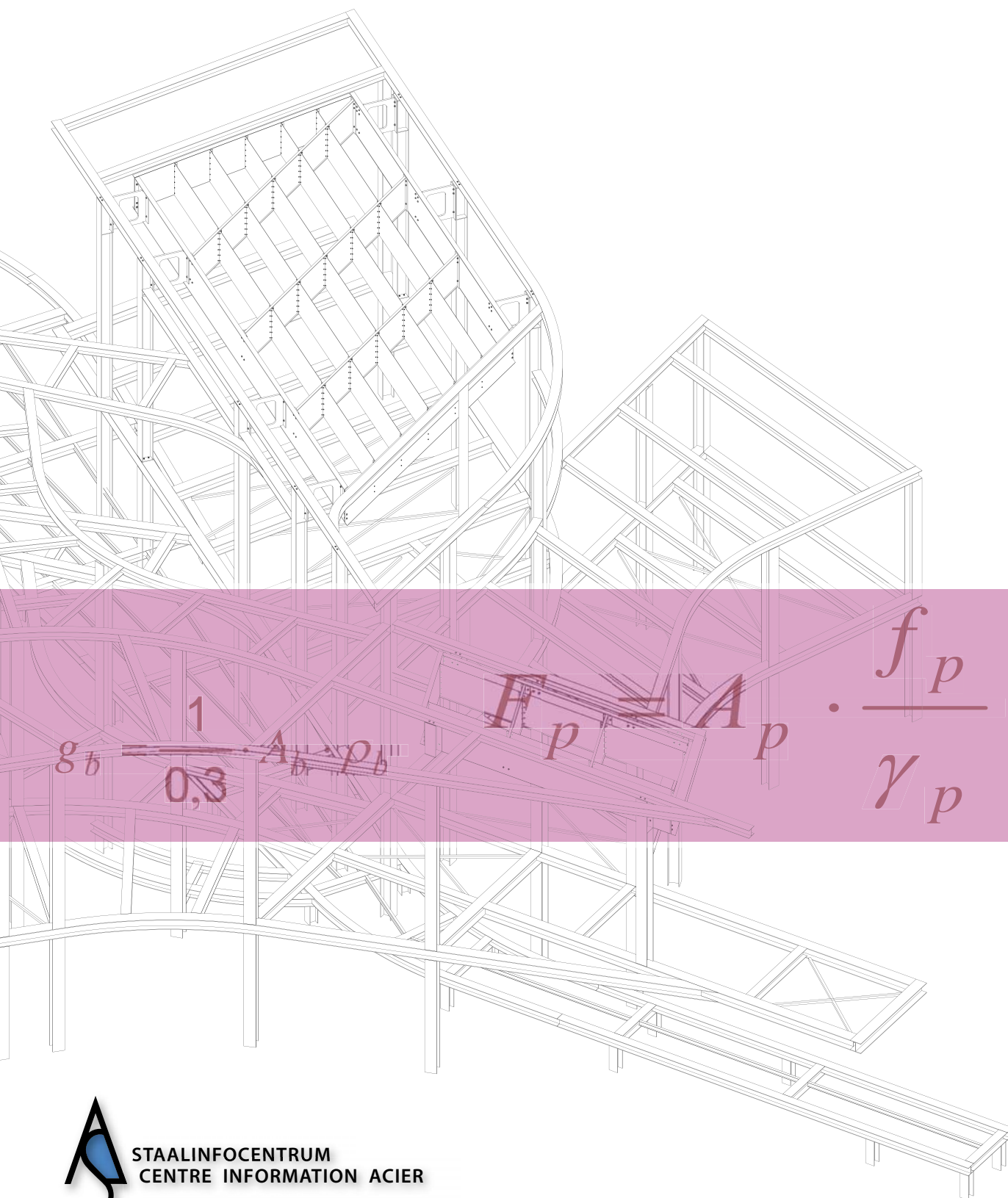


EUROCODE 4 EN 1994

Rekenvoorbeelden van staalbetonconstructies



EUROCODE 4 EN 1994

Rekenvoorbeelden van staalbetonconstructies

Niettegenstaande het nalezen en de zorg besteedt door de redactie aan dit werk, kan de uitgever niet garanderen dat dit werk foutloos is.
Desgevallend kan de lezer de errata raadplegen op de website www.infosteel.be, hij kan ook zijn opmerkingen of suggesties doorsturen via e-mail (info@infosteel.be)

Wettelijk depot : D/2007/0274/4

ISBN 978-90-807-5556-7

Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, vertaald in een andere taal en/of openbaar gemaakt worden door middel van druk, fotocopie, microfilm, opname in een geheugenbestand of op welke andere wijze ook zonder de uitdrukkelijke, voorafgaande, schriftelijke toestemming van de uitgever.

©
Staalinfocentrum
Zelliksesteenweg 12
1082 Brussel
+32-2-509 15 01
+32-2-511 12 81
info@infosteel.be
www.infosteel.be

Introductie

Staalbetonconstructies laten toe een slanke, flexibele en robuuste constructie te combineren met een hoge brandwerendheid zonder aanvullende isolatie. Met de nieuwe versies van de constructieve Eurocodes zijn nieuwe ontwerpregels voor staalbetonconstructies beschikbaar. Uiterlijk in 2010 zullen deze nieuwe Eurocodes in België verplicht zijn voor het ontwerp en de berekening van constructies.

Om de studiebureaus op deze verandering voor te bereiden heeft het Staalinfocentrum in het voorjaar van 2006 een Franstalige opleiding verzorgd "Ontwerp en Berekening van Gebouwen volgens Eurocode 4". In het najaar van 2006 heeft het Staalinfocentrum in samenwerking met het KVIV en de BBG een gelijkaardige Nederlandstalige opleiding verzorgd.

Voor u ligt het oefenboek voor de berekening van staalbetonconstructies volgens Eurocode 4 [EN 1994-1-1: 2004 en EN 1994-1-2: 2005] dat in het kader van deze opleidingen is opgesteld.

Het boek maakt aan de hand van het ontwerp en toetsing van een concreet gebouw de ontwerpregels van Eurocode 4 inzichtelijk. De bijzondere ontwerpaspecten van staalbetonconstructies zoals de verbindingen tussen staal en beton komen in dit boek uitgebreid aan bod, de staalbetonvloeren, de staalbetonliggers, zowel statisch bepaald als statisch onbepaald opgelegd en de staalbeton kolommen. Bovendien is er uitgebreide aandacht voor de brandwerendheid van elk van deze constructieonderdelen. Hoewel in principe voor een realistisch voorbeeld is gekozen, is op sommige plaatsen om didactische redenen voor een niet alledaagse oplossing gekozen. Bepaalde aspecten van de Eurocodes kunnen zo worden toegelicht die anders niet aan bod zouden komen.

Deze oefening is voor de Franstalige opleiding opgesteld en gecontroleerd door:

Ir. L.G. Cajot, ArcelorMittal Research Centre, Esch, Luxemburg,
Ir. R. Debruyckere, SECO, Brussel,
Ir. J.F. Demonceau, Université de Liège,
Prof. dr. ir. J.M. Franssen, Université de Liège,
Prof. dr. ir. J.P. Jaspert, Université de Liège,
Prof. dr. ir. R. Maquoi, Université de Liège.

Hierna is deze oefening kritisch geëvalueerd en vertaald naar het Nederlands door:

Ir. R. Debruyckere, SECO, Brussel,
Dr.ir. J. Fellingier, Staalinfocentrum, Brussel,
Dr.ir. L. Pyl, De Nayer Instituut, Mechelen,
Prof. Dr. Ir. L. Vandewalle, Katholieke Universiteit Leuven,
Dr.ir. A. van Gysel, De Nayer Instituut, Mechelen.

De oefening is zodanig positief onthaald tijdens de beide opleidingen dat na afloop met de docenten is besloten deze als een zelfstandig boekwerk uit te brengen. Daartoe is de oefening nog eens door alle docenten doorgelicht en waar nodig aangepast aan de laatste inzichten die resulteerden uit de vaak levendige discussies.

Het Staalinfocentrum dankt alle opstellers en vertalers/reviewers voor hun zeer gewaardeerde inbreng. Dankzij hun is er nu voor de ingenieurs een belangrijk hulpmiddel bij gekomen om de laatste stand van de techniek van staalbetonconstructies toe te kunnen passen in de dagelijkse praktijk.

Ir. Jo Naessens
General manager Staalinfocentrum

Ir. Audrey Debackere
Technisch Departement Staalinfocentrum

Inhoudsopgave

1	Probleemstelling	8
1.1	Toepassingsvoorbeeld staalbetonconstructies.....	8
1.2	Geometrische eigenschappen van de geprofileerde staalplaat:.....	11
1.3	Geometrische eigenschappen van de staalprofielen	11
1.4	Betoneigenschappen.....	11
2	Staalplaatbetonvloer	12
2.1	Inleiding	12
2.2	De bouwfase	12
2.2.1	'ponding-effect'	12
2.2.2	Bruikbaarheidsgrenstoestand BGT	13
2.2.3	Uiterste grenstoestand UGT	13
2.3	Gerede toestand.....	14
2.3.1	Uiterste grenstoestand	14
2.3.1.1	Belastingen	14
2.3.1.2	Doorsnede grootheden.....	16
2.3.1.3	Controle van het negatief moment	18
2.3.1.4	Controle van het positief moment.....	18
2.3.1.5	Controle van de horizontale afschuifweerstand	19
2.3.1.6	Dwarskrachtcontrole	27
2.3.2	Bruikbaarheidsgrenstoestand	28
2.3.2.1	Controle van de doorbuiging	28
2.3.2.2	Controle van de scheurvorming.....	32
3	Isostatische middenbalk	34
3.1	Belastingen	34
3.1.1	Uiterste grenstoestand	34
3.1.1.1	Bouwfase	34
3.1.1.2	Gerede toestand	34
3.1.2	Bruikbaarheidsgrenstoestand BGT	35
3.1.2.1	Bouwfase	35
3.1.2.2	Gerede toestand	35
3.2	Controle van de doorsneden in de UGT.....	38
3.2.1	Weerstandbiedend moment	38
3.2.1.1	Bouwfase	38
3.2.1.2	Gerede toestand	38
3.2.2	Dwarskracht.....	39
3.2.3	Verbinding	40
3.2.3.1	Optredende afschuifkracht.....	40

3.2.3.2	Weerstand van de deugel	40
3.2.3.3	Volledig schuifsterke deugelverbinding	41
3.2.3.4	Onvolledig schuifsterke deugelverbinding	41
3.2.3.5	Dwarswapening	42
3.2.3.6	Drukschoren	42
3.3	Controle van de BGT	43
4	Hyperstatische middenbalk	45
4.1	Belastingen	45
4.1.1	Uiterste grenstoestand UGT	45
4.1.1.1	Bouwfase	45
4.1.1.2	Gerede toestand	45
4.1.2	Bruikbaarheidsgrenstoestand BGT	51
4.1.2.1	Bouwfase	51
4.1.2.2	Gerede toestand	51
4.2	Controles van de doorsneden in de UGT	54
4.2.1	Weerstandbiedend moment	54
4.2.1.1	Bouwfase	54
4.2.1.2	Gerede toestand	54
4.2.2	Dwarskracht	56
4.2.3	Verbinding	56
4.2.3.1	Deugelweerstand	56
4.2.3.2	Volledig schuifsterke deugelverbinding:	57
4.2.3.3	Onvolledig schuifsterke deugelverbinding	57
4.2.3.4	Dwarswapening	59
4.2.3.5	Drukschoren	60
4.3	Controle van de BGT	61
4.3.1	Doorbuiging	61
4.3.2	Scheuren	62
5	Staalbeton kolom	63
5.1	Gegevens	63
5.2	Belastingen	64
5.2.1	Bepaling van R_1	64
5.2.2	Bepaling van R_2	65
5.2.3	Bepaling van de normaalkracht	65
5.2.4	Bepaling van het buigend moment	66
5.2.5	Samenvatting	66
5.3	Controle in de UGT	67
5.3.1	Keuze van de rekenmethode	67
5.3.1.1	Controle m.b.t. de twee buigrichtingen	67

5.3.1.2	Controle op de gereduceerde slankheid	68
5.3.1.3	Conclusies	69
5.3.2	Lokaal plooien	69
5.3.3	2 ^e orde effecten	70
5.3.3.1	Initiële imperfectie	70
5.3.3.2	Lokale effecten van tweede orde	70
5.3.4	Weerstand tegen zuivere druk	72
5.3.4.1	Plastische weerstand	72
5.3.4.2	Knik om de sterke as	72
5.3.5	Verbinding	72
5.3.6	Weerstand tegen buiging om de sterke as	74
5.3.6.1	Interactiekromme	74
5.3.6.2	Uitleg	78
6	Brandwerendheid van de staalplaatbetonvloer	79
6.1	Doel	79
6.2	Gegevens	79
6.2.1	Geometrie	79
6.2.2	Karakteristieken van de materialen:	79
6.2.3	Belastingen	79
6.3	Controle van de toepassingsvoorwaarden	80
6.4	Brandwerendheid m.b.t. de thermische isolatie	81
6.5	Brandwerendheid m.b.t. tot bezwijken	82
6.5.1	Weerstandbiedend positief moment	82
6.5.2	Weerstandbiedend negatief moment	85
6.5.3	Controle van de brandwerendheid	88
7	Brandwerendheid van de isostatische ligger	89
7.1	Doel	89
7.2	Gegevens	89
7.2.1	Geometrie	89
7.2.2	Belastingen	90
7.3	Doorsnedeklasse bij brand	91
7.3.1	Lijf	91
7.3.2	Gedrukte flens	91
7.4	Onbeschermdde ligger	92
7.4.1	Temperaturen in de dwarsdoorsnede	92
7.4.1.1	Introductie	92
7.4.1.2	Profielfactoren	92
7.4.1.3	Temperatuur in de ligger	92
7.4.1.4	Temperaturen in de betonplaat	93

7.4.2	Controle van het weerstandbiedend moment.....	94
7.4.2.1	Maximale trekkracht in de ligger.....	94
7.4.2.2	Maximale trekkracht over de verbinding.....	95
7.4.2.3	Hoogte van de drukzone.....	96
7.4.2.4	Weerstandbiedend moment:.....	97
7.4.3	Methode van de kritieke temperatuur.....	97
7.5	Beschermde ligger.....	98
7.5.1	Gegevens isolatie.....	98
7.5.2	Methode van de kritieke temperatuur.....	99
7.5.3	Temperaturen in de dwarsdoorsnede.....	99
7.5.4	Controle van de weerstand met de vereenvoudigde berekeningsmethode.....	100
7.5.4.1	Buigend moment.....	100
7.5.4.2	Dwarskracht.....	102
7.6	Staalbetonligger met beton tussen de flenzen.....	102
7.6.1	Overzicht.....	102
7.6.2	Rekennota.....	103
7.6.2.1	Gegevens.....	103
7.6.2.2	Resultaten.....	104
8	Brandwerendheid van de hyperstatische ligger.....	110
8.1	Doel.....	110
8.2	Gegevens.....	110
8.2.1	Geometrie.....	110
8.2.2	Belastingen.....	111
8.3	Bepaling van de klasse van de doorsnede bij brand.....	112
8.3.1	Lijf.....	112
8.3.2	Gedrukte flens.....	112
8.4	Berekening van temperaturen in de dwarsdoorsnede.....	113
8.4.1	Introductie.....	113
8.4.2	profielfactoren.....	113
8.4.3	Temperatuur in de ligger.....	113
8.4.4	Temperaturen in de betonplaat.....	114
8.5	Toetsing van het buigend moment.....	115
8.5.1	Positief weerstandbiedend moment.....	115
8.5.2	Negatief weerstandbiedend moment.....	117
8.5.2.1	Positie van de neutrale lijn.....	117
8.5.2.2	Berekening van de trekkracht T	118
8.5.2.3	Aangrijppunten van de trek- en drukkracht.....	118
8.5.2.4	Weerstandbiedend moment.....	119
8.5.3	Toelaatbare belasting bij brand.....	119

8.6	Afschuifweerstand	120
8.6.1	Afschuifkracht per deugel	120
8.6.2	Toetsing aantal deugels	121
8.6.3	Toetsing van de dwarskrachtweerstand	121
9	Brandwerendheid van de kolom	123
9.1	Doel	123
9.2	Controle van het toepassingsgebied	123
9.2.1	Tabellen	123
9.2.2	Eenvoudige rekenmethode	123
9.3	Gegevens	125
9.3.1	Geometrie en materiaaleigenschappen	125
9.3.2	Belastingen	126
9.4	Weerstand tegen axiale druk	127
9.4.1	Inleiding	127
9.4.2	Weerstand om de zwakke as	128
9.4.2.1	Bijdrage van de flenzen van het staalprofiel	128
9.4.2.2	Bijdrage van het lijf van het profiel	129
9.4.2.3	Bijdrage van het beton	130
9.4.2.4	Bijdrage van het wapeningsstaal	131
9.4.2.5	Weerstand van de staalbetondoorsnede	132
9.4.3	Weerstand van axiale druk om de sterke as	133
9.4.3.1	Bijdrage van de flenzen van het staalprofiel	133
9.4.3.2	Bijdrage van het lijf van het profiel	134
9.4.3.3	Bijdrage van het beton	134
9.4.3.4	Bijdrage van de wapeningsstaven	134
9.4.3.5	Weerstand van de staalbetondoorsnede	134
9.4.4	Weerstand tegen excentrische belasting	135

1 Probleemstelling

1.1 Toepassingsvoorbeeld staalbetonconstructies

Het kantoorgebouw, dat voorgesteld wordt op de volgende pagina (figuren 1 tot 4), is voorzien van staalbetonplaten die in gerede toestand 2 velden overspannen. De overspanning per veld bedraagt 6 m. Het gebouw is vrij van kolommen in de interne ruimtes.

Op de tweede verdieping draagt de staalbetonplaat op 3 isostatische staalbetonliggers. De samenwerking tussen de ligger en de plaat wordt gerealiseerd door middel van deuvels. De overspanning van de isostatische liggers bedraagt 12 m. De last van de middelste liggers ter ondersteuning van de platen, wordt opgevangen door een ligger die de belasting afdraagt op de kolommen aan de omtrek van het gebouw.

Op de eerste verdieping, rust de staalbetonplaat in het midden op een doorlopende (hyperstatische) ligger en op isostatische liggers op de eindsteunpunten. De overspanning bedraagt eveneens 12 m. De hyperstatische ligger wordt ondersteund door een ligger die de belasting afdraagt op de kolommen aan de omtrek van het gebouw.

Alle liggers kunnen worden beschouwd als opgelegd op de kolommen aan de omtrek van het gebouw. De staalbetonkolommen met een hoogte van 5m worden gesteund aan de voet. Een doeltreffend schoorsysteem verzekert de zijdelingse stabiliteit van de structuur.

De enige belastingen die aan de structuur worden opgelegd zijn

- het eigen gewicht van het beton en de geprofileerde staalplaat,
- de tijdelijke belasting op de vloer tijdens de bouw van $0,75 \text{ kN/m}^2$,
- de permanente belasting ten gevolge van de afwerking van 1 kN/m^2 ,
- en de gebruiksbelasting op de plaat van 3 kN/m^2 , categorie B (kantoren).

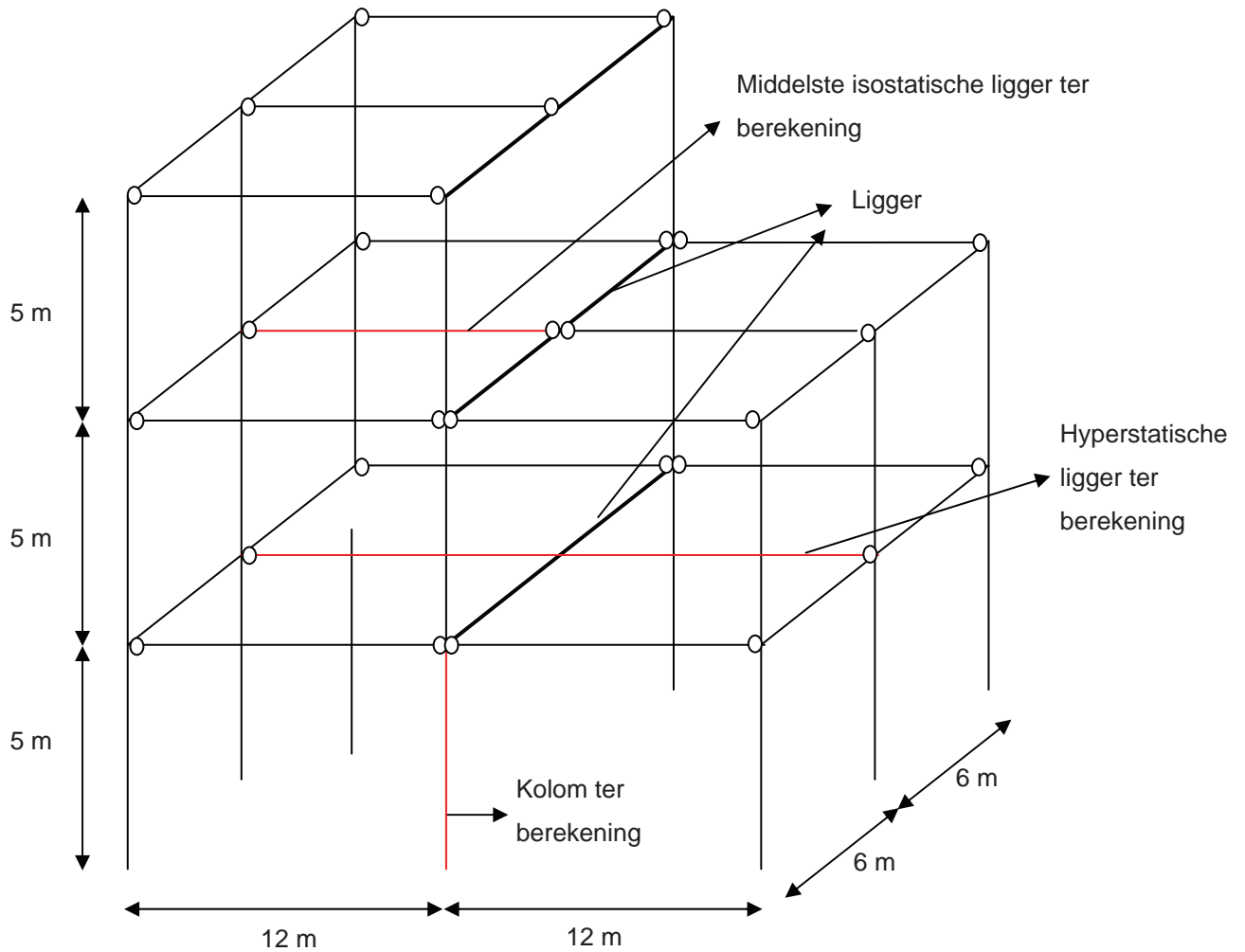
Tijdens de constructiefase worden stempels gebruikt om de grote overspanningen terug te brengen tot 3 m voor de staalbetonplaten en 4m voor de staalbetonliggers.

Staalkwaliteit S355 wordt gekozen voor de stalen profielen en S500 voor het wapeningsstaal van klasse B. De vloeigrens van de geprofileerde staalplaat bedraagt 320 N/mm^2 . Het beton dat gebruikt wordt, behoort tot sterkteklasse C25/30. De verbinding tussen het staal en het beton wordt verzekerd door deuvels van 19 mm diameter, gemaakt van staal met een treksterkte van 450 N/mm^2 . De elasticiteitsmodulus van het wapeningsstaal E_s wordt gelijk genomen aan de elasticiteitsmodulus van het constructiestaal E_a , namelijk $E_s = E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$.

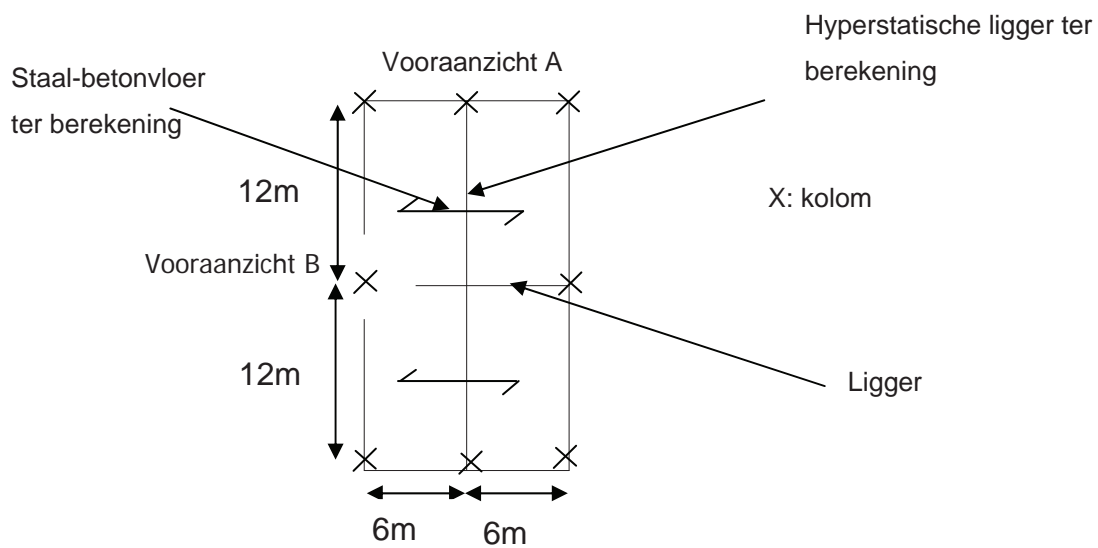
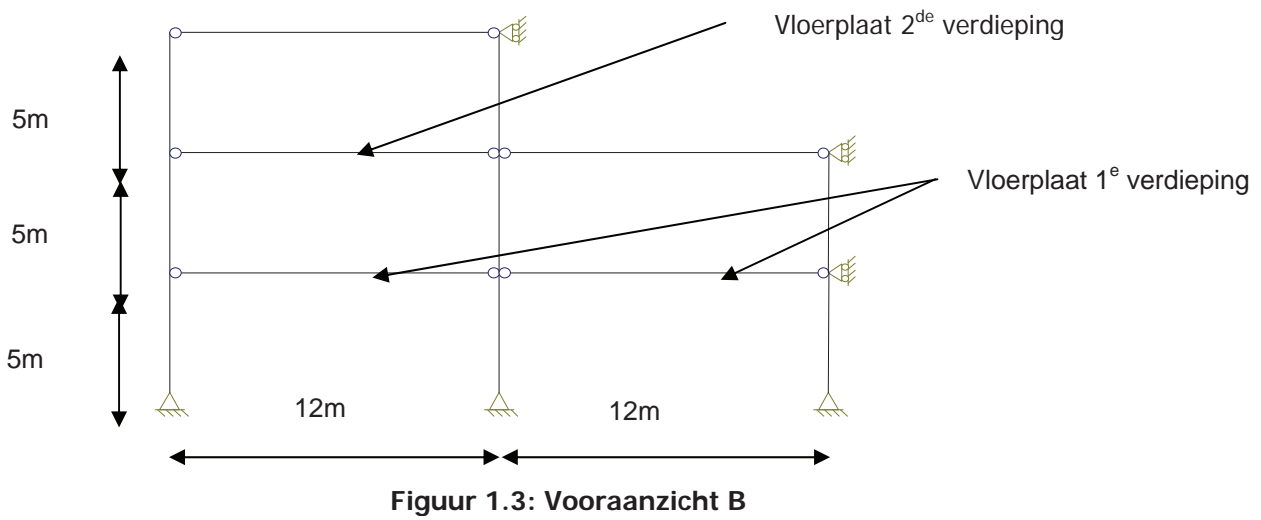
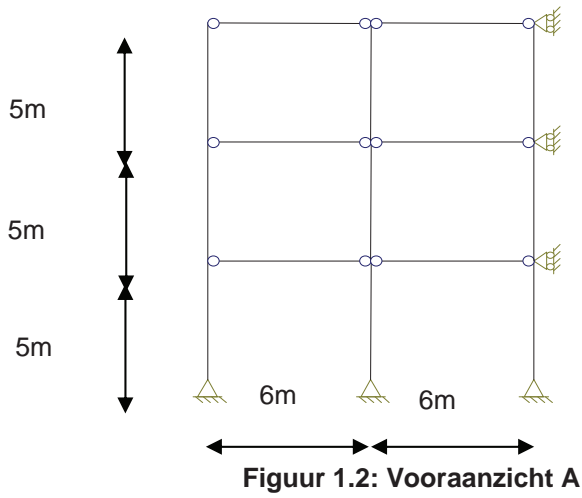
De geometrische eigenschappen van de verschillende structurele onderdelen worden op pagina 4 van dit document gegeven.

In het toepassingsvoorbeeld worden de volgende constructie onderdelen berekend:

- de staalbetonplaat,
- de middelste isostatische staalbetonligger op de tweede verdieping,
- de doorlopende ligger op de eerste verdieping,
- en de meest belaste kolom.

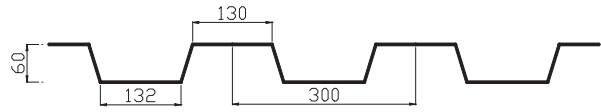


Figuur 1.1: 3D-zicht van de constructie



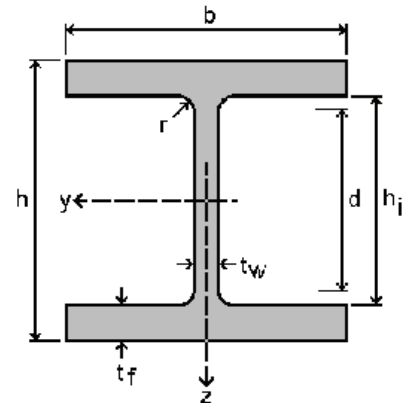
1.2 Geometrische eigenschappen van de geprofileerde staalplaat:

Dikte (t)	: 0,75 mm
Staalkwaliteit ($f_{y,p}$)	: 320 N/mm ²
Breedte (b)	: 1 m
Doorsnede (A_p)	: 1026 mm ²
Ligging van de zwaartelijijn (e)	: 3,01 cm
Traagheidsmoment (I)	: 654000 mm ⁴
Afschuifkarakteristiek (m)	: 276 N/mm ²
Afschuifkarakteristiek (k)	: 0,128 N/mm ²
Staalkwaliteit wapening ($f_{y,a}$)	: S500
Totale dikte van de staalbetonplaat (h)	: 160 mm
Momentcapaciteit staalplaat M_{pa}^+	: 7,1 kNm
Momentcapaciteit staalplaat M_{pa}^-	: 7,2 kNm
Dwarskrachtcapaciteit staalplaat V_{pa}	: 106,9 kN
Plooiweerstand ziel staalplaat R_{50}	: 37,2 kN
Plooiweerstand ziel staalplaat R_{100}	: 93,0 kN



1.3 Geometrische eigenschappen van de staalprofielen

grootheid	eenheid	Liggers	Kolommen
		HEB360	HEB200
h	mm	360	200
b	mm	300	200
t_w	mm	2,5	9
t_f	mm	22,5	15
r	mm	27	18
A	mm ²	18060	7808
d	mm	261	134
I_y	mm ⁴	$43190 \cdot 10^4$	$5696 \cdot 10^4$
$W_{el,y}$	mm ³	$2400 \cdot 10^3$	$569,6 \cdot 10^3$
$W_{pl,y}$	mm ³	$2683 \cdot 10^3$	$642,5 \cdot 10^3$
I_z	mm ⁴	$10140 \cdot 10^4$	$2003 \cdot 10^4$
$W_{el,z}$	mm ³	$676,1 \cdot 10^3$	$200,3 \cdot 10^3$
$W_{pl,z}$	mm ³	$1032 \cdot 10^3$	$305,8 \cdot 10^3$



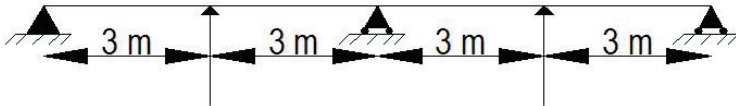
1.4 Betoneigenschappen

Karakteristieke druksterkte f_{ck}	: 25 N/mm ²
Karakteristieke treksterkte f_{ctm}	: 2,9 N/mm ²
Korteduur elasticiteitsmodulus E_{cm}	: $22000 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{0,3} = 31476$ N/mm ²

2 Staalplaatbetonvloer

2.1 Inleiding

Tijdens de constructiefase wordt gebruik gemaakt van 1 stempel in het midden van elke veld om de overspanning tot 3 m te reduceren. De schematische voorstelling tijdens de constructiefase is de volgende:



De geometrische eigenschappen van de geprofileerde staalplaat zijn weergegeven op pagina 4 van de probleemstelling.

2.2 De bouwfase

2.2.1 'ponding-effect'

In eerste instantie is het nodig om de doorbuiging van de geprofileerde staalplaat tijdens de constructiefase te bepalen onder invloed van het eigen gewicht van de plaat en het verse beton, om te verifiëren of het 'ponding effect' al dan niet ingerekend moet worden:

- eigen gewicht van de geprofileerde staalplaat voor 1 meter van de plaat: $g_p = A_p \cdot \rho_a = 1026 \cdot 10^{-6} \cdot 78,5 = 0,08 \text{ kN/m'}$
- eigen gewicht van het verse beton voor 1 meter van de plaat:

$$g_b = \frac{1}{0,3} \cdot A_b \cdot \rho_b = \frac{1}{0,3} \cdot 39060 \cdot 10^{-6} \cdot 25 = 3,26 \text{ kN/m'}$$

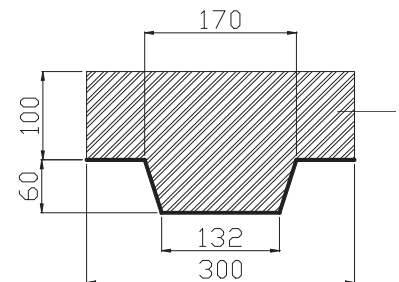
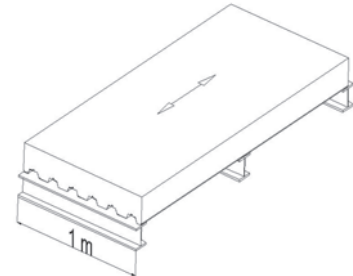
$$g = g_p + g_b = 3,34 \text{ kN/m'}$$

Met deze waarde kan de doorbuiging van de geprofileerde staalplaat tijdens de constructiefase berekend worden:

$$\delta_s = k_f \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot l^4}{E_a \cdot I}$$

Met k_f = coëfficiënt voor de doorbuiging in functie van het aantal velden tussen de steunpunten en eventuele stempels, zie onderstaande tabel.

Voor de analyse van de plaat tijdens de constructiefase en in de gereede toestand (staalplaatbetonvloer), wordt een strook van 1 meter loodrecht op de draagrichting geïsoleerd. Hierop wordt een balkberekening toegepast.



Om de waarde van A_b te schatten, kan ook een benaderende methode gebruikt worden, die erin bestaat om een gemiddelde dikte van het beton te beschouwen gelijk aan $100 + (0,5 \cdot 60) = 130 \text{ mm}$, wat resulteert in $A_b = 0,13 \cdot 0,3 = 0,039 \text{ m}^2$.

		veld1	veld2	veld3	veld4	veld5	veld6
1 veld	dambord	1,0000					
	gewoon	1,0000					
2 velden	dambord	0,7004	0,3074				
	gewoon	0,4150	0,4150				
3 velden	dambord	0,7604	-0,4803	0,7604			
	gewoon	0,5225	0,0400	0,5225			
4 velden	dambord	0,7433	-0,4288	0,5718	-0,2635		
	gewoon	0,4920	0,1429	0,1429	0,4918		
5 velden	dambord	0,7470	-0,4420	0,6210	-0,4420	0,7470	
	gewoon	0,5000	0,1160	0,2420	0,1160	0,5000	
6 velden	dambord	0,7470	-0,4387	0,6080	-0,3925	0,5619	0,2601
	gewoon	0,4977	0,1232	0,2155	0,2155	0,1232	0,4977

Voor 4 gelijke velden geldt:

$$k_f = 0,49$$

$$\delta_s = 0,49 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{3,34 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 654000} = 13 \text{ mm}$$

$$13 < \frac{h}{10} = \frac{160}{10} = 16 \Rightarrow \text{geen ponding effect}$$

Bijgevolg moet het 'ponding effect' niet meegerekend worden.

Nochtans, voor didactische doeleinden, wordt het 'ponding effect' in dit voorbeeld wel ingerekend. De methode voorgesteld in EC4 bestaat erin dat de dikte van de vloer vermeerderd wordt met een constante dikte gelijk aan $0,7 \cdot \delta_s$:

$$g_{\text{ponding}} = g + 0,7 \cdot \delta_s \cdot \rho_b = 3,34 + 0,7 \cdot 0,013 \cdot 25 = 3,34 + 0,23 = 3,57 \text{ kN/m'}$$

2.2.2 Bruikbaarheidsgrenstoestand BGT

De doorbuiging mits in rekening van het 'ponding-effect' bedraagt:

$$\delta_s = 0,49 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{k1} \cdot l^4}{E_a \cdot I} = 0,49 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{3,57 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 654000} = 13,8 \text{ mm}$$

De toelaatbare doorbuiging dient vastgesteld te worden in overleg met de bouwheer. Men moet zich hierbij realiseren dat de bovenzijde van de vloer vlak wordt afgestort.

2.2.3 Uiterste grenstoestand UGT

Naast het eigen gewicht van de staalplaat en de verse betonspecie nog een belasting ten gevolge van de uitvoering (werfactiviteiten tijdens het betonstorten) van 1,5 kN/m over een zone van 3 m en 0,75 kN/m buiten deze zone ingerekend worden. De weerstand van de geprofileerde staalplaat tegen dwarskracht (V_{pa}) en buigend

moment (M_{pa}) hangen af van het type staalplaat en worden door de plaatleveranciers in commerciële brochures ter beschikking gesteld. Omdat de geprofileerde staalplaten behoren tot klasse 4 is de weerstand tegen positief en negatief buigend moment niet gelijk. Omdat de platen een ingewikkelde geometrie (plaatvorm, inkepingen, reliëf) hebben, is het bepalen van de weerstand op basis van EN 1993-1-3 zeer ingewikkeld. De waarden zijn bijgevolg gebaseerd op proeven. De weerstand mag niet overschreden worden door de aangrijpende veld- en steunpuntsmomenten en de aangrijpende dwarskracht:

$$M_{Ed}^+ \leq M_{pa}^+ \Rightarrow 6,19 \leq 7,1 \Rightarrow \text{OK}$$

$$M_{Ed}^- \leq M_{pa}^- \Rightarrow 6,41 \leq 7,2 \Rightarrow \text{OK}$$

$$V_{Ed} \leq V_{pa} \Rightarrow 12,73 \leq 106,9 \Rightarrow \text{OK}$$

Om te vermijden dat de plaat op de eind- en tussensteunpunten uitknikt ten gevolge van een te grote dwarskracht dient een bijkomende controle voor de plooiestijfheid van de ziel bij een eindoplegging (R100 voor een opleg van 100 mm) en een tussenoplegging (R50 voor een opleg van 50 mm) uitgevoerd te worden. De waarden R50 en R100 worden ter beschikking gesteld door de plaatleveranciers:

$$R_{Ed,end} \leq R_{100} \Rightarrow 9,40 \leq 93,0 \Rightarrow \text{OK}$$

$$R_{Ed,mid} \leq R_{50} \Rightarrow 23,32 \leq 37,2 \Rightarrow \text{OK}$$

2.3 Gerede toestand

2.3.1 Uiterste grenstoestand

2.3.1.1 Belastingen

De belastingen die in rekening gebracht moeten worden in gerede toestand zijn:

- het eigen gewicht van het beton en de staalplaat:

$$g_{k1} = 3,57 \text{ kN/m}^2$$

- de andere permanente belastingen (afwerking van de vloer: afwerklaag en betegeling), 5 cm cementgebonden dekvloer wordt beschouwd:

$$g_{k2} = 0,05 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 1 \text{ kN/m}^2$$

- de gebruiksbelasting (gebruiksbelasting voor kantoorruimtes):

$$q_k = 3 \text{ kN/m}^2$$

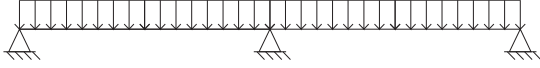
Cfr. Eurocode 4 § 9.8.2

Bij een plastische analyse treedt, op het moment dat er een plastische doorsnede gevormd wordt in de plaat, een momentenherverdeling op. De momentenherverdeling is onafhankelijk van de belastingsgeschiedenis. Bijgevolg mag het wegnemen van de stempels buiten beschouwing gelaten worden.

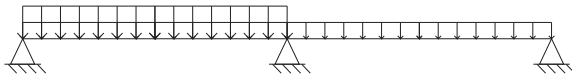
De verschillende belastingscombinaties die beschouwd dienen te worden bij de studie van de plaat, kunnen bepaald worden met behulp van invloedslijnen.

Twee belastingscombinaties moeten beschouwd worden, één om het maximum steunpuntsmoment te bepalen en een ander om het maximum veldmoment te bepalen, evenals de maximum doorbuiging:

- Eerste belastingscombinatie: alle velden maximum belast:



- Tweede belastingscombinatie: één veld maximum belast, het andere minimum:



Het maximum negatief steunpuntsmoment in UGT bedraagt voor de eerste belastingscombinatie:

$$M_{Ed,1}^- = -\frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot l^2$$

$$M_{Ed,1}^- = -\frac{1}{8} \cdot (1,35 \cdot (3,57 + 1) + 1,5 \cdot 3) \cdot 6^2 = -\frac{1}{8} \cdot 10,7 \cdot 36 = -48 \text{ kNm}$$

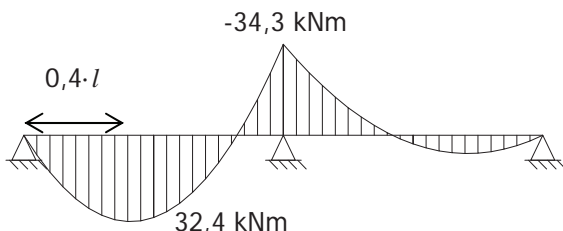
De tweede belastingscombinatie laat toe het maximum veldmoment te bepalen. Conform met de Eurocodes, zijn de partiële veiligheidscoëfficiënten in UGT respectievelijk 1,35 (permanente belasting) en 1,5 (gebruiksbelasting) in het veld waar het maximum moment wordt berekend en 1 en 0 voor het andere veld. De belastingen die in dit veld worden aangebracht, verminderen immers de waarde van het beschouwde maximum veldmoment in het andere veld.

Het maximum veldmoment bedraagt

$$M_{Ed,2}^+ = 32,4 \text{ kNm}$$

met het overeenkomstig steunpuntsmoment

$$M_{Ed,2}^- = -34,3 \text{ kNm}$$



Het beton bij het steunpunt zal als eerste scheuren. Hierdoor is de doorsnede lokaal minder stijf en zal minder moment naar zich toetrekken. Om rekening te houden met scheurvorming in het beton, is een momentenherverdeling toegepast van 30% conform het voorstel in EC4 om scheurvorming forfaitair in rekening te brengen.

Om de interne belastingen te bepalen wordt een elastische analyse, in niet-gescheurde toestand, uitgevoerd. De scheurvorming in het beton wordt ingerekend in het verdere verloop van de oefening door het invoeren van een momentenherverdeling van het maximum steunpuntsmoment.

De hyperstatische analyse werd uitgevoerd aan de hand van een rekenpakket OSSA2D, ontwikkeld door ULg

Eurocode 4 - § 9.4.2 (3).

De momenten ten gevolge van de aangrijpende belastingscombinaties worden bijgevolg:

$$M_{Ed,1}^- = -48 \cdot 0,7 = -33,6 \text{ kNm}$$

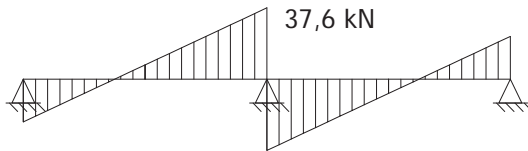
Hoewel niet strikt noodzakelijk wordt de reductie van het steunpuntsmoment ook toegepast om het veldmoment uit de tweede belastingscombinatie te verhogen:

$$M_{Ed,2}^+ = 32,4 + 0,4 \cdot 34,3 \cdot 0,3 = -36,5 \text{ kNm}$$

Dit leidt tot een herverdeling van de dwarskracht (voor het behoud van het evenwicht):

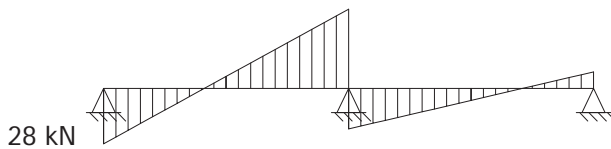
De maximum dwarskracht op een tussensteunpunt wordt bekomen uit de eerste belastingscombinatie:

$$V_{mid} = -\frac{M_{Ed,1}^-}{l} + \frac{1}{2} \cdot q_{Ed} \cdot l = -\frac{-33,6}{6} + \frac{1}{2} \cdot 10,7 \cdot 6 = 37,6 \text{ kN}$$



De tweede belastingscombinatie resulteert in een maximum dwarskracht op het eindsteunpunt:

$$V_{end} = \frac{M_{Ed,1}^-}{l} + \frac{1}{2} \cdot q_{Ed} \cdot l = \frac{-34,3 \cdot 0,7}{6} + \frac{1}{2} \cdot 10,7 \cdot 6 = 28,0 \text{ kN}$$



Samenvattend zullen de maximale belastingen de volgende waarden aannemen:

Op het eindsteunpunt:

$$V_{Ed} = 28 \text{ kN}$$

In het veld:

$$M_{Ed}^+ = 36,5 \text{ kNm}$$

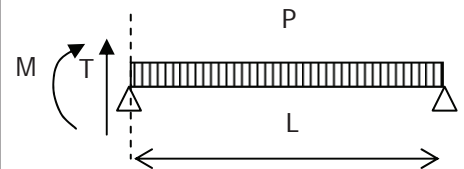
Op het tussensteunpunt

$$V_{Ed} = 37,6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^- = -33,6 \text{ kNm}$$

2.3.1.2 Doorsnede grootheden

De hoogte h van de geprofileerde staalplaat bedraagt 60mm (zie de probleemstelling).

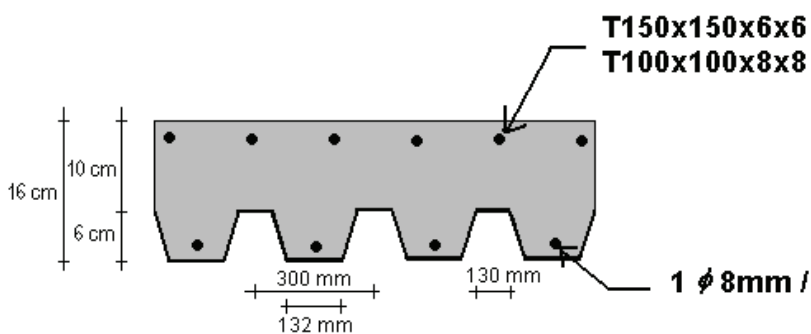


De hoogte h_c van het beton boven de ribben bedraagt bijgevolg:

$$h_c = h - h_p = 160 - 60 = 100 \text{ mm}$$

Eenzijds wordt, ter controle van de scheurvorming in het beton (om met andere woorden de scheurwijdte te beperken), op een afstand van 2cm ten opzichte van de bovenzijde van de plaat een wapeningsnet voorzien van het type T 150x150x6x6 S500.

Anderzijds wordt, om een minimale brandweerstand te garanderen, in elke rib van de geprofileerde staalplaat een staaf met diameter 8mm voorzien op een afstand van 20 mm ten opzichte van de onderzijde van de plaat.



Overzicht van de geometrische eigenschappen van de geprofileerde staalplaat:

Dikte (t)	: 0,75 mm
Staalkwaliteit ($f_{y,p}$)	: 320 N/mm ²
Breedte (b)	: 1 m
Doorsnede (A_p)	: 1026 mm ²
Ligging van de zwaartelijijn (e)	: 30,1 mm
Traagheidsmoment (I)	: 65,4 · 10 ⁴ mm ⁴

Uit de geometrische eigenschappen van de staalplaat volgt het aantal staven voor de brandwapening in de ribben per eenheidslengte:

$$(1/0,3) = 3,333 \text{ } \varnothing 8 \text{ per meter}$$

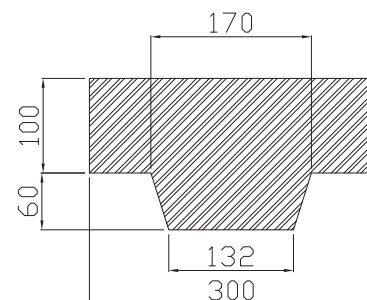
De gemiddelde breedte b_0 van een rib bedraagt:

$$b_0 = \frac{170 + 132}{2} = 151 \text{ mm}$$

Conform met EC4, wordt geen rekening gehouden met de bijdrage van de geprofileerde staalplaat of de gedrukte wapening (brandwapening) onder invloed van een negatief moment.

Voor de bepaling van het weerstandbiedend negatief moment wordt bijgevolg gerekend op de volgende staaldoorsnede:

$$A_{r1} = \frac{1}{0,15} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_r^2 = \frac{1}{0,15} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 6^2 = 188,5 \text{ mm}^2/\text{m}'$$



Bijkomend wordt uitsluitend ter plaatse van het tussensteunpunt, een steunpuntswapening T 100x100x8x8 S500 toegevoegd voor de opname van het negatieve steunpuntsmoment op 20 mm van de bovenzijde van de plaat.

$$A_{r2} = \frac{1}{0,10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_r^2 = \frac{1}{0,10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 8^2 = 502,7 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

2.3.1.3 Controle van het negatief moment

Ligging van de plastische neutrale as

Veronderstel dat de neutrale as in de ribben van de staalplaat ligt.

De hoogte van de drukzone volgt uit het horizontale evenwicht:

$$F_c = F_r$$

De plastische kracht in de wapening is gelijk aan

$$F_r = (188,5 + 502,7) \cdot \frac{f_a}{\gamma_a} = 691,2 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 10^{-3} = 300,5 \text{ kN}$$

De waarde x geeft de hoogte van de drukzone in de rib aan:

$$F_c = \frac{1}{0,3} \cdot b_0 \cdot x \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1}{0,3} \cdot 151 \cdot x \cdot 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 7,13 \cdot 10^3 \cdot x$$

Uit het horizontale evenwicht volgt

$$x = \frac{300,5 \cdot 10^3}{7,13 \cdot 10^3} = 42,1 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$$

Aan de veronderstelling dat de plastische neutrale lijn onder invloed van een negatief buigend moment in de ribben van de staalplaat ligt, is voldaan!

Weerstandbiedend negatief moment

De hefboomsarm z is gelijk aan

$$z = h - c - \frac{x}{2} = 160 - 20 - \frac{42,1}{2} = 118,9 \text{ mm}$$

Hieruit volgt voor het weerstandsbiedend negatief moment

$$M_{Rd}^- = F_r \cdot z = 300,5 \cdot 118,9 \cdot 10^{-3} = 35,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- > M_{Ed}^- \rightarrow \text{OK}$$

$$35,7 > 33,6$$

2.3.1.4 Controle van het positief moment

De wapening in het veld is beperkt tot een wapeningsnet T150x150x6x6 tegen scheurvorming aan de bovenzijde van de plaat en een brandwapening staaf $\varnothing 8$ in elke rib.