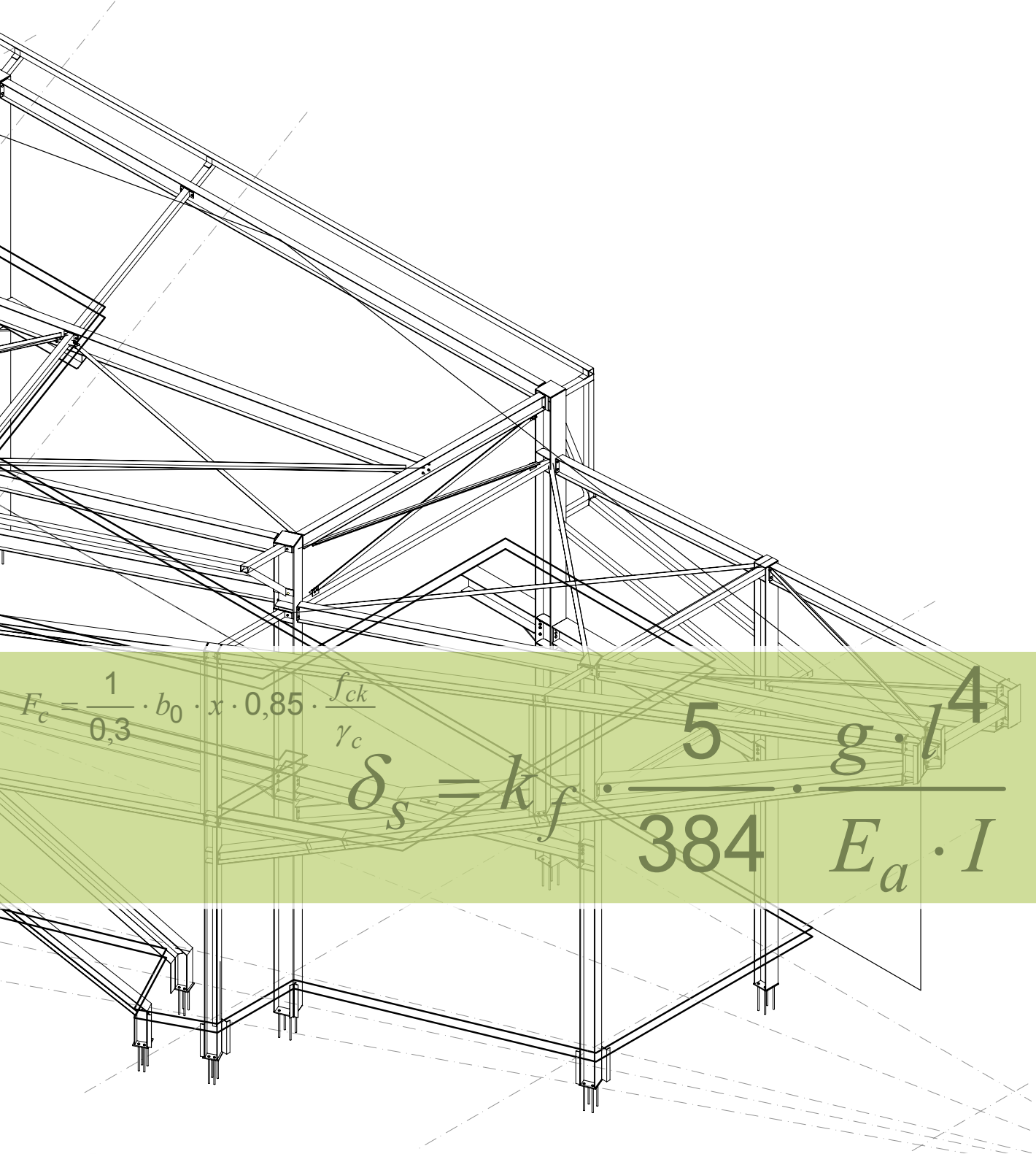


EUROCODE 3 EN 1993

Rekenvoorbeelden van staalconstructies



EUROCODE 3 EN 1993

Rekenvoorbeelden van staalconstructies

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/2007/0274/2

ISBN 978 90 807 5554 3

Niets uit deze uitgave mag worden veelevoudigd, 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

Voorwoord

Het opstellen van een Europese wetgeving voor het ontwerp en de berekening van gebouwen en structuren van de burgerlijke bouwkunde, dat in de helft van de jaren '70 is aangevat, is op het punt van finaliteit. Binnenkort zullen de verschillende structurele Eurocodes onder hun definitieve vorm gepubliceerd worden, gepaard gaand met hun nationale bijlage, een absoluut noodzakelijk complement voor hun toepassing in België. Hier zal sprake zijn van de Eurocode 3 zijn, gewijd aan structuren in staal.

De nieuwe normen doen een beroep op goed aantal bekende concepten, maar zij adviseren eveneens op het vlak van vernieuwende rekenmethoden of ruimer op het niveau van hun toepassingsgebieden. De wezenlijke verschillen tussen de definitieve versie (EN) en de vorige versie (ENV) van de Eurocode 3, evenals de publicatie van de procedure voor gebruik voor België (Nationale Bijlage), rechtvaardigen de beslissing die de laatste jaren door het Staalinfocentrum wordt genomen om regelmatig een opleiding te organiseren over het ontwerp en de berekening van gebouwen in staal.

Aanvankelijk heeft deze opleiding zich tot de presentatie van de inhoud van de Eurocode 3, eerst in zijn versie ENV (in 1998), vervolgens in zijn versie EN (in 2004), beperkt. Maar al snel is gebleken dat een meer ambitieuze methode gevolgd moest worden, waarvan het doel zou zijn meer de nadruk op de praktische aspecten van het ontwerp en de berekening te leggen. Een nieuwe pedagogische aanpak werd daarom ontwikkeld en uitgevoerd, tot eenieders tevredenheid, ter gelegenheid van de opleiding Eurocode 3 die onlangs in Luxemburg (lente 2005) en in Parijs werd georganiseerd (de herfst van 2005).

Het principe bestaat erin om te vertrekken van concrete toepassingsvoorbeelden en om ze te analyseren, stap voor stap. Daarbij worden in detail de verscheidenheid van de berekeningsmogelijkheden behandeld die in de norm worden aangeboden, hun toepassing en gevolgen van de selectie van één onder hen in een specifieke situatie.

Bij deze recente opleiding, werden twee structuren en verschillende varianten als referentie gekozen:

- Structuur 1: Geschoord raamwerk met scharnierende verbindingen
 - Variant A: Flexibele verbindingen
 - Variant B: Gedrag bij brand
 - Variant C: Opnieuw samengesteld gelast profiel
- Structuur 2: Niet geschoord raamwerk met flexibele verbindingen

Deze toepassingsvoorbeelden werden, in eerste instantie, voorbereid in verband met een Europees project gecoördineerd door de Universiteit van Luik, dat het opstellen van een handleiding bij de Eurocode 3 beoogde, in de ENV versie. Hier werden de toepassingsvoorbeelden herzien in het licht van de definitieve versie EN van de Eurocode.

Als gevolg van de talrijke vragen die aan het Staalinfocentrum werden gesteld, werden deze toepassingsvoorbeelden voor het eerst in 2006 gepubliceerd en vormen ze vandaag het onderwerp van een tweede uitgave.

Wij danken de specialisten die zich voor de voorbereiding van dit werk hebben ingespannen.

- Voor het ontwerp van de oefeningen:
 - Ir. L.G. Cajot, ArcelorMittal Research Centre, Esch, Luxemburg
 - Ir. R. Dumbruck, SECO, Brussel
 - Prof. Dr. Ir. J.P. Jaspart, Université de Liège
 - Prof. Dr. Ir. R. Maquoi, Université de Liège
- Voor de vertaling naar het Nederlands en de herziening van de tekst bij zijn tweede publicatie:
 - Dr. Ir. Lincy Pyl, De Nayer Instituut, Mechelen

Deze oefeningen vervangen natuurlijk de participatie aan een opleiding niet, maar zij zouden niettemin de lezer moeten toelaten om de eigenheid van de Eurocode 3 te ontdekken en om een kennis te verkrijgen die hem toelaat om toekomstige toepassingen van laatstgenoemde in zijn dagelijkse activiteit te voorzien.

Ir. Jo Naessens
General manager Staalinfocentrum

Ir. Audrey Debackere
Technisch Departement Staalinfocentrum

Inhoudsopgave

Oefening N°1: Geschoord raamwerk met scharnierende verbindingen

Basisstructuur

1	Beschrijving van het raamwerk	1
1.1	Karakteristieke waarden van de belastingen	1
1.2	Rekenwaarden van de belastingen $F_d = \gamma_F F_k$	2
1.3	Eigenschappen van het staal.....	2
1.4	Partiële veiligheidsfactor voor de bepaling van de weerstand	2
2	Verdiepingsligger (continue ondersteuning).....	3
2.1	Keuze van de doorsnede van de verdiepingsligger	3
2.2	Classificatie van de dwarsdoorsnede van de verdiepingsligger	4
2.2.1	Flens.....	5
2.2.2	Lijf.....	5
2.2.3	Dwarsdoorsnede	5
2.3	Dwarskrachtbelasting	5
2.4	Controle in BGT van de verdiepingsligger	6
2.5	Conclusie.....	8
3	Dakligger (discrete ondersteuning).....	8
3.1	Keuze van de doorsnede van de dakligger	9
3.2	Classificatie van de dwarsdoorsnede van de dakligger	10
3.2.1	Flens.....	10
3.2.2	Lijf.....	10
3.2.3	Dwarsdoorsnede	10
3.3	Rekenwaarde van de kipweerstand van de dakligger	10
3.4	Dwarskrachtbelasting	12
3.5	Controle in BGT van de dakligger.....	13
3.6	Weerstand tegen geconcentreerde lasten.....	14
3.7	Conclusie.....	14
4	Interne kolom.....	15
4.1	Belastingen op de interne kolom in UGT	15
4.2	Eigenschappen van de dwarsdoorsnede van de interne kolom	15
4.3	Classificatie van de dwarsdoorsnede van de interne kolom	16
4.3.1	Flens (belast op druk).....	16
4.3.2	Lijf.....	16
4.3.3	Dwarsdoorsnede	16
4.4	Rekenwaarde van de weerstand in een doorsnede van de interne kolom	16
4.5	Knik van de interne kolom	17
4.5.1	Knikreductiefactor χ_y voor de interne kolom.....	18
4.5.2	Knikreductiefactor χ_z voor de interne kolom.....	18
4.5.3	Knikweerstand van de interne kolom.....	18
5	Externe kolom	18
5.1	Belastingen.....	19
5.2	Eigenschappen van de dwarsdoorsnede van de externe kolom	19
5.3	Classificatie van de dwarsdoorsnede van de externe kolom	19
5.3.1	Flens (belast op druk).....	20
5.3.2	Lijf.....	20
5.3.3	Dwarsdoorsnede	20

5.4	Rekenwaarde van de weerstand in een doorsnede van de externe kolom	20
5.5	Knik van de externe kolom	21
5.5.1	Knikreductiefactor χ_y voor de externe kolom	22
5.5.2	Knikreductiefactor χ_z voor de externe kolom	22
5.5.3	Knikweerstand van de interne kolom	22
6	Windverbanden	22
6.1	Belastingen op de staven in de windverbanden	22
6.2	Eigenschappen van de dwarsdoorsnede van de staven uit het windverband	24
6.3	Classificatie van de dwarsdoorsnede van de staven uit het windverband	24
6.4	Controle van de gedrukte staven uit het windverband	25
6.4.1	Rekenwaarde van de weerstand in een doorsnede van het windverband (belast op druk).....	25
6.4.2	Knikweerstand van het windverband	26
6.4.3	Knikreductiefactor χ_y voor een staaf uit het windverband	26
6.5	Controle van de getrokken staven uit het windverband	27
6.5.1	Rekenwaarde van de weerstand in een doorsnede van het windverband (belast op trek).....	27
7	Conclusie met betrekking tot het structureel gedrag	28
8	Berekening van de ligger-kolom verbinding	28
8.1	Gegevens van de verbinding	29
8.1.1	Voornaamste gegevens.....	29
8.1.2	Gedetailleerde gegevens.....	29
8.1.3	Partiële veiligheidsfactoren.....	30
8.1.4	Aangrijpende afschuifkracht	30
8.2	Eisen met betrekking tot de rotatiecapaciteit en de ductiliteit	30
8.2.1	Eisen met betrekking tot de rotatiecapaciteit	30
8.2.2	Eisen met betrekking tot de ductiliteit	31
8.3	Rekenwaarde van de afschuifweerstand	31
8.3.1	Bouten belast op afschuiving.....	31
8.3.2	Kopplaat belast op stuik	31
8.3.3	Bruto doorsnede van de kopplaat belast op afschuiving	32
8.3.4	Netto doorsnede van de kopplaat belast op afschuiving	32
8.3.5	Blokafschuiving in de kopplaat	32
8.3.6	Buiging in de kopplaat	33
8.3.7	Afschuiving in het lijf van de ligger	33
8.3.8	Stuik in de flens van de kolom.....	33
8.4	Rekenwaarde van de weerstand van de verbinding belast op afschuiving	33
Annex: Eigenfrequentie van de ligger		34
Variant A: Flexibele verbindingen		
1	Geometrie en belasting van het raamwerk	35
2	Doelstellingen en stappen in het berekeningsproces	36
3	Raamwerk met scharnierende verbindingen	36
3.1	Inleiding	36
3.2	Keuze van de profielen voor de liggers en de kolommen	36
3.3	Keuze van de verbindingen	36
4	Raamwerk met flexibele verbindingen	37
4.1	Inleiding	37

4.2	Voordimensionering van de liggers, kolommen en verbindingen	37
4.3	Structurele analyse	38
4.3.1	Bruikbaarheidsgrenstoestand	38
4.3.2	Uiterste grenstoestand	38
4.4	Controle	39
4.4.1	Bruikbaarheidsgrenstoestand	39
4.4.2	Uiterste grenstoestand	39
4.4.2.1	Stabiliteit van de kolommen	39
4.4.2.2	Controle van de weerstand in de doorsneden van de liggers	41
4.4.2.3	Controle van de weerstand in de doorsneden van de kolommen	42
4.5	Dimensionering van de verbindingen	42
5	Conclusies	44
Variante B: Gedrag bij brand		
B.1 Verdiepingsligger (continue ondersteuning)		
1	Belastingscombinaties	46
2	Classificatie van de doorsnede bij brand	46
3	Rekenwaarde van de momentweerstand bij brand	47
3.1	Momentweerstand bij normale temperatuur	47
3.2	Momentweerstand bij brand met een uniforme temperatuur	47
3.3	Momentweerstand bij brand met een niet uniforme verdeling van de temperatuur over de dwarsdoorsnede	47
3.4	Berekening van de kritieke temperatuur	48
3.5	Berekening van de brandweerstand voor een ISO-standaardbrand	48
3.6	Andere methode: methode van de kritieke temperatuur	50
3.7	Alternatief met het gebruik van staalkwaliteit S355	50
3.8	Alternatief met het gebruik van staalkwaliteit S460	50
3.9	Alternatief met het gebruik van flexibele verbindingen	51
4	Controle van de weerstand van de verbinding belast op afschuiving	52
4.1	Weerstand bij brand van een profiel belast op afschuiving	52
4.2	Controle van de invloed van de dwarskracht op het moment bij brand	52
5	Dimensionering van de verbindingen van de IPE550 liggers bij brand	53
5.1	Berekening van de fictieve vloeigrens van de verbindingsonderdelen	53
5.2	Verbinding met de externe kolom	54
5.3	Verbinding met de interne kolom	55
5.4	Controle van de weerstand van de verbindingen	56
B.2 Dakligger (discrete ondersteuning)		
1	Belastingscombinaties	57
2	Classificatie van de doorsnede bij brand	57
3	Rekenwaarde van de momentweerstand bij brand	58
3.1	Momentweerstand bij normale temperatuur	58
3.2	Momentweerstand bij brand met een uniforme temperatuur	58
3.3	Momentweerstand bij brand met een niet uniforme verdeling van de temperatuur over de dwarsdoorsnede	58

3.4	Berekening van de kritieke temperatuur	59
3.5	Berekening van de brandweerstand voor een ISO-standaardbrand.....	59
3.6	Andere methode: methode van de kritieke temperatuur	60
3.7	Alternatief met het gebruik van een beschermde ligger.....	61
4	Controle tegen zijdelings knikken of kip.....	62
B.3 Interne kolom		
1	Belastingscombinaties	64
2	Classificatie van de doorsnede bij brand	64
3	Berekening van de rekenwaarde van de momentweerstand bij brand	64
3.1	Berekening van de kritieke temperatuur	65
3.2	Rekenwaarde van de knikweerstand bij brand	66
Variant C: Dakligger in een opnieuw samengesteld gelast profiel		
1	Raamwerk bestudeerd in variant C	68
2	Weerstand tegen buiging in de doorsnede van de gelaste ligger (effectieve doorsnede)	69
3	Weerstand tegen afschuifplooi in het lijf	71
3.1	Basis.....	71
3.2	Weerstand tegen afschuifplooi	71
3.2.1	Bijdrage van het lijf	72
3.2.2	Bijdrage van de flenzen	72
3.2.3	Controle	72
4	Weerstand tegen dwarsbelasting op lijven (geconcentreerde krachten).....	72
4.1	Reductiefactor χ_F voor de effectieve lengte voor de bepaling van de weerstand	73
4.2	Effectief belaste lengte	73
4.3	Rekenwaarde van de weerstand tegen lokaal plooien	73
5	Interactie tussen dwarskracht, buigend moment en normaalkracht.....	74
6	Interactie tussen geconcentreerde krach, buigend moment en normaalkracht	74
7	Plooi van de flens in het lijf.....	74
8	Conclusie	74
9	Denkbare aanpassingen	75
9.1	Toename van de dikte van het lijf	75
9.2	Gebruik van verticale verstijvers op het lijf	75
9.3	Gebruik van een trapezoïdaal of sinusoidaal geprofileerd lijf	76
9.3.1	Controle van het buigend moment	76
9.3.2	Controle van de weerstand tegen dwarskracht	77
9.3.3	Conclusie.....	78
9.4	Toename van de elasticiteitsgrens	78

Oefening N°2: Niet geschoord raamwerk met flexibele verbindingen

1	Beschrijving van het raamwerk en de belastingen	79
1.1	Geometrie van het raamwerk	79
1.2	Belastingen	80
1.2.1	Blijvende en veranderlijke belastingen	80
1.2.2	Globale imperfecties	80
1.2.3	Belastingscombinaties	81
1.3	Partiële veiligheidsfactor voor de bepaling van de weerstand	82
2	Doelstellingen	82
3	Beschrijving van de procedure van de analyse/het ontwerp	83
3.1	Strategie van de berekening	83
3.2	Voordimensionering	83
3.3	Karakterisering en classificatie van de verbindingen	85
3.4	Structurele analyse	86
3.5	Controle van de structuur	86
3.5.1	Bruikbaarheidsgrenstoestanden	86
3.5.2	Uiterste grenstoestanden	87
4	Conclusies	96
4.1	Algemeen	96
4.2	Economische aspecten	97
4.3	Praktische toepassing van Eurocode 3	98

OEFENING NR1 :

Geschoord raamwerk met scharnierende verbindingen

BASISSTRUCTUUR

Auteurs : Jean-Pierre Jaspart, René Maquoi

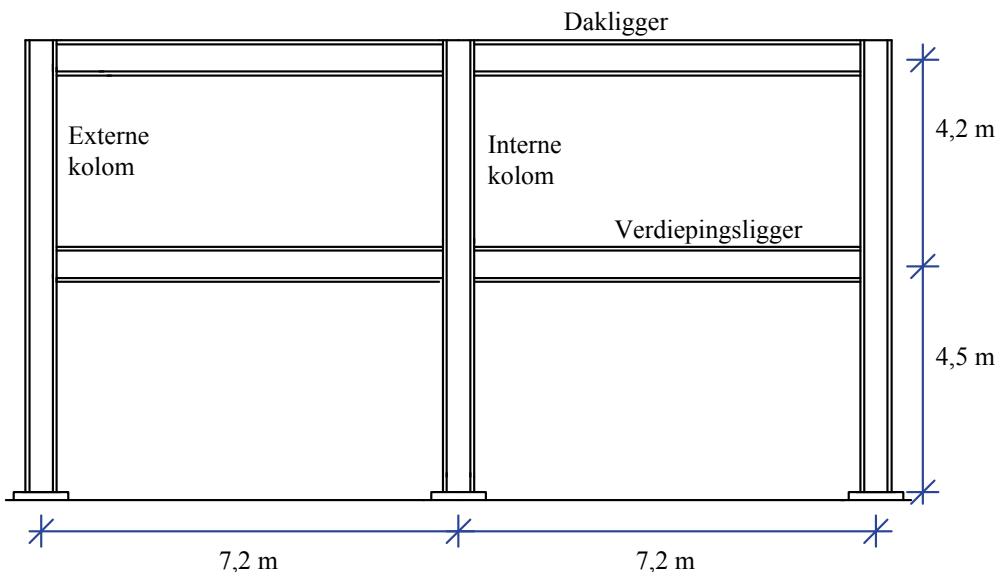
Vertaald en bijgewerkt door: Lincy Pyl

1 Beschrijving van het raamwerk

Het vlakke raamwerk is opgebouwd uit twee niveaus en twee overspanningen. Drie identieke raamwerken bevinden zich op een onderlinge afstand van 5 m. De overspanning van de liggers, gemeten tussen de aslijnen van de kolommen, bedraagt 7,2 m (Figuur 1). De hoogte vanaf de kolomvoet tot de aslijn van de verdiepingsligger bedraagt 4,5 m en de hoogte tussen de aslijn van de verdiepingsligger en van de dakligger bedraagt 4,2 m. Scharnierende verbindingen onderaan de kolommen worden verondersteld.

De draagvloeren ondersteunen scheidingswanden in gips of gelijkaardige materialen die van nature breekbaar zijn.

De verwijzingen in deze kolom refereren aan de clausules in EN 1993-1-1 tenzij anders vermeld



Figuur 1: Geometrie van het tweedimensionaal raamwerk

De weerstand tegen de zijdelingse windbelasting wordt verzekerd door een plaatselijk schoorsysteem, waardoor het raamwerk uitsluitend dient te weerstaan aan verticale belastingen onder invloed van de zwaartekracht.

De ligger-kolom verbindingen worden uitsluitend ontworpen om dwarskrachten (verticaal) over te brengen. Bovendien is een geringe weerstand tegen de rotatie van de liggeruiteinden toegestaan. In overeenstemming met deze aangenomen veronderstellingen, zijn de interne krachten bepaald aan de hand van een globale analyse van het raamwerk met scharnieren omdat de liggeruiteinden scharnierend verondersteld worden.

5.1.2(2)

1.1 Karakteristieke waarden van de belastingen

De schikkingen van de constructieve belastingen, betreffende gebouwen van categorie B – kantoren – zijn de volgende:

EN1990

Voor de verdiepingsligger:

-Veranderlijke belasting: opgelegde belasting op de vloerplaat:

3,0 kN/m²

-Blijvende belasting:

Betonplaat die twee velden van 5 m (afstand tussen de raamwerken) overspant

Nuttige hoogte van de ter plaatse gestorte vloerplaat: 18 cm

Betondekking: 2 cm

Totale hoogte van de vloerplaat: 18 cm + 2 cm = 20 cm

Gewicht van de vloerplaat: $0,20 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 =$	$5,0 \text{ kN/m}^2$
Chape, vals plafond en scheidingswanden:	$1,3 \text{ kN/m}^2$
	$6,3 \text{ kN/m}^2$

Voor de dakligger:

-Veranderlijke belasting:

Opgelegde belasting voor herstellingen/onderhoud of, alternatief, sneeuwlast, beide belastingen kunnen niet samen voorkomen: **$0,75 \text{ kN/m}^2$**

Nota: Voor een metalen dak zou de opgelegde belasting geringer zijn, met grootte van $0,4 \text{ kN/m}^2$.

-Blijvende belasting:

Betonnen TT liggers waarvan de ribben, met een tussenafstand van $1,8 \text{ m}$, aan het stalen profiel bevestigd zijn met stalen verbindingstukjes op regelmatige afstand: $4,96 \text{ kN/m}^2$

Isolatie + dakafdichting + technische uitrusting: $0,60 \text{ kN/m}^2$

$5,56 \text{ kN/m}^2$

Het eigen gewicht van de liggers is gering in vergelijking met de belastingen die hierboven vermeld zijn. De belasting ten gevolge van het eigen gewicht zal worden verwaarloosd, gesteld dat deze behelst is door het in rekening brengen van de bovenstaande belastingen.

1.2 Rekenwaarden van de belastingen $F_d = \gamma_F F_k$

Niveau van de verdiepingsvloer:

$G_d = \gamma_G G_k$ (blijvende belastingen)

In UGT: $\gamma_G = 1,35$ (ongunstig)

$G_d = 1,35 \times 6,3 = \mathbf{8,51 \text{ kN/m}^2}$

$Q_d = \gamma_Q Q_k$ (veranderlijke belastingen)

In UGT: $\gamma_Q = 1,5$ (ongunstig)

$Q_d = 1,5 \times 3,0 = \mathbf{4,5 \text{ kN/m}^2}$

EN1991

Niveau van het dak:

$G_d = \gamma_G G_k$ (blijvende belastingen)

In UGT: $\gamma_G = 1,35$ (ongunstig)

$G_d = 1,35 \times 5,6 = \mathbf{7,56 \text{ kN/m}^2}$

$Q_d = \gamma_Q Q_k$ (veranderlijke belastingen)

In UGT: $\gamma_Q = 1,5$ (ongunstig)

$Q_d = 1,5 \times 0,75 = \mathbf{1,125 \text{ kN/m}^2}$

EN1991

1.3 Eigenschappen van het staal

Voor de liggers, kolommen alsook de verbindingsonderdelen en verstijvingsribben is geselecteerd voor de staalkwaliteit S235, die een vloeigrens $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ heeft, op voorwaarde dat de dikte van de plaalementen kleiner dan of gelijk aan 40 mm blijft. Als aan deze voorwaarde niet voldaan is, zou het nodig zijn van deze waarde te reduceren conform de aanwijzingen in Eurocode 3.

Tabel 3.1

2.4.3

1.4 Partiële veiligheidsfactor voor de bepaling van de weerstand

Volgende waarden van de partiële veiligheidsfactoren worden toegepast op de weerstandswaarde:

- Weerstand van doorsneden klasse 1, 2 of 3: $\gamma_{M0} = 1,0$

6.1(1)

- Stabiliteit van structuurelementen: $\gamma_{M1} = 1,0$
- Weerstand van geboude verbindingen: $\gamma_{M2} = 1,25$

6.1(1)
EN 1993-1-8 Tabel
2.1

Merk op dat, in vergelijking met de ENV versie van Eurocode 3, de aanbevolen waarde van γ_{M1} verminderd is van 1,10 naar 1,00.

De combinatie van blijvende en veranderlijke belastingen (geen horizontale belastingen) is de meest ongunstige.

2 Verdiepingsligger (continue ondersteuning)

De ligger, voorgesteld in Figuur 2, is gewoonweg opgelegd aan de beide uiteinden. Door de aanwezigheid van de vloerplaat, summier verbonden door middel van drie deuvels aan de bestudeerde ligger, wordt de zijdelingse verplaatsing van de bovenflens van de ligger belet. Niettegenstaande wordt de verbinding ligger-vloerplaat niet gedimensioneerd om een echte composietwerking te garanderen. De verdiepingsligger is dus beschermt tegen elke vorm van zijdelings knikken (kip).

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$$

Het tussengelegen raamwerk is het meest belast, rekening houdend met het doorlopend karakter van de vloerplaat op diens ondersteuning door de beschouwde ligger. De verdiepingsligger ondersteunt een belasting afkomstig van de vloerplaat met een waarde van $1,25 p_{L_t}$, waarbij $L_t = 5$ m (afstand tussen de raamwerken).

EN1990

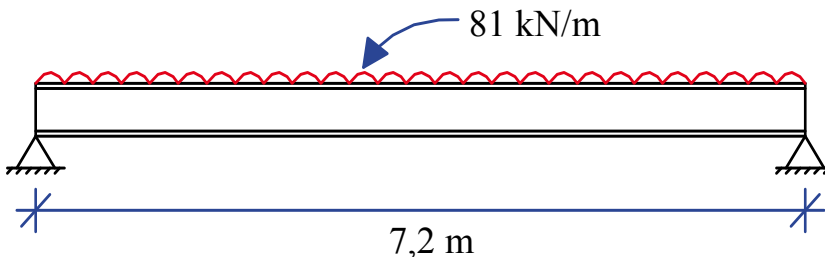
De rekenwaarden van de belastingen die op de verdiepingsligger aangrijpen zijn bijgevolg gelijk aan:

$$\text{In UGT: } 1,25 \times (1,35 \times 6,3 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 3,0 \text{ kN/m}^2) \times 5 \text{ m} =$$

81 kN/m

$$\text{In BGT: } 1,25 \times (6,3 \text{ kN/m}^2 + 3,0 \text{ kN/m}^2) \times 5 \text{ m} =$$

59 kN/m



Figuur 2: Belasting op de verdiepingsligger (zijdelings gesteund)

2.1 Keuze van de doorsnede van de verdiepingsligger

Het grootste belastingeffect, in dit geval de rekenwaarde van het aangrijpende moment, treedt op in het veld in het midden van de overspanning. De waarde bedraagt:

$$M_{Ed} = \frac{F_d L^2}{8}$$

waarbij F_d de rekenwaarde van de belasting in UGT met waarde 81 kN/m is, en L de overspanning die 7,2 m bedraagt.

$$M_{Ed} = \frac{81 \times 7,2^2}{8} = 525 \text{ kNm}$$

De grootste rekenwaarde van de dwarskracht treedt op ter plaatse van de opleggingen en heeft als waarde:

$$V_{Ed} = \frac{F_d L}{2} = \frac{81 \times 7,2}{2} = 292 \text{ kN}$$

Voor de bepaling van de doorsnede van de ligger worden volgende veronderstellingen aangenomen:

- de dikte van flenzen is kleiner dan de grenswaarde van 40 mm, zodanig dat de rekenwaarde van de materiaalweerstand niet gereduceerd wordt en de waarde 235 N/mm² aanneemt;
- de doorsnede is van klasse 1 of 2, wat gebruikelijk is voor warmgewalste profielen van die staalkwaliteit.

Tabel 3.1

De rekenwaarde van het aangrijpend moment M_{Ed} mag ten hoogste gelijk zijn aan de rekenwaarde van de momentweerstand van de ligger $M_{c,Rd}$:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Bij afwezigheid van kip, is $M_{c,Rd}$ gelijk aan de rekenwaarde van de momentweerstand in de doorsnede. Bij doorsneden van klasse 1 of 2, is $M_{c,Rd}$ gelijk aan de rekenwaarde van de plastische momentweerstand:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$$

waarbij $W_{pl,y}$ het plastisch weerstandsmoment bij buiging (nog te bepalen) van de doorsnede is. f_y bedraagt 235 N/mm² (zie hierboven) en γ_{M0} is de partiële veiligheidsfactor die gelijk genomen wordt aan 1,0.

Tabel 3.1
6.1(1)

Uit de twee laatste verbanden, wordt de minimaal vereiste waarde van $W_{pl,y}$ afgeleid:

$$W_{pl,y,vereist} = \frac{M_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{525 \cdot 10^3 \times 1,0}{235} = 2234 \text{ cm}^3$$

Als proef wordt een profiel IPE 550 gekozen.

De eigenschappen van dit profiel zijn (zie profielencatalogus):

Totale hoogte: $h = 550 \text{ mm}$, Breedte van de flens: $b_f = 210 \text{ mm}$
Dikte van het lijf: $t_w = 11,1 \text{ mm}$, Dikte van de flens: $t_f = 17,2 \text{ mm}$

Profielencatalogus

Plastisch weerstandbiedend moment bij buiging rond de sterke as: $W_{pl,y} = 2787 \text{ cm}^3$

Deze notaties zijn conform de notaties in Figuur 1.1 van prEN 1993-1-1.

5.5

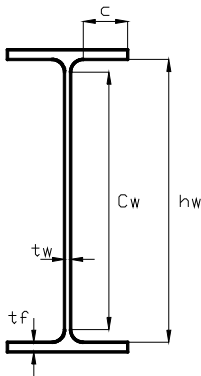
2.2 Classificatie van de dwarsdoorsnede van de verdieplingsligger

Van zodra een eenvoudig opgelegde ligger geen enkele plastische rotatiecapaciteit vereist (de vorming van een plastische scharnier geeft inderdaad onmiddellijk aanleiding tot plastisch bezwijken van de ligger), volstaat het om te eisen dat de doorsnede minimaal tot klasse 2 behoort opdat ze in staat zou zijn om de plastische capaciteit over de doorsnede te ontwikkelen.

5.5.2(1) en
Tabel 5.2

Figuur 3 toont een doorsnede van het type IPE.

2.2.1 Flens



Figuur 3: Doorsnede type IPE

De grenswaarde voor de breedte-dikte verhouding c_f/t_f voor een gedrukte flens van klasse 1 voor een IPE profiel is 9ε .

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ en } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ waaruit volgt } \varepsilon = 1.$$

Bereken de verhouding c_f/t_f , met:

c_f de breedte van de flens (vlakke gedeelte)

$$c_f = [0,5 \times (210 \text{ mm} - 11,1 \text{ mm} - 2 \times 24 \text{ mm})] = 75,45 \text{ mm}$$

t_f de dikte van de flens, gelijk aan $17,2 \text{ mm}$ (indien de flens geen constante dikte zou hebben, zou het nodig zijn van de gemiddelde dikte van de flens over de lengte c_f te beschouwen)

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{75,45}{17,2} = 4,39$$

Tabel 5.2
(Bladzijde 2)

2.2.2 Lijf

De grenswaarde van de breedte-dikte verhouding c_w/t_w voor een gebogen lijf van klasse 1 voor een IPE profiel is 72ε . $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ en $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, waaruit volgt $\varepsilon = 1$.

Tabel 5.2
(Bladzijde 1)

Bereken de verhouding c_w/t_w , met:

c_w de hoogte van het lijf, gemeten tussen de aanzet van de afronding tussen het lijf en de flens ten gevolge van het walsproces

$$c_w = [550 \text{ mm} - 2 \times (17,2 + 24) \text{ mm}] = 467,6 \text{ mm}$$

t_w de dikte van het lijf, gelijk aan $11,1 \text{ mm}$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{467,6}{11,1} = 42,1$$

2.2.3 Dwarsdoorsnede

Uit de resultaten blijkt dat:

$$\frac{c_f}{t_f} = 4,39 < 9 \text{ en } \frac{c_w}{t_w} = 42,1 < 72$$

Alle plaatonderdelen, geheel of gedeeltelijk gedrukt, zijn van klasse 1. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de volledige doorsnede tot klasse 1 behoort en dus in staat is om het plastisch weerstandsmoment te bereiken.

2.3 Dwarskrachtbelasting

De dwarskrachtbelasting wordt opgenomen door het lijf van de ligger. De rekenwaarde van de weerstand tegen dwarskracht $V_{c,Rd}$ van de ligger moet gecontroleerd worden. Om te voldoen aan de voorwaarden in UGT, moet de rekenwaarde van de weerstand tegen dwarskracht $V_{c,Rd}$ minstens gelijk zijn aan de rekenwaarde van het effect van de aangrijpende dwarskracht V_{Ed} ($=291,6 \text{ kN}$):

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

6.2.6

Plooi door afschuiving in het lijf is uitgesloten. Immers, de verhouding $h_w/t_w = [(550 \text{ mm} - 2 \times 17,2 \text{ mm})/11,1 \text{ mm}] = 46,5$ is kleiner dan de grenswaarde $72\varepsilon/\eta$, waarbij η een factor met waarde $1,20$ is

voor staalkwaliteit S235, ofwel $[72 \times 1/1,2 = 60]$. Aangezien aan deze voorwaarde voldaan is, is de rekenwaarde van de weerstand tegen dwarskracht $V_{c,Rd}$ gelijk aan de rekenwaarde van de plastische weerstand tegen afschuiving:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

prEN 1993-1-5
5.1(2)

Voor gewalste I of H doorsneden, belast evenwijdig met het lijf, wordt de afschuifoppervlakte gegeven in de profielencatalogi. Voor een IPE 550, is de afschuifoppervlakte gelijk aan:
 $A_v = 72,34 \text{ cm}^2$.

6.2.6(3)

De elasticiteitsgrens is gelijk aan $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, en de partiële veiligheidsfactor γ_{M0} is gelijk genomen aan 1,0.

Hieruit volgt:

$$V_{pl,Rd} = \frac{7234 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,0 \times 10^3} = 981 \text{ kN}$$

Deze waarde (=981 kN) is groter dan de rekenwaarde van het effect van de maximale aangrijpende dwarskracht (=292 kN). De weerstand van het lijf tegen afschuiving is dus verzekerd.

Bijkomende controles van de weerstand van het lijf tegen afschuiving, die zich lokaal kunnen voordoen, dienen eventueel uitgevoerd te worden in de onmiddellijke omgeving van verbindingen. Verderop in het hoofdstuk, dat de ligger-kolom verbinding behandelt, zal hier gedetailleerd op worden ingegaan.

Andere controles zouden eveneens in bepaalde omstandigheden moeten worden uitgevoerd:

6.2.8

- Als de belastingen zouden bestaan uit geconcentreerde krachten, zou het nodig zijn van de weerstand tegen «patch loading» te controleren;
- Bij doorlopende liggers of liggers in uitkraging, zou de doorsnede ter plaatse van de tussensteun of de ingeklemde doorsnede onderworpen worden aan een combinatie van extreme waarden van het buigmoment en de dwarskracht. Het zou dan nodig zijn van de M-V interactie op niveau van de weerstand in de doorsnede te controleren (de momentweerstand wordt gereduceerd van zodra de dwarskrachtbelasting groter wordt dan 50% van de weerstand tegen dwarskracht).

In dit voorbeeld – gelijkmatig verdeelde belasting, gewalste doorsnede, staalkwaliteit S235, ligger zonder uitsparingen in het lijf en gewoonweg opgelegd op de uiteinden – is er geen gevaar voor «patch loading» en dient er geen interactie te worden gecontroleerd van zodra $M=0$ waar $V=V_{max}$ en $V=0$ waar $M=M_{max}$.

7.2

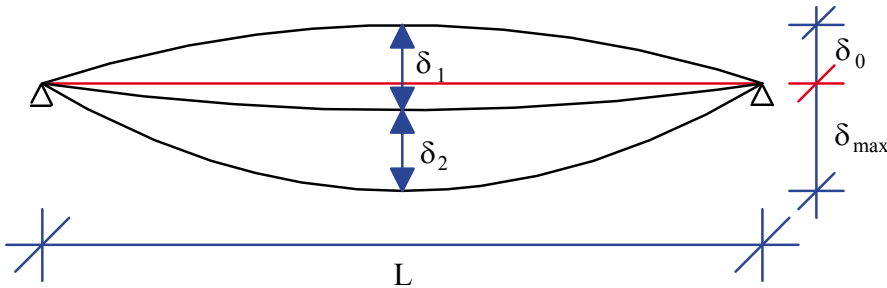
2.4 Controle in BGT van de verdiepingsligger

Eurocode 3 eist een controle op de doorbuiging van de ligger in volgende gebruiksomstandigheden:

7.2.1

- veranderlijke belastingen;
- blijvende en veranderlijke belastingen.

Figuur 4 geeft de in rekening te brengen doorbuigingen weer.



Figuur 4: Doorbuigingen

w_0 is de opbuiging of zeeg (als deze bestaat),

w_1 is de doorbuiging onder invloed van de blijvende belastingen,

w_3 is de doorbuiging onder invloed van de veranderlijke belastingen, en

w_{max} is de verplaatsing gemeten tussen de koorde van de ligger en de uiteindelijke doorbuiging van de ligger volledig belast.

Nota:

Aangezien het materiaal van de balk staal is, ondergaat hij geen kruip zodat er geen term w_2 voor de doorbuiging op termijn moet beschouwd worden.

Bij het gebruik van scheidingswanden in gips of in andere breekbare materialen (zie uiteenzetting hierboven), zijn de respectievelijke grenswaarden voor de doorbuiging: $L/250$ voor w_{max} en $L/350$ voor w_3 .

Herinner eraan dat de doorbuigingen moeten gecontroleerd worden onder invloed van de belastingscombinaties in BGT.

Voor een gelijkmatig verdeelde belasting wordt de doorbuiging als volgt bepaald:

$$w = \frac{5 F_k L^3}{384 E I_y}$$

met:

F_k , de belasting Q_k of $(G_k + Q_k)$ afhankelijk van de berekende doorbuiging,

L , de overspanning van de ligger, die 7,2 m bedraagt,

E , de elasticiteitsmodulus van staal, die gelijk is aan 210000 N/mm^2 ,

I_y , het traagheidsmoment rond de sterke as (buigingsas), dat gelijk is aan $67120 \times 10^4 \text{ mm}^4$.

3.2.6

Doorbuiging onder invloed van de blijvende belastingen

$$F_k = 1,25 \times 5 \times 6,3 \times 7,2 = 284 \text{ kN.}$$

Derhalve bedraagt de doorbuiging onder invloed van de blijvende belastingen:

$$w_1 = \frac{5 \times 284 \cdot 10^3 \times 7200^3}{384 \times 210000 \times 67120 \cdot 10^4} = 9,8 \text{ mm}$$

Doorbuiging onder invloed van de veranderlijke belastingen

$$F_k = 1,25 \times 5 \times 3,0 \times 7,2 = 135 \text{ kN.}$$

Derhalve bedraagt de doorbuiging onder invloed van de veranderlijke belastingen:

$$w_3 = \frac{5 \times 135 \cdot 10^3 \times 7200^3}{384 \times 210000 \times 67120 \cdot 10^4} = 4,7 \text{ mm}$$

De maximale doorbuiging onder invloed van de blijvende en veranderlijke belastingen bedraagt:

$$w_{max} = w_1 + w_3 = 9,8 + 4,7 = 14,5 \text{ mm}$$

De grenswaarde voor de doorbuiging w_3 bedraagt:

$$w_3 = \frac{L}{350} = \frac{7200}{350} = 20,6 \text{ mm}$$

De doorbuiging w_3 is kleiner dan de toegestane waarde: $4,7 \text{ mm} < 20,6 \text{ mm}$.

De grenswaarde voor de doorbuiging w_{max} bedraagt:

$$w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{7200}{250} = 28,8 \text{ mm}$$

De doorbuiging w_{max} is kleiner dan de toegestane waarde: $14,5 \text{ mm} < 28,8 \text{ mm}$.

De berekende doorbuigingen, die verwacht worden op te treden, liggen allemaal onder de toegestane grenswaarden. Het voorzien van een zeeg is bijgevolg totaal overbodig.

Eurocode 3 vereist bovendien dat de trillingen bij draagliggers voor vloeren, die toegankelijk zijn voor het publiek, gecontroleerd worden onder invloed van de gebruiksbelastingen.

7.2.3

De eigenfrequentie van een eenvoudig opgelegde ligger, die gelijkmatig belast is, kan als volgt berekend worden:

$$f_{Hz} = \mu/2 \pi \sqrt{EI / mL^4} = 9,87/2 \pi \times \sqrt{2,1 \cdot 10^{11} \times 6,712 \cdot 10^{-4} / 1,25 \times 630 \times 5 \times 7,2^4} = 5,73 \text{ Hz}$$

E (N/m^2), I (m^4), L (m), m (kg/m) (zie de bijlage aan het eind van de oefening).

Deze frequentie bevindt zich buiten de zone van frequenties die ongewenst worden geacht wegens redenen van gebrek aan comfort, dit wil zeggen 3 Hz . De balk vormt dus geen enkel trillingsprobleem.

2.5 Conclusie

Het profiel IPE 550, dat voor de liggers wordt gekozen, is ten volle bevredigend zowel in BGT als in UGT, onder voorbehoud dat de aanvullende plaatselijke verificaties, die inherent zijn aan de berekening van de ligger-kolom verbindingen, gecontroleerd en geconfirmeerd worden.

3 Dakligger (discrete ondersteuning)

In overeenstemming met de aanwijzingen die in alinea 1.1 worden geleverd, is de dakligger belast door krachten met een tussenafstand van $1,8 \text{ m}$, de waarde van de tussenafstand van de ribben van de betonnen TT liggers. De stalen verbindingstukjes op regelmatige afstand tussen de ribben en de onderliggende ligger maken het mogelijk om aan de ligger een discrete zijdelingse steun ter plaatse van de opleggingen van de ribben te verlenen. Deze steunpunten stabiliseren de ligger tegen omkantelen. De ligger kan zijdelings nog wel wegslaan tussen de steunpunten.

Rekening houdend met het doorlopend karakter van de TT dakliggers, is het tussengelegen raamwerk het meest belast. Het draagt een belasting afkomstig van de TT liggers met een waarde van $1,25 pL_t$, waarbij $L_t = 5 \text{ m}$ (afstand tussen de raamwerken). Bijgevolg nemen de rekenwaarden van de belastingen op de dakligger de volgende waarden aan:

-Belasting geïntroduceerd door een tussengelegen rib:

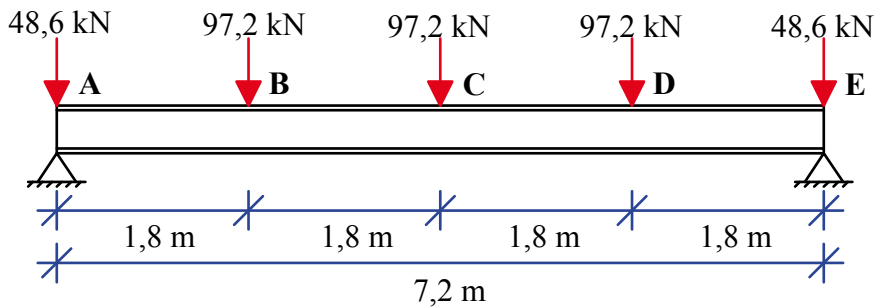
$$1,25 \times 1,8 [(5 \times 1,35 \times 5,56) + (5 \times 1,5 \times 0,75)] = 97,2 \text{ kN}$$

-Belasting geïntroduceerd door een rib aan de buitenkant van de vloerplaat:

$$1,25 \times 0,9 [(5 \times 1,35 \times 5,56) + (5 \times 1,5 \times 0,75)] = 48,6 \text{ kN}$$

De belasting van de rib aan de buitenkant van de vloerplaat wordt verondersteld in te werken op het liggeruiteinde en draagt onmiddellijk bij tot de maximale aangrijpende dwarskracht op het liggeruiteinde en tot het moment dat geïntroduceerd wordt in de kolom ten gevolge van eventuele excentriciteiten in de verbinding.

Figuur 5 stelt de belastingssituatie van de dakligger voor.

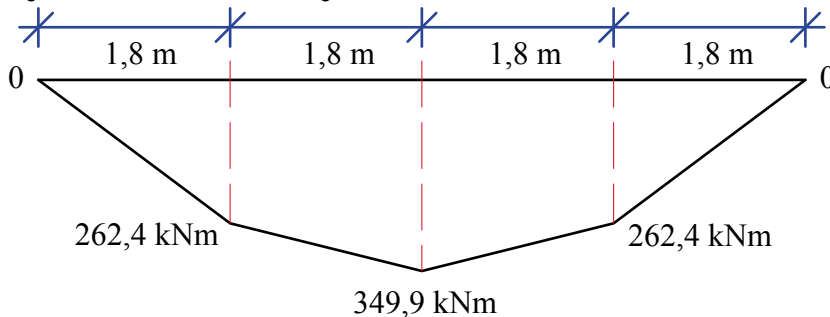


Figuur 5: Dakligger (discrete ondersteuning)

Rekenwaarde van de oplegreactie:

$$V_{Ed} \text{ (ter plaatse van de steunpunten)} = 0,5 \times [(2 \times 48,6 \text{ kN}) + (3 \times 97,2 \text{ kN})] = 194,4 \text{ kN}$$

Figuur 6 toont het momentdiagram.



Figuur 6: Momentdiagram

Rekenwaarde van het maximale aangrijpende buigmoment:

$$M_{Ed} = [(194,4 \text{ kN} - 48,6 \text{ kN}) \times 3,6 \text{ m}] - (97,2 \text{ kN} \times 1,8 \text{ m}) = 349,9 \text{ kNm}$$

3.1 Keuze van de doorsnede van de dakligger

Stel dat gebruik gemaakt wordt van een warmgewalst profiel waarvan de dikte van de flenzen kleiner is dan 40 mm en met staalkwaliteit S235 dan is bijgevolg $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$. In tegenstelling tot de verdieplingsliggers, die volkomen zijdelings worden tegengehouden, ontvangen de dakliggers slechts discreet zijdelingsse steun zodanig dat ze zijdelings kunnen uitwijken tussen de getrokken doorsneden. Kip kan dus bepalend zijn voor de rekenwaarde van de momentweerstand $M_{c,Rd}$. De dwarsdoorsnede kan mee bepaald worden door kip. Ze wordt op voorhand gekozen door de ontwerper op basis van diens professionele ervaring.

Als proef wordt een profiel **IPE O 450** gekozen.

De eigenschappen van dit profiel zijn (zie profielencatalogus):

Totale hoogte: $h = 456 \text{ mm}$, Breedte van de flens: $b_f = 192 \text{ mm}$

Dikte van het lijf: $t_w = 11 \text{ mm}$, Dikte van de flens: $t_f = 17,6 \text{ mm}$

Plastisch weerstandbiedend moment bij buiging rond de sterke as: $W_{pl,y} = 2046 \text{ cm}^3$

Merk op dat de verhoudingen van deze doorsnede zodanig zijn dat $h/b > 2$; dit zal de keuze van de kipcurve beïnvloeden.

6.3.2

Profielencatalogus

3.2 Classificatie van de dwarsdoorsnede van de dakligger

Van zodra een eenvoudig opgelegde ligger geen enkele plastische rotatiecapaciteit vereist (de vorming van een plastische scharnier geeft inderdaad onmiddellijk aanleiding tot plastisch bezwijken van de ligger), volstaat het om te eisen dat de doorsnede minimaal tot klasse 2 behoort opdat ze in staat zou zijn om de plastische capaciteit over de doorsnede te ontwikkelen.

5.5.2(1) en
Tabel 5.2

3.2.1 Flens

De grenswaarde voor de breedte-dikte verhouding c_f/t_f voor een gedrukte flens van klasse 1 voor een IPE profiel is 9ε .

Tabel 5.2
(Bladzijde 2)

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ en $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, waaruit volgt $\varepsilon = 1$.

Bereken de verhouding c_f/t_f , met:

c_f de breedte van de flens (vlakke gedeelte)

$c_f = [0,5 \times (192 - 11 - 2 \times 21)] = 69,5 \text{ mm}$

t_f de dikte van de flens, gelijk aan $17,6 \text{ mm}$ (indien de flens geen constante dikte zou hebben, zou het nodig zijn van de gemiddelde dikte van de flens over de lengte c_f te beschouwen).

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{69,5}{17,6} = 3,94$$

3.2.2 Lijf

De grenswaarde van de breedte-dikte verhouding c_w/t_w voor een gebogen lijf van klasse 1 voor een IPE profiel is 72ε .

Bereken de verhouding c_w/t_w , waarbij c_w de hoogte van het lijf is, gemeten tussen de aanzet van de afronding tussen het lijf en de flens ten gevolge van het walsproces, ofwel $378,8 \text{ mm}$. t_w , de dikte van het lijf, bedraagt $11,0 \text{ mm}$.

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{378,8}{11,0} = 34,4$$

3.2.3 Dwarsdoorsnede

Uit de resultaten blijkt dat:

$$\frac{c_f}{t_f} = 3,94 < 9 \text{ en } \frac{c_w}{t_w} = 34,4 < 72$$

Alle plaatonderdelen, geheel of gedeeltelijk gedrukt, zijn van klasse 1. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de volledige doorsnede tot klasse 1 behoort en dus in staat is om het plastisch weerstandsmoment te bereiken.

Tabel 5.2
(Bladzijde 1)

3.3 Rekenwaarde van de kipweerstand van de dakligger

6.3.2

De rekenwaarde van de kipweerstand van een ligger die zijdelings niet gesteund is, wordt als volgt bepaald:

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

6.3.2.1 (3)

Het Staalinfocentrum, actief in België en Luxemburg, wijdt zich aan de promotie van het goed gebruik van staal in de bouw.

Opgericht als VZW, wordt het Centrum ondersteund door een 600-tal leden komend uit de staalnijverheid, staalbouwbedrijven, studie bureau's en architectenbureau's.

Het Centrum groepeert tevens de belangrijkste onderwijsinstellingen in architectuur en ingenieurswetenschappen alsook hun vele studenten.

Communicatie via:

- Het tijdschrift 'staal_acier'
- De website www.infosteel.be
- ...

Kennisoverdracht:

- Organisatie van studiedagen
- Organisatie van cursussen en opleidingen
- Werklunches
- Bibliotheek
- Uitgave van technische publicaties
- ...

Organisatie van evenementen:

- Staalbouwdag
- Staalbouwwedstrijd
- Docentendag
- Projectbezoeken
- Studiereizen
- ...

Het Staalinfocentrum biedt een gratis helpdesk aan voor het beantwoorden van vragen over:

- Brandveiligheid
- Kosten
- Duurzaam bouwen
- Eurocodes
- Detaillering
- ...

en de bestelling van publicaties

www.infosteel.be