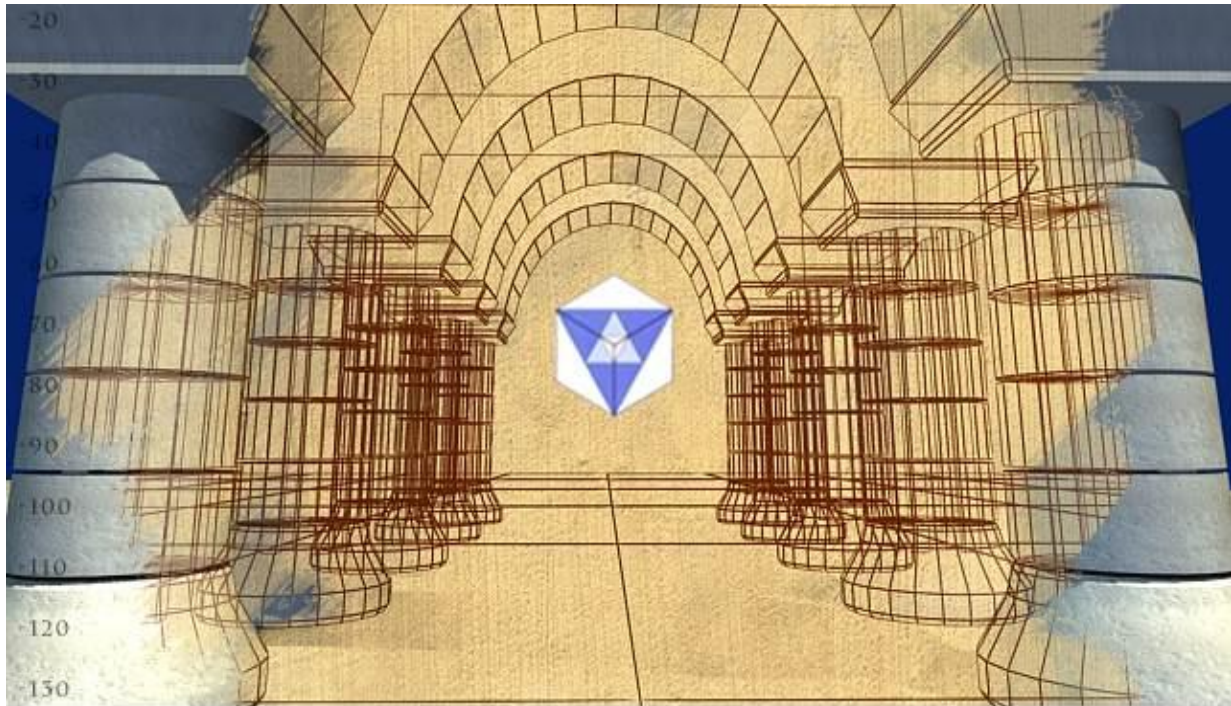


# **Tijdelijke constructies voor het ondersteunen van bekistingen**

**Versie 1.0**



## **Stubeco studiecел D07-2 Addendum**

Datum: Mei 2023

Status: Definitieve versie

*De Studievereniging Uitvoering Betonconstructies (Stubeco) en degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het verwerken van de in deze publicatie vervatte gegevens. Nochtans moet niet de mogelijkheid worden uitgesloten dat er zich toch onjuistheden in deze publicatie kunnen bevinden. Degene die van deze publicatie gebruik maakt, aanvaardt daarvan het risico. De Stubeco sluit, mede ten behoeve van al degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze gegevens.*

*Gehele of gedeeltelijke overname van de inhoud is alleen toegestaan met schriftelijke toestemming van het Stubeco-bestuur.*

*Deze publicatie is te downloaden via:  
[www.stubeco.nl](http://www.stubeco.nl) en [www.betonacademie.nl](http://www.betonacademie.nl)*

# INHOUDSOPGAVE

<b>1</b>	<b>VOORWOORD .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>INLEIDING.....</b>	<b>5</b>
2.1	ALGEMEEN .....	5
2.2	CONCLUSIES.....	6
<b>3</b>	<b>INVLOED STIJFHEID BEKISTING (SCHIJFWERKING) .....</b>	<b>8</b>
3.1	ALGEMEEN .....	8
<b>4</b>	<b>COMBINATIE DUBBELE BUIGING MET TORSIE .....</b>	<b>9</b>
4.1	ALGEMEEN .....	9
4.2	TOEPASBARE FORMULE UIT NORM NEN-EN-1993-6 (KRAANBANEN).....	9
4.3	BESCHOUWING EC-METHODE ALGEMEEN.....	10
4.3.1	<i>Beschouwing uit Engelse literatuur .....</i>	<i>10</i>
4.3.2	<i>Beschouwing uit Duitse literatuur .....</i>	<i>11</i>
4.4	INVLOED HOEKVERDRAAIING OP KRACHTSWERKING (1 <sup>STE</sup> ORDE).....	11
4.4.1	<i>Voorbeeld HE1000B: le = 15 meter (1e orde) .....</i>	<i>11</i>
4.4.2	<i>Voorbeeld HE1000B: le = 10 meter (1e orde) .....</i>	<i>12</i>
4.4.3	<i>Bevindingen:.....</i>	<i>12</i>
4.5	VERGELIJK BESCHIKBARE METHODIEKEN & BEVINDINGEN.....	12
<b>5</b>	<b>ZIJDELINGSE VERVORMING ONDERSLAG .....</b>	<b>14</b>
5.1	ALGEMEEN .....	14
5.2	MODELLERING / SCHEMATISATIE SCIA .....	14
5.3	RESULTATEN .....	17
5.4	VERGELIJK MET RFEM / AXISVM .....	19
5.5	BEVINDINGEN UIT HOOFDSTUK 4 EN 5.....	19
5.6	NOG NADER TE ONDERZOEKEN.....	20
<b>6</b>	<b>AFDRACHT KRACHTEN VIA VERSTIJVERS .....</b>	<b>21</b>
6.1	INLEIDING.....	21
6.2	ACHTERGROND.....	21
6.3	OPZET ONDERZOEK EN CONTROLEMETHODE .....	22
6.4	BEREKENING KRITISCH KIPMOMENT VOLGENS DE EUROCODE.....	23
6.5	BEREKENING VAN KRITISCH KIPMOMENT MIDDELS PLATENMODEL .....	23
6.6	BEREKENINGEN VAN DIVERSE LIGGERS .....	24
6.7	BEREKENING VAN EXCENTRISCH GEPLAATSTE SCHOTJES TPV DE OPLEGGING .....	24
6.8	AANVULLENDE CONTROLES .....	25
<b>7</b>	<b>POSITIE SCHOTTEN (VERSTIJVERS).....</b>	<b>27</b>
7.1	INLEIDING .....	27
7.2	SUBVRAAG 1 “MET WELKE REKENMETHODE BEPAAL JE DE CAPACITEIT VAN EEN ONVERSTIJFD LIGGERLIJF”? .....	27
7.2.1	<i>Rekenmethode uit de NEN-EN 1993-1-1NB §6.5.3.....</i>	<i>27</i>
7.2.2	<i>Rekenmethode uit de NEN-EN 1993-1-5 .....</i>	<i>28</i>
7.2.3	<i>Rekenmethode met behulp van EEM .....</i>	<i>28</i>
7.3	SUBVRAAG 2: “MET WELKE REKENMETHODE BEPAAL JE DE CAPACITEIT VAN EEN VERSTERKT LIGGERLIJF”? .....	29
7.4	SUBVRAAG 3: “WELKE INVLOED HEEFT EEN EXCENTRISCHE POSITIE VAN DE VERSTIJVER OP DE CAPACITEIT”? .....	29
7.5	SUBVRAAG 4: “WELKE INVLOED HEEFT EEN EXCENTRISCHE POSITIE VAN EEN VERSTIJVER OP DE KIPCAPACITEIT VAN EEN LIGGER ?” .....	30

7.6	UITWERKING .....	31
7.6.1	<i>Bevindingen subvraag 1</i> .....	31
7.6.2	<i>Bevindingen subvraag 2</i> .....	31
7.6.3	<i>Bevindingen subvraag 3</i> .....	32
7.6.4	<i>Bevindingen subvraag 4</i> .....	34
7.7	BEVINDINGEN.....	36
<b>8</b>	<b>BEVINDINGEN EN SAMENVATTING.....</b>	<b>37</b>
<b>9</b>	<b>NASCHRIFT .....</b>	<b>38</b>
	<b>LITERATUURLIJST .....</b>	<b>40</b>
	<b>BIJLAGE A. HOOFDSTUK 3 CONTROLE KIPSTABILITEIT MET HET EFFECT VAN SCHIJFWERKING .....</b>	<b>43</b>
	<b>BIJLAGE B. HOOFDSTUK 4 COMBINATIE DUBBELE BUIGING MET TORSIE.....</b>	<b>44</b>
	<b>BIJLAGE C. HOOFDSTUK 5 ZIJDELINGSE VERVORMING ONDERSLAG .....</b>	<b>61</b>
	<b>BIJLAGE D. HOOFDSTUK 5 SCIA BEREKENING ONDERSLAG HEB1000 .....</b>	<b>67</b>
	<b>BIJLAGE E. HOOFDSTUK 5 BEREKENING ONDERSLAG HE1000B AXISVM EN RFEM .....</b>	<b>88</b>
	<b>BIJLAGE F. HOOFDSTUK 5 VOORBEELDBEREKENINGEN .....</b>	<b>103</b>
	<b>BIJLAGE G. HOOFDSTUK 6 EN 7 .....</b>	<b>110</b>

# 1 VOORWOORD

Onderliggend document is een addendum (aanvulling) op Rapport D07-2: "Tijdelijke constructies voor het ondersteunen van bekistingen". Het dient dan ook in samenhang met dit rapport gelezen te worden.

Sinds de verschijning van D07-1 in dec. 2004 (gebaseerd op de NEN6770) zijn er de nodige ontwikkelingen in ontwerptechnieken geweest.

Onder andere de invoering van de EC (NEN-EN1993) welke heeft geleid tot rapport D07-2 in mei 2018.

De intrede van de Eurocode heeft er toe bijgedragen, dat er van het rekenen met overall veiligheidsfactoren is overgegaan naar het ontwerpen met partiële materiaal- en belastingfactoren. Nog steeds worden er mondiaal vele studies uitgevoerd op het vlak van het berekenen van stalen liggers.

Tijdens de eerdere studies zijn er "hiaten" in de vigerende rekenregels benoemd.

Stubeco studiecél D07 heeft steeds getracht om met studiewerk (literatuuronderzoek) een antwoord hierop te kunnen formuleren.

Als benoemd worden ook internationaal door instituten / universiteiten de nodige studies verricht, wat leidt tot relevante literatuur.

In dit addendum wordt deels gebruik gemaakt van deze literatuur.

Waar in een verleden, m.b.t. gedrag onderzoek van stalen liggers, nog wel eens praktijkproeven werden uitgevoerd ( of werden aanbevolen) is er door de komst en ontwikkeling van de EEM rekenmethoden een meer realistisch beeldvorming mogelijk.

Dit vanwege van het beoordelen van meer varianten.

Dit alles heeft geleid tot dit addendum, waar de meest recente stand van de techniek is verwoord.

Aan dit rapport hebben meegewerkt:

A. Jeurdink, mentor en redacteur  
G. Joordens  
G. Coenen  
L. Hendriks  
M. Rekers  
N. Saadon  
W. Roovers  
J. van Kleunen

Stubeco  
Safe B.V.  
Dura Vermeer  
Bilfinger  
DNV  
Ballast Nedam Infra  
Heijmans  
Civieltechnisch Adviesbureau Van Kleunen

## 2 INLEIDING

### 2.1 ALGEMEEN

Bij het uitwerken van rapport D07-2 is de commissie gestuit op enkele specifieke zaken voor het berekenen van tijdelijke ondersteuningsconstructies, die niet in de geldende Eurocodes zijn geregeld en die nader onderzoek behoeven.

De volgende punten zijn in genoemd rapport gedefinieerd: (cursief)

#### **Punten van discussie** bij het ontwerp van een ondersteuningsconstructie:

1. *de keuze van de gevolgklasse CC1,2 of 3. De meeste van de in dit rapport beoordeelde constructies zullen vallen onder CC2;*
2. *doorbuigingseisen 1/400-1/800 à 1/1000 van de overspanning. In hoofdstuk 5 (Opm. uit D07-2) wordt hier nader op ingegaan;*
3. *aanname voor de horizontale belasting op de ondersteuning. In de Eurocode wordt aanbevolen, doch niet voorgeschreven, een waarde van 3% van de verticale belasting. In de bouwpraktijk wordt over het algemeen de maatgevende waarde van 2% of 1%+ windbelasting aangehouden. In hoofdstuk 3.3.3 (uit D07-2) wordt dit nader toegelicht;*
4. *het aan te houden stortgewicht van vers beton. In tegenstelling tot NEN-EN 12812, die een volumegewicht van 25 kN/m<sup>3</sup> aanhoudt, adviseren wij om een waarde van 26 kN/m<sup>3</sup>, overeenkomstig NEN-EN 1991-1-1, tabel A1 aan te houden;*
5. *de excentriciteit van de tooglat. Discutabel is de in dit rapport aangehouden 10 mm.*

#### **Punten betreffende nadere studie:**

6. *de invloed van de stijfheid van de bekisting (schijfwerking) op de horizontale uitbuiging en op de kipstabiliteit van de onderslagen;*
7. *de horizontale uitbuiging die, als gevolg van het bovenstaande aspect, eventueel leidt tot een excentrisch aangrijpen van de verticale last;*
8. *de maximum toelaatbare afstand van de gaffelsteunen en ploischotten tot de oplegging;*
9. *de praktische uitvoerbaarheid van kipschotten of gaffelsteunen nabij de opleggingen van ondersteuning, waarbij de onderslagen de moerbalk scheef kruisen; In dit addendum wordt dit onderwerp niet nader behandeld.*
10. *de invloed van wringing op de maatgevende belastinggevallen, en dan in het bijzonder de vraag bij welke verkanting, c.q. hoogte-/breedteverhouding van de onderslagen een wringingsberekening altijd noodzakelijk is.*

#### **Onderzoekvragen met betrekking tot nadere studie:**

- Ad 6. De invloed van de stijfheid van de bekisting (schijfwerking) op de horizontale uitbuiging en op de kipstabiliteit van de onderslagen.  
Voor uitwerking zie hoofdstuk 3.
- Ad 7. Een onderslag wordt belast door een combinatie van dubbele buiging met torsie. In de praktijk worden de toetsingsformules 6.61 en 6.62 (uit EC 3) vaak gebruikt. In deze formules is geen torsiecomponent meegenomen. Erkend wordt dat torsie een "aandrijvend effect" heeft op het uitkippen van de ligger (stabiliteitstoetsing). De vraag is of eerdergenoemde effect afdoende is meegenomen in de huidige toetsingsregels en specifiek in de D07-2.  
Voor uitwerking zie hoofdstuk 4.
- Ad 8. Zijdelingse vervorming van de onderslag. Tijdens de nadere uitwerking van bovenstaand punt 7 was er behoefte om een beter beeld te krijgen van de vervormingen die bij deze specifieke belastingconfiguratie horen. Het vermoeden was, dat een 1-dimensionale staafbeschouwing niet toereikend zou blijken. Derhalve is besloten om een onderslag in een EEM-model ( in een 3D-omgeving) te modelleren. Voor uitwerking zie hoofdstuk 5.

- Ad 9. De maximum toelaatbare afstand van de gaffelsteunen en plooschotten tot de oplegging. Voor uitwerking zie hoofdstuk 6.
- Ad 10. De praktische uitvoerbaarheid van de kipschotten of gaffelsteunen nabij de opleggingen van de ondersteuning, waarbij de onderslagen de moerbalk scheef kruisen. In dit addendum wordt dit onderwerp niet nader behandeld.

De gedefinieerde doelstelling van het rapport is om bovenstaande punten van aanvullingen, dan wel kanttekeningen te voorzien.

De punten 1 t/m 5 leiden in de huidige bouwpraktijk nagenoeg niet tot een discussie en worden als “algemeen geaccepteerd” beschouwd.

Dit addendum gaat verder in op de punten 6 t/m 10.

Hiertoe is het nodige studiewerk verricht in de vorm van literatuuronderzoek, alsmede het nodige rekenwerk om een vergelijk van uitkomsten tussen de vigerende normen en statica te kunnen staven.

Opmerking: betreffende doorsnedetoetsing  
Hoewel er in het algemeen elastisch gerekend wordt, zijn er in de toetsingsformules ook plastische effecten aanwezig. In het algemeen betreft dit lokale effecten.

### **Leesbaarheid:**

Het moge duidelijk zijn, dat de studies een aanzienlijk academisch niveau hebben.

Voor de lezer van dit rapport zal de aangeboden stof - voor praktisch gebruik - dus niet altijd direct toegankelijk zijn.

Uitgangspunt is altijd om een “praktisch bruikbaar” document aan te bieden.

De commissie heeft dan ook beoogt om conclusies uit het studiewerk te vertalen naar een bruikbaar geheel. Zie paragraaf 2.2.

De vigerende rekenregels uit de EC blijven hierbij altijd het uitgangspunt.

Het is aan de lezer om het gestelde uit de conclusie over te nemen (en daarmee het ontwerp mogelijk te vereenvoudigen), dan wel het aangeboden studiewerk nader te bestuderen.

Door het gebruik van meerdere variabelen om tot de juiste conclusies te komen zijn vele berekeningen gemaakt, welke niet allemaal in dit addendum (kunnen) worden opgenomen.

Hiertoe zijn in de bijlagen enkele relevante rekenvoorbeelden opgenomen, waarin de uitgangspunten gedefinieerd worden.

## **2.2 CONCLUSIES**

De volgende conclusies heeft de commissie kunnen definiëren:

- Effecten schijfwerking bekisting:

Omreden een aantal niet concreet te definiëren variabelen beveelt de commissie aan om geen gebruik te maken van de mogelijk positief optredende effecten. (Zie hoofdstuk 3).

- Combinatie dubbele buiging met torsie:

Voor conclusies wordt verwezen naar hoofdstuk 4 en 5.

- Positie verstijvers t.o.v. de oplegging:

De in de bouwpraktijk mogelijk gehanteerde vuistregel, dat een excentrisch geplaatste verstijver tot ca. 1x de liggerhoogte acceptabel zou zijn, hebben de studieresultaten niet kunnen bevestigen! (Zie hoofdstuk 6 en 7).

Op basis van het huidige onderzoek naar de invloed van de positie van een verstijver nabij de oplegging zijn geen algemene regels te geven wanneer de verstijver volstaat als voorziening voor een gaffeloplegging.

Daarbij zijn onder andere de overspanningslengte, liggertype, liggerhoogte en positie van de verstijver ten opzichte van de oplegging van invloed. Door het grote aantal variabelen is een generieke uitspraak niet mogelijk.

De inhoud en werkmethode van D07-2 kan nog steeds worden gebruikt en toegepast en is gebaseerd op de rekenregels van de vigerende eurocode.

Behalve, wanneer torsie een (mogelijk) aanzienlijk deel in de belastingcomponenten bijdraagt, dan raden we aan de formule uit dit addendum te hanteren in plaats van de formules 6.61 en 6.62 vernoemd in D07-2.

Tevens kan gebruik worden gemaakt van de meer bewerkelijke formules uit de NEN-EN1993-1-5 voor de toetsing van verstijvers uit dit addendum.

Uit de studie naar krachtsinleiding met een excentrische verstijving volgt dat afhankelijk van de dimensies en afmetingen verschillende bezwijk-effecten maatgevend zijn. Een scherpe omkadering wanneer welk effect leidend is, is op basis van de beperkte populatie niet mogelijk. Uit deze studie volgt dat torsieknik, plaatplooï, wegnikken bovenflens of vloeien van het lijf leidend is.

Op basis van deze studie zijn echter wel een aantal algemene zaken te melden.



## 3 INVLOED STIJFHEID BEKISTING (SCHIJFWERKING)

### 3.1 ALGEMEEN

Vraag: Is het mogelijk om de toepassing van kipsteunen in het veld te reduceren?

De gedachte hierbij is, dat door de schijfwerking van de bekisting ( huid en kinderbinten) een weerstandbiedende kracht optreedt met betrekking tot het ontstaan van kip.

Deze weerstand wordt gegenereerd door de wrijvende component (= oplegreactie van kinderbinten op de onderslag).

Over dit begrip zijn wel studies verricht ( o.a. de breedplaat-industrie).

In een oude studie / rapport van de SBR - B27-2 “Kipstabiliteit van stalen onderslagen” – is ook gekeken naar de schijfwerking van de bekisting en de invloed hiervan op de kipstabiliteit van de onderslagen. Er wordt geadviseerd de schijfwerking niet mee te nemen.

De BS5975 (Code of practice for temporary works”) biedt echter wel rekenregels aan, welke tot een aanzienlijke reductie leidt m.b.t. het toepassen van kipsteunen.

Voor een beknopt rekenvoorbeeld hiervan zie Bijlage A..

Opmerkingen hierbij:

- De schijfwerking moet wel optreden: dit leidt wellicht tot extra nagelen van de huid. Uiteindelijk bestaat de schijf uit losse componenten. Zie ook de RMBS 2000 (Richtlijnen voor de toepassing van metalen beplating als schijfconstructie 2004) Hierin staan eisen ten aanzien van het type en aantal verbindingen dat aanwezig dient te zijn. Denk hierbij ook aan de uitvoerbaarheid. (Ontkisten, kostenaspect). De wrijving moet wel optreden. In dit kader is de stortvolgorde van belang, i.v.m. het al dan niet optreden van de verticale belasting, vereist voor de wrijving. Denk hierbij aan wisselende weersomstandigheden.
- Acceptatie van deze rekenmethode door uitvoerende en toezichhoudende partijen.

Mede om deze redenen adviseert de commissie om geen gebruik te maken van de schijfwerking. Het zal wel een (niet te kwantificeren) positieve bijdrage leveren aan de stabiliteit.

## 4 COMBINATIE DUBBELE BUIGING MET TORSIE

### 4.1 ALGEMEEN

Vraag: Is in de huidige toetsingsformules 6.61 en 6.62 van NEN-EN 1993-1-1+C2/A1:2014, welke momenteel worden gehanteerd voor de toetsing van een onderslag. Is het "aandrijvende effect" van de torsie wel afdoende meegenomen en wat is met name de invloed van deze torsie op de kipstabiliteit ?

In het huidige D07 rapport wordt een onderslag getoetst middels de formules 6.61 en 6.62 van NEN-EN 1993-1-1+C2/A1:2014; in deze basisformules is de invloed van torsie niet inbegrepen. Eventuele interactie van buiging in de sterke en de zwakke richting wordt in het D07 rapport in rekening gebracht door het torsiemoment als een lijnlast op de boven- en onderflens aan te brengen. Deze methodiek wordt als een vereenvoudigde methode (simplified method) beschouwd en vindt zijn oorsprong in de Engelse literatuur, zie hiervoor literatuurlijst [6] (publicatie SCI 385 rekenvoorbeeld 6 (specifiek 6.12.2 Buckling resistance)).

### 4.2 TOEPASBARE FORMULE UIT NORM NEN-EN-1993-6 (KRAANBANEN)

Gebleken is, dat er een basisformule in de NEN-EN-1993-6 (kraanbanen) beschikbaar is voor de beschouwing van kraanbaanligger (EC-methode). Deze formule vindt zijn oorsprong in de Duitse literatuur (zie Literatuurlijst nr [9]) en brengt de invloed van torsie wel in rekening.

$$u.c. = \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{C_{Mz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_w \cdot k_{zw} \cdot k_a \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

waarin:

$C_{Mz}$  = equivalente momentenverdelingsfactor (rekening houdend met het niet-gelijkmatig momentverloop) overeenkomstig NEN-EN 1993-1-1+C2/A1:2014 nl

$k_w$  =  $0,7 - \frac{0,2 \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rk} / \gamma_{M1}}$

$k_{zw}$  =  $1,0 - \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}}$

$k_a$  =  $\frac{1}{1 - M_{y,Ed} / M_{y,cr}}$

$M_{y,Ed}$  en  $M_{z,Ed}$  zijn de rekenwaarden van de maximale momenten om de y-y respectievelijk de z-z as;

$M_{y,Rk}$  en  $M_{z,Rk}$  zijn de karakteristieke waarden van de weerstand tegen buiging om de y-y respectievelijk de z-z as;

$M_{y,cr}$  kritieke elastische kipmoment om de y-y as;

$T_{w,Ed}$  rekenwaarde van de inwendige wringing met verhinderd welvingsmoment (zg.optredende Bi-moment), aandeel van het Bi-moment dient kleiner te zijn dan 30% van de grenswaarde;

$T_{w,Rk}$  karakteristieke waarden van de weerstand tegen inwendige wringing met verhinderd welvingsmoment (zg. max. toelaatbare Bi-moment);

$\chi_{Lt}$  is de kipreductiefactor.

Bovenstaande formule mag worden gebruikt met plastische doorsnedecapaciteit. Binnen de Stubeco is het gebruikelijk om met elastische doorsnedecapaciteit te rekenen, een en ander is aan de constructeur.

Opmerking:

Deze formule zal in de volgende versie van de NEN-EN 1993-1-1 de formules 6.61 en 6.62 mogelijk gaan vervangen, zoals tot nu bekend is bij de studiecél.

De genoemde formules worden naar verwachting als bijlage opgenomen in algemene norm NEN-EN 1993-1-1

### 4.3 BESCHOUWING EC-METHODE ALGEMEEN

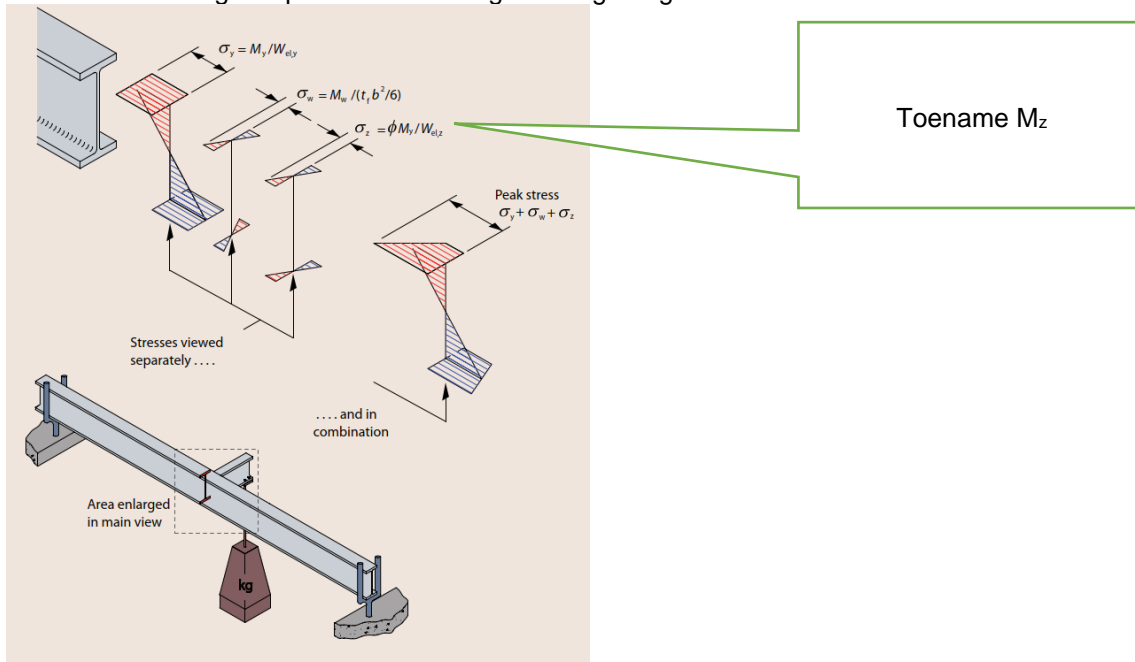
Aan de hand van literatuuronderzoek is gebleken dat deze formule reeds werd gebruikt in diverse rekenvoorbeelden in Engelse literatuur (zie SCI P385 2011 Literatuurlijst nr. [6]). Naast I-profielen zou deze ook voor U-profielen gelden. In de Duitse literatuur is de formule ook terug te vinden in met name onderzoeksprojecten, zie o.a. rapport Torsten Glitsch 2008 en andere uitgaven van Stahlbau. Voor beide methoden (Simplified method versus EC-methode) zijn vergelijkende berekeningen uitgevoerd welke zijn opgenomen in bijlage B.1 en B.2. Deze tonen aan, dat de Simplified method resulteert in een conservatieve benadering ten opzichte van de EC-methode. Simplified method wordt toegepast in het huidige rapport D07-2.

#### 4.3.1 BESCHOUWING UIT ENGELSE LITERATUUR

In de Simplified method en de EC-methode wordt de invloed van de hoekverdraaiing ( $\phi_x$ ) op momentverdeling in de ligger niet meegenomen (zie literatuurlijst nr. [9]).

In [6], zie hoofdstuk 3 “*Designing for combined effects*”, par. 3.2 en de rekenvoorbeelden in appendix E, wordt dit echter wel aanbevolen om de hoekverdraaiing mee te nemen.

Conform deze Engelse publicatie bedraagt de vergroting van het moment  $M_z$  in de zwakke richting:



Figuur 1: Figuur uit SCI P385

As noted earlier, bending about the minor axis will result from rotation of the section ( $= \phi M_{y,Ed}$ ) and this needs to be included in  $M_{z,Ed}$

of in een andere vorm:

$$M_{z,Ed} = \phi \cdot M_{y,Ed}$$

Aandachtspunten hierbij zijn:

- De hoekverdraaiing  $\varphi_x$  (eerste orde) in het veldmidden kan middels grafieken of formules uit [7], zie specifiek Appendix C of D, worden bepaald.
- Ook in de diverse rekenvoorbeelden van publicatie P385 appendix E wordt bovenstaande toename van  $M_z$  meegenomen in de kraanbaanformule.
- Betreffende hoekverdraaiing is een eerste-orde verplaatsing als gevolg van alleen de torsiebelasting. Het tweede-orde effect, dat optreedt door de combinatie van excentrisch aangrijpende horizontale en verticale belasting (kromming van de ligger in bovenaanzicht), is hierin niet inbegrepen.

#### 4.3.2 BESCHOUWING UIT DUITSE LITERATUUR

Aan de hand van Duitse literatuur kan geconcludeerd worden dat bij de toepassing van de EC-methode (kraanbaanformule) de invloed van de hoekverdraaiing ( $\varphi_x$ ) op momentverdeling (toename  $M_z$ ) in de ligger niet meegenomen wordt. Zie ook als vermeld in het rekenvoorbeeld HEA 160 in het Duitse artikel van Lindner (zie literatuurlijst: [9]).

In de EC-formule (kraanbaanformule) worden de interactiefactoren ( $k_{\alpha}$ ,  $k_w$ ,  $k_{zw}$ ) meegenomen op alleen de torsiecomponent  $M_x$ . Op voorhand is niet duidelijk / inzichtelijk of er op deze manier voldoende rekening wordt gehouden met deze toename van de hoekverdraaiing/zijdelingse verplaatsing en de toename van  $M_z$  (buigend moment in zwakke richting) uit tweede orde.

### 4.4 INVLOED HOEKVERDRAAIING OP KRACHTSWERKING (1<sup>STE</sup> ORDE)

Tijdens het literatuuronderzoek wordt niet duidelijk of de hoekverdraaiing nu wel of niet meegenomen dient te worden genomen in de toetsing. Aangezien deze hoekverdraaiing ( $\varphi_x$ ) vaak een niet te verwaarlozen aandeel heeft is besloten om de vervorming (rotatie) van de onderslag nader te beschouwen. Hiertoe zijn een tweetal handberekeningen uitgevoerd. Om aan te sluiten op rekenvoorbeeld 1- D07-2 versie 2.0 2018 par. 8.1 is er gekozen voor een HEB1000 met een theoretische overspanning van 10,0 en 15,0m.

#### 4.4.1 VOORBEELD HE1000B: LE = 15 METER (1E ORDE)

- HEB 1000,  $l_{th}$  15,00m,  $l/d = 15,0/1,0 = 15$  [-]
- $q_{V,Ek} = 34,8$  kN/m (zie blad 48 D07-2)
- $q_{H,Ek} = 2,5\%$  (verkanting) + 3% (horizontaal ivm scheefstand) = 5,5%  
 $q_{H,Ek} = 34,8 * 0,055 = 1,91$  kN/m
- $m_{x,Ek} = m_{x1,Ek} + m_{x2,Ek} + m_{x3,Ek}$ ;  $m_{x4,Ek}$  als gevolg van 2<sup>de</sup> orde, wordt niet meegenomen in de beschouwing. De torsiemomenten worden analoog bepaald aan de hand van systematiek als vermeld in §.8.1.9 van het Stubeco-rapport D07
- $m_{x1,Ek} = 0,47$  kNm/m
- $m_{x2,Ek} = 0,348$  kNm/m
- $m_{x3,Ek} = 0,57$  kNm/m
- $\Sigma m_{x,Ek} = 0,47 + 0,348 + 0,57 = 1,40$  kNm/m
- $\Sigma m_{x,tot;overspanning} = 1,40 * 15,00 = 21,00$  kNm
- $\varphi_x = 0,029$  rad in het veldmidden, zie excel-uitvoer Bijlage B.3 (bron SCI P385 appendix D → case 4). Deze waarden zijn het resultaat van torsiebelasting; er is dus nog geen effect van 2<sup>de</sup> orde vervorming inbegrepen. In werkelijkheid zal de hoekverdraaiing als gevolg van de aanwezige verticaalbelasting nog meer toenemen.
- $M_{y,Ek} = 1/8 * 34,8 * 15,0^2 = 978,75$  kNm

- $M_{z,Ek} = 1/8 * 1,91 * 15,0^2 = 53,72 \text{ kNm}$
- $\Delta M_{z,Ek} = 0,029 (\text{phi}) * 978,75 = 28,38 \text{ kNm}$
- $M_{z,el,Rd} = 255 \text{ kNm}$
- $\Delta M_{z,Ek} / M_{z,el,Rd} = 28,38/255 = 11 \%$  (de toename van het buigend moment in zwakke richting wordt nagenoeg  $(28,38 + 53,72) / 53,72 = \text{ca. } 1,5 \text{ x}$  zo groot)

#### 4.4.2 VOORBEELD HE1000B: LE = 10 METER (1E ORDE)

HEB1000,  $l_{th}=10,00\text{m}$ ,  $l/d = 10,0/1,0 = 10 [-]$

Belasting gelijk aan  $L_{th}= 15,00\text{m}$  (zie boven bij optie 1).

- $m_{x,tot;overspanning} = 1,40 * 10,00 = 14,00 \text{ kNm}$
- $\varphi_x = 0,010 \text{ rad}$  in veldmidden, zie excel-uitvoer Bijlage B.4 (bron SCI P385 appendix D à case 4). Deze waarden zijn het resultaat van torsiebelasting; er is dus nog geen effect van 2<sup>de</sup> orde vervorming inbegrepen.
- $M_{y,Ek} = 1/8 * 34,8 * 10^2 = 435 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ek} = 1/8 * 1,91 * 10^2 = 23,9 \text{ kNm}$
- $\Delta M_{z,Ek} = 0,010 * 435 = 4,35 \text{ kNm}$
- $M_{z,el,Rd} = 255 \text{ kNm}$
- $\Delta M_{z,Ek} / M_{z,el,Rd} = 4,35/255 = 1,7 \%$  (de toename van het buigend moment in zwakke richting wordt nagenoeg  $(23,9+4,35)/23,9 = \text{ca. } 1,18 \text{ x}$  zo groot).

#### 4.4.3 BEVINDINGEN:

- De vraag kan gesteld worden of een overspanning van 10,0 m voor HE1000B-profiel wel realistisch is. In de praktijk zal een HE1000B toegepast worden voor grotere overspanningen van 15,0 - 25,0 m. Vaak wordt dan gekozen om de ligger te voorzien van (kip)steunen om zo de capaciteit van de ligger te vergroten. Echter er zijn situaties denkbaar, waar het niet mogelijk en/of wenselijk is om kipsteunen toe te passen en dient men bovengenoemd 2<sup>e</sup> orde effect op de vervorming/-krachtswerking niet zondermeer te verwaarlozen.
- Algemeen geldt, dat de gevoeligheid op 2<sup>de</sup> orde van de constructie beoordeeld moet worden, en in sommige gevallen dient deze ook in rekening te worden gebracht.
- Ten aanzien van de aangrijpende torsiebelasting  $m_x$  (in kNm/m) wordt in D07 in de huidige rekenmethode (zie ad d pagina 24 van D07-2) eveneens een tweede orde effect in rekening gebracht.

citaat:

Vanwege de onbekendheid van enkele grootheden wordt eenvoudigheid halve gesteld:

$$M_{x,Ed,tweedeorde} = 0,01q_v \frac{(\alpha q_v + q_h) l^4}{2EI_y} \text{ in kNm/m'}$$

Deze leidt tot een vergroting van het totaal aangrijpende torsiemoment (en dus extra schuif- en buigspanningen in de ligger). Deze heeft echter, in de huidige rekenmethodiek, geen invloed op de primaire momentverdeling/krachtswerking in y- en z-richting ( $M_y/M_z$ ).

### 4.5 VERGELIJK BESCHIKBARE METHODIEKEN & BEVINDINGEN

In kader van eerder uitgevoerd vergelijk tussen D07 (incl.  $M_z$ ) versus EC-methode (Lindner/kraanbaanformule) blijkt dat de EC-methode gunstiger is bij langere liggers en tot ca. 10-15% verschil geeft in UC. Vanuit de Duitse Universiteit Bochum is aangegeven dat de  $\Delta M_z$  (toename  $M_z$ ) ten gevolgen van  $\varphi(x)$  niet meegenomen hoeft te worden in de toetsing volgens EC-methode. Zie hiertoe ook eerdere paragraaf "invloed hoekverdraaiing op krachtswerking (1<sup>ste</sup> orde)".

De volgende methodieken kunnen nu onderscheiden worden:

- methode EC, gebaseerd op kraanbaanformule uit deel 6 (zogenaamde Lindner formule);
- methode D07-2, staafvoetsing (Simplified method) gehanteerd in de D07-2;
- methode D07-2 Mz, staafvoetsing (Simplified method) gehanteerd in de D07-2 waarbij de buiging in de zwakke richting meegenomen wordt.

Met bovenstaande methoden zijn diverse berekeningen uitgevoerd met verschillende overspanningen en liggervarianten. Deze zijn opgenomen in de Bijlage B.1 en B.2.

In het kader van het uitgevoerd vergelijk tussen D07-2 (incl. M<sub>z</sub>) versus EC-methode (Lindner/kraanbaanformule) blijkt dat de EC-methode gunstiger is bij langere liggers en tot ca. 10-15% verschil geeft in de UC.

Zie ook de nadere onderbouwing en toelichting in bijlage B.1 en B.2. Voor de eindconclusie wordt verwezen naar paragraaf 5.7 van het volgende hoofdstuk.

## 5 ZIJDELINGSE VERVORMING ONDERSLAG

### 5.1 ALGEMEEN

Naar aanleiding van het vorige hoofdstuk is er behoefte om een beter beeld te krijgen van de totale zijdelingse vervormingen van de ligger (inclusief 2<sup>de</sup> orde), derhalve is de onderslag middels 2D-elementen gemodelleerd in Scia. Doel is dus om meer inzicht te krijgen in het aandeel van de 2<sup>de</sup> orde vervorming.

### 5.2 MODELLERING / SCHEMATISATIE SCIA

- de HEB 1000 is als samengesteld profiel ingevoerd met de volgende 2D-elementen:
  - flensplaat boven =  $t_f \times b_f$  = 36 x 300 mm<sup>2</sup>
  - lijf =  $t_w \times h_w = 19 \times (1000 - 2 \times 36)$  = 19 x 964 mm<sup>2</sup>
  - flensplaat onder =  $t_f \times b_f$  = 36 x 300 mm<sup>2</sup>
- onduidelijk is hoe Scia omgaat met het dubbel modelleren van materiaal, zo genaamde discretisatiefout, hiermee wordt in dit specifieke geval de aansluiting tussen de flens- en lijfplaat bedoeld. In Scia is het niet mogelijk om de doorsnede-eigenschappen van de totale samenwerkende doorsnede op te vragen. Om enigszins een “ijking” van het model te hebben is t.a.v. zuiver verticale buiging gekeken wat de verschillen zijn met staafbeschouwing (1D). Hieruit is gebleken, dat deze bij verticale vervormingen (zuivere buiging onder verticaalbelasting) goed overheen komt. Ook blijkt, dat de invloed van de afrondingsstralen op de buigstijfheid minimaal is (en te verwaarlozen);
- er zijn plooischotten op de kopse einden gemodelleerd, welke zijn verbonden met de flenzen en lijf. Motivatie:
  - achterliggende gedachte hierbij is om een koud/los opgelegd (zonder voorzieningen) profiel te bekijken; dit is ten aanzien uitvoering eenvoudig te realiseren;
  - lijnoplegging over de gehele breedte van de onderflens, het betreft een trek/druk ondersteuning;
  - daarnaast wordt hier de zijdelingse verplaatsing van de bovenflens onderzocht in het veldmidden, door een plooischot toe te passen t.p.v. de oplegging wordt lokale dwarskrachtplooi (uitknikken lijf) uitgesloten.
- het schot wordt gezien als gelijkwaardig met een gaffeloplegging, aangezien de rotatie van het profiel wordt verhinderd, zie ook gemodelleerde lijnondersteuning aan onderzijde (zowel trek/druk opname). Daarnaast dient de belasting, welke vanuit het veld afkomstig is, volledig afgevoerd te worden naar onderflens van het profiel (lijnvormige ondersteund);
- ten aanzien van krachtsinleiding is vaak een plooischot benodigd. Een gaffelgelijk-waardigheid o.b.v. onderflensinklemming geeft zeer lage capaciteit;
- nadeel van plooischotten is dat deze eveneens een bi-moment mobiliseren (flensbuiging in zowel boven- als onderflens) nabij de oplegging. Een en ander is afhankelijk in hoeverre het schot momentvast gekoppeld is aan de flenzen en het lijf van de ligger. In het huidige Scia-model is uitgegaan van een momentvaste verbinding, dit komt in de praktijk overeen met een volledige doorlassing van het plooischot.
- ontbreken afrondingsstralen i.r.t. torsiestijfheid
  - in SCI P385 (par. B2.2) en rapport “kipstabiliteit van stalen liggers met kipsteunen” wordt aangegeven, dat invloed van de afrondingsstralen op de torsiestijfheden niet zondermeer te verwaarlozen zijn (erg conservatief). Dit geldt dan specifiek voor het torsietraagheidsmoment  $I_t$  (St. Venant) en in mindere mate voor  $C_w/I_w$ . Om dit te corrigeren wordt een massief rondstaal toegevoegd, zie navolgende onderbouwning;
  - in basis is gekozen voor een HEB 1000 staalsoort S235 met de volgende doorsnede-eigenschappen:

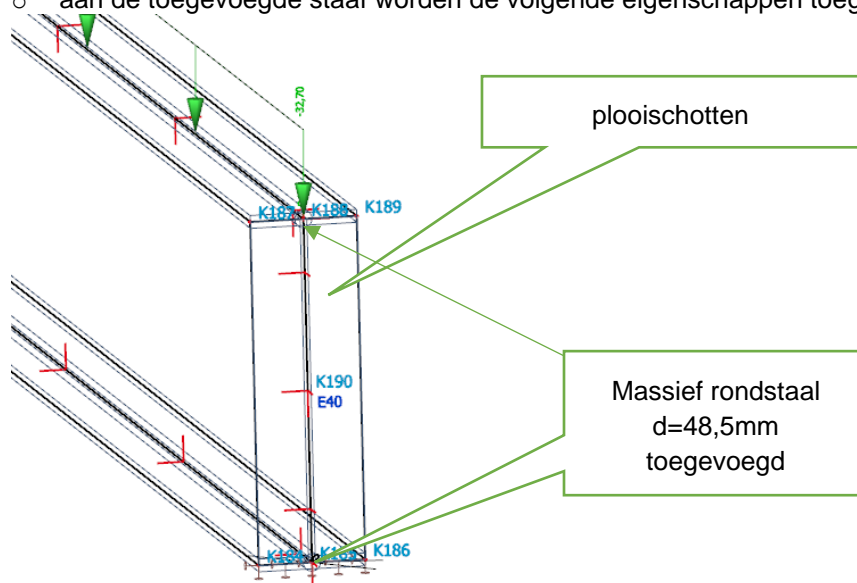
CS3 - HEB1000  
Vormnorm - 1  
**Doorsnedekarakteristieken**

A	4,0000e-02	m <sup>2</sup>
Ay	2,2282e-02	m <sup>2</sup>
Az	1,9041e-02	m <sup>2</sup>
AL	3,1100e+00	m <sup>2</sup> /m
AD	3,1103e+00	m <sup>2</sup> /m
cYUCS	150	mm
cZUCS	500	mm
α	0,00	deg
Iy	6,4470e-03	m <sup>4</sup>
Iz	1,6280e-04	m <sup>4</sup>
iy	401	mm
iz	64	mm
Wely	1,2890e-02	m <sup>3</sup>
Welz	1,0850e-03	m <sup>3</sup>
Wply	1,4860e-02	m <sup>3</sup>
Wplz	1,7160e-03	m <sup>3</sup>
Mply+	3,49e+06	Nm
Mply-	3,49e+06	Nm
Mplz+	4,03e+05	Nm
Mplz-	4,03e+05	Nm
dy	0	mm
dz	0	mm
I <sub>t</sub>	1,2540e-05	m <sup>4</sup>
I <sub>w</sub>	3,7636e-05	m <sup>6</sup>
βy	0	mm
βz	0	mm

Tabel 1 Doorsnedekarakteristieken in Scia

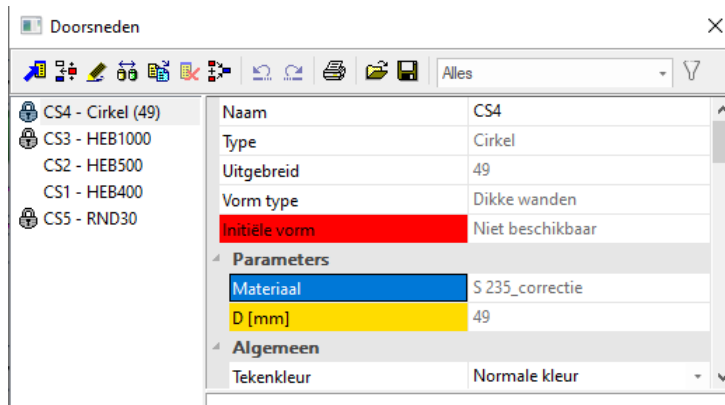
Ter info: bovenstaande waarden komen tot stand middels EEM beschouwing van de doorsnede, echter kunnen ook handmatig benaderd worden;

- o de extra torsiestijfheid ( $I_t$ ) geleverd door de afrondingsstralen wordt toegevoegd door een massief rondstaal  $d = 48,5$  mm (afgerond 49 mm) toe te voegen op het kruispunt van zowel de boven- als de onderflens, zie voor onderbouwing van de diameter van het toegevoegde staafelement. Zie Bijlage C.1
- o aan de toegevoegde staaf worden de volgende eigenschappen toegekend:



Figuur 2 Schematisatie plooischotten in Scia





Figuur 3 Doorsnede-eigenschappen in Scia

- Om geen buigstijfheid toe te voegen worden de volgende materiaaleigenschappen van het rondstaal toegekend:
  - $E = 0 \text{ N/mm}^2$
  - $G = E / (2(1 + \nu)) = 210000 / (2 \cdot (1 + 0,3)) = 80769 \text{ N/mm}^2$
  - Met bovenstaande instellingen wordt een toename van de buigstijfheid voorkomen ( $EI = 0$  voor  $E = 0$ ). Echter de toegevoegde torsiestijfheid (rondstaal)  $GI_t$  blijft behouden.
- in het 2D-plaatmodel wordt de belasting, welke aangrijpt op de bovenflens, vanuit het veld ter plaatse van de oplegging afgevoerd naar de onderflenzen;
- hart oplegging = hart schot;
- ligger is geplaatst onder dwarsverkanting van 2,5% en de belasting werkt in z-richting (vertikaal) en y-richting (horizontaal);

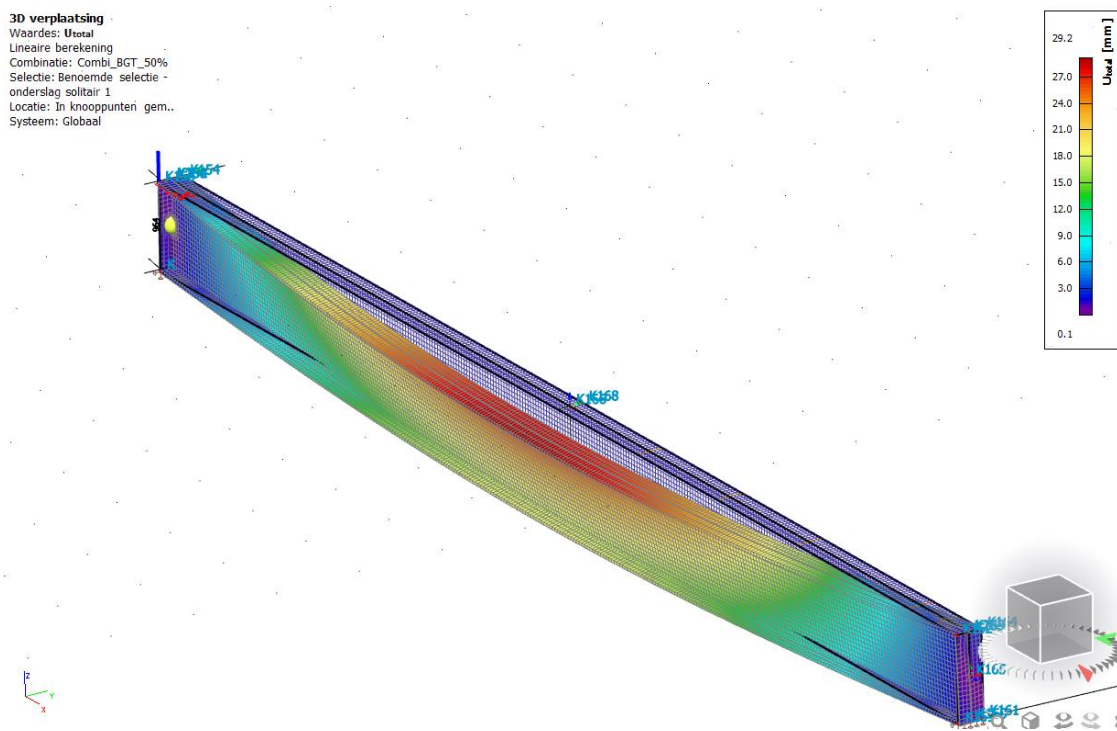
Geometrie en belastingen worden overgenomen van D07-2 rekenvoorbeeld 1; hoofdstuk 8.1. Voor belastingen en belastingcombinaties zie bijlage C.2 + C.3. Voor de resultaten van de Scia-berekening wordt verwezen naar Bijlage D.

## 5.3 RESULTATEN

### Vervorming lineaire combinatie

Vervorming  $U_{\text{totaal;bovenflens}} = 29,2\text{mm}$ , zie onderstaande screenshot uit berekening:

3D verplaatsing  
Waardes: Utotal  
Lineaire berekening  
Combinatie: Combi\_BGT\_50%  
Selectie: Benoemde selectie -  
onderslag soltair 1  
Locatie: In knooppunten gem..  
Systeem: Globaal

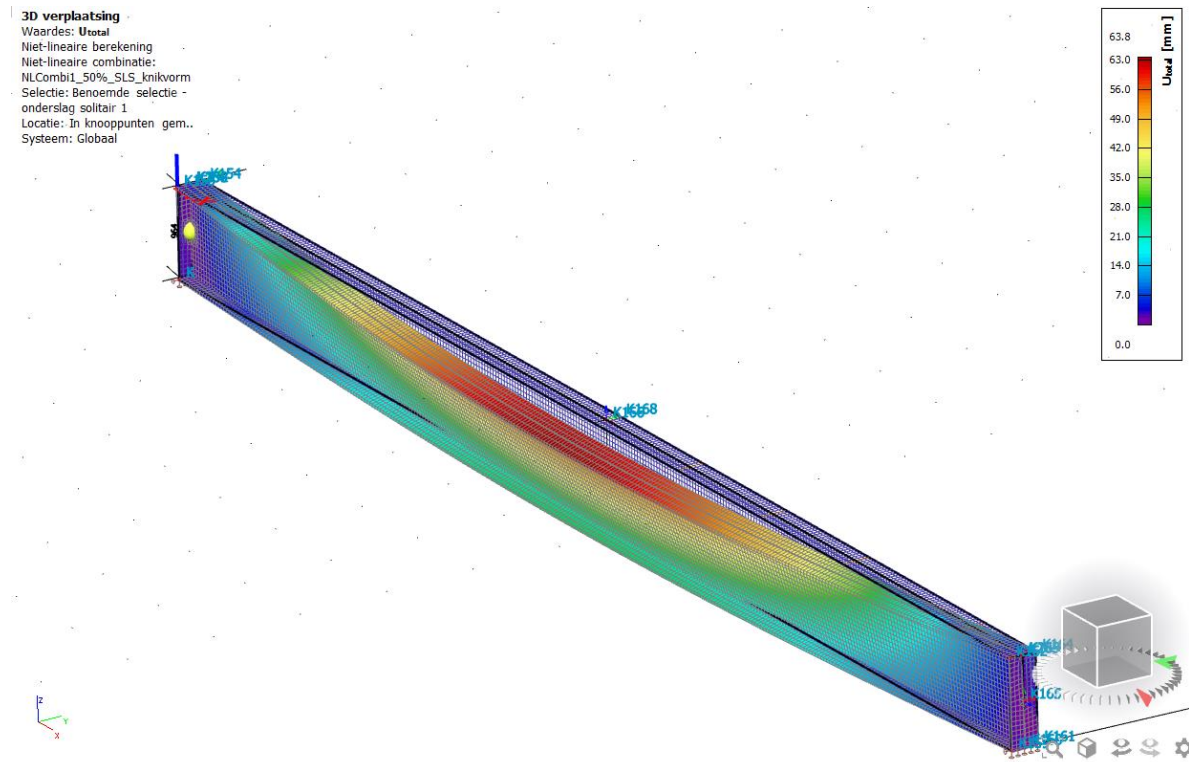


Figuur 4

Ten aanzien van bezwijken is te zien dat de ligger maximaal wegdraait in het veldmidden. Hier treedt dan ook de maximale verplaatsing en rotatie van de doorsnede op. Rotatiepunt bevindt zich hierbij onder de ligger.

## Vervorming niet lineaire combinatie

Vervorming  $U_{\text{totaal;bovenflens}} = 63,8 \text{ mm}$ , zie onderstaande screenshot uit berekening:



Figuur 5

- Vergrotingsfactor o.b.v.  $U_{\text{totaal}}$  bedraagt  $\rightarrow 64,8 / 29,2 = 2,22^*$ .

\* vermeld moet worden, dat deze vergrotingsfactor specifiek voor deze belastingconfiguratie geldt aangezien het een niet-lineaire berekening betreft. Gebleken is dat de kritische belastingcoëfficiënt  $\alpha_{\text{cr}} = 2,22 < 3,0$ ; derhalve is een volledige niet lineaire beschouwing noodzakelijk.

In absolute zin bedraagt het 2<sup>de</sup> orde effect  $\rightarrow 64,8 - 29,2 = 35,6 \text{ mm}$  (zg.  $\Delta P$  effect).

## 5.4 VERGELIJK MET RFEM / AXISVM

Ter ijkning van het Scia-model is een eenzelfde beschouwing met de programma's AxisVM en RFEM uitgevoerd. Zie Bijlage E.

Tabel 2 Samenvatting berekeningsresultaten

	Scia		AxisVm		RFEM	
	Lineair	niet lineair	Lineair	niet lineair	Lineair	niet lineair
$U_{\text{tot;veldmidden}}$ [mm]	29,2	64,8	30,2	53,2	27,6	46,0 <sup>1)</sup>
$U_{y;\text{veldmidden}}$ [mm]	26,1	61,2	27,0	50,0	24,6	44,3 <sup>1)</sup>
$\varphi_{x;\text{veldmidden}}$ [mrad]	13,8	42,1	15,7	35,7	20,7	40,8

Noot

1) Exclusief de  $e_{y,0}$  = initiële kromming = 25 mm

### Opmerkingen

- In algemene zin kan gesteld worden, dat RFEM, voor een niet lineaire berekening, een lagere vervorming geeft dan Scia en AxisVm. Mogelijke oorzaak kan zijn, dat RFEM uitgaat van een volumemodel (z.g. solid modelling). Scia en AxisVm gaan uit van zg. 2D elementen met een bepaalde dikte. In algemene zin kan gesteld worden, dat een volumemodel (3D) een betere benadering van het vervormingsgedrag van de constructie geeft.
- In de niet-lineaire combinatie bevinden zich tamelijk "grote" verschillen tussen Axisvm en Scia. Onduidelijk is wat hiervan de oorzaak is.
- Conform handberekening D07-2 par. 8.1.5.  $U_y=33,2\text{mm}$ . Bij 50% reductie  $U_y= 33,2 * 0,50 = 16,6 \text{ mm}$ .  $16,6 \gg 26\text{mm}$  (lineaire combinatie in EEM). De vervormingen in de lineaire combinatie zijn aanzienlijk hoger (ca. 60%) ten opzichte van de handberekening.

Geconcludeerd kan worden dat de zg. 2<sup>e</sup> orde vervormingen niet zondermeer te verwaarlozen zijn. Goed om te vermelden is, dat bovengenoemde vervormingen van een solitaire onderslag naar alle waarschijnlijkheid niet in werkelijkheid zullen optreden. Dit heeft onder andere te maken met de gunstige invloed van de bekisting, welke een mate van schijfwerking geeft; echter deze is niet te kwantificeren.

Ten aanzien het optreden van 2<sup>de</sup> orde vervormingen wordt ook verwezen naar [8]. In dit artikel wordt een grenswaarde voor de maximale rotatie van de doorsnede gehanteerd, daarnaast wordt een rekenwijze gepresenteerd, waarin een afchatting van de 2<sup>de</sup> orde vervorming wordt gedaan ( $\alpha_g$ -methode).

In bijlage Bijlage F zijn voorbeeldberekeningen (handberekeningen) van de betreffende onderslag HEB1000 toegevoegd, waarin zowel een staaftoetsing conform EC-methode (kraanbaanformule) als  $\alpha_g$ -methode worden uitgevoerd.

## 5.5 BEVINDINGEN UIT HOOFDSTUK 4 EN 5

Gebleken is, dat het 2<sup>de</sup> orde effect niet zondermeer te verwaarlozen is bij een onderslag, en in het bijzonder voor onderslagen onder verkanting; zie ook de grote verschillen tussen lineaire en niet lineaire combinaties in Tabel 2. Vooralsnog werd in de huidige D07-2 gebruik gemaakt van de "simplified method" welke zijn oorsprong vindt in de British Standard BS 5995. Dit is een praktische, maar enigszins conservatieve methodiek, het is een goed alternatief, omdat er momenteel in de Eurocode geen passende/geschikte toetsingsformule is om een op dubbele buiging en wringing belaste staaf (zonder normaalkracht) te toetsen. De nieuwe formule van Lindner is weliswaar opgenomen in annex A van EN1993-6 Kraanbanen, echter aangemerkt als 'informatief'. Deze laatste

(zg kraanbaanformule) is wel geschikt voor het toetsen van een dergelijke staaf belast op dubbele buiging+torsie.

De verwachting is, dat bij de herziene uitgave van de EC1993-1 de formules van Lindner opgenomen gaat worden in de EN 1993 Deel 1-1: Algemene rekenregels (Zie opmerking in par. 4.2). Derhalve doen wij als werkgroep een aanbeveling om deze formules van Lindner te gaan hanteren/toepassen. Op deze manier wordt aangesloten op de toekomstige norm.

#### **Randvoorwaarden / toepassingsgebied formule Lindner:**

- alleen beproeft voor éénveldsliggers, echter in par. 1.0 van Rubstahl bericht 03-2014, wordt deze toegepast voor een tweevelds-overspanning;
- onduidelijk is nog hoe om te gaan met kipsteunen die in het veld worden toegepast; en daarnaast is het ook nog van belang hoe deze kipsteun wordt vormgegeven. Voor deze situatie zal de kipsteun moeten voldoen aan de criteria van schoorgevende systemen als bedoeld in art. 5.3.3 (2) van NEN-EN 1993 Deel 1 / NB;
- er zijn veel praktijkproeven uitgevoerd als onderbouw van deze formule, zie Rapport Torsten Glitsch 2008 (literatuurlijst [15]) echter de profielen waren beperkt in hoogte HEA160 IPE200 HEB200 UPE200. Aangezien de formule is doorontwikkeld is nu de verwachting, dat deze van toepassing is op alle reguliere staalprofielen;
- om de toetsingsformule te gebruiken dient te worden voldaan aan een aantal randvoorwaarden:
  - er treden geen normaalkrachten op
  - de profielen die worden toegepast dienen te voldoen aan kl. 1 en kl. 2, de gangbare profielen voldoen hier meestal aan.
  - het aandeel van het welvingsmoment is begrensd op 0,3 [-]
  - bij enkelvoudig symmetrische profielen is de stijfheidsverhouding van de flenzen begrensd op  $I_{z,t}/I_{z,c} \leq 0,2$

voor:

$I_{z,t}$  = traagheidsmoment getrokken flens

$I_{z,c}$  = traagheidsmoment gedrukte flens

## **5.6 NOG NADER TE ONDERZOEKEN**

- Wijze van uitvoering van de kipsteun?  
Traditioneel voorzien van houten frame/schijf tussen de onderslagen met trekpenen boven en onderlangs. Een dergelijke kipsteun fungeert als torsiesteun echter de onderslagen dienen hierbij zelf de horizontaalbelasting af te voeren naar de opleggingen. Echter er zijn ook andere steungevende voorzieningen denkbaar.
- Hoeveel vervorming is nodig alvorens de kipsteunen functioneel zijn?  
Is er hierbij sprake van een flexibele of starre steun?

## 6 AFDRACHT KRACHTEN VIA VERSTIJVERS

### 6.1 INLEIDING

In de Eurocode en de literatuur wordt bij een kipcontrole van een ligger als voorwaarde gesteld dat er een gaffeloplegging aanwezig is. Om een gaffeloplegging te creëren kunnen hiervoor verstijvers worden aangebracht in de ligger ter plaatse van de oplegging. Bij het bouwen van een ondersteuning kan het voorkomen dat de verstijvers in een onderslag niet exact boven de oplegging aanwezig zijn.

Met dit onderzoek wordt getracht een werkwijze te omschrijven hoe verkeerd gepositioneerde verstijvers kunnen worden beoordeeld middels een berekening. Daarbij wordt gekeken naar zowel de huidige ontwerpvoorschriften alsook gebruik te maken van EEM pakketten om de reductie van capaciteit te kunnen duiden. Gekeken wordt of er middels de EEM pakketten in combinatie met de huidige rekenregels voor kip een voorspelling gedaan kan worden in procentuele reductie van de kipcapaciteit door verkeerd gepositioneerde verstijvers.

### 6.2 ACHTERGROND

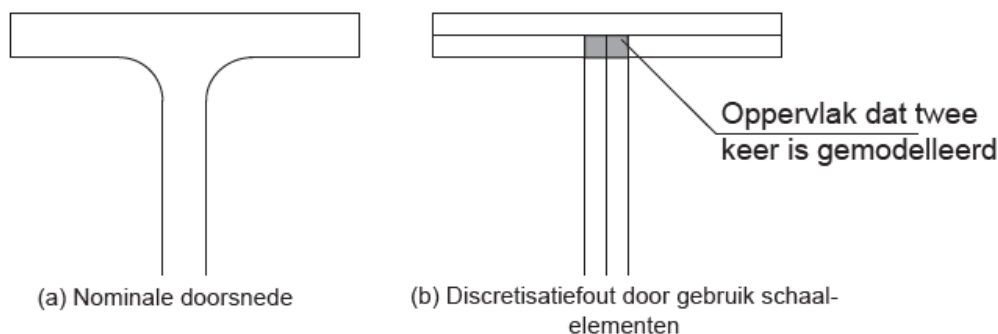
In [1] (zie literatuurlijst) worden een tweetal berekeningsmethoden gegeven die de uitersten zijn van de positie van een verstijver.

- Geval 1: Er is een verstijver centrisch aanwezig ter plaatse van de oplegging voor de kipcontrole;
- Geval 2: Er is geen verstijver aanwezig en er is sprake van een onderflensinklemming (NB.71).

Bij geval 1 is de verstijver exact op de juiste plaats aanwezig. Bij geval 2 is er geen invloed van een verstijver meer aanwezig. Wanneer een verstijver niet exact aanwezig is boven de oplegging, is er dus een situatie die tussen deze 2 controlemethoden in valt. Er kan in dat geval geen juiste controle uitgevoerd worden op de kipcapaciteit van een ligger.

In [1] wordt de kipcapaciteit van een ligger bepaald aan de hand van het kritisch kipmoment. Hiervoor is de C1/C2 methode voor gegeven. Met deze methode is het kritisch kipmoment berekend.

Wanneer een HE-profiel in een EEM pakket gemodelleerd wordt door middel van 3 schijven (2x flens en 1x lijf), dan zijn er een aantal fouten die in het model aanwezig zijn. Hierover wordt in [4] (Zie literatuurlijst) gegeven dat het niet meenemen van de afrondingsstraal in het EEM pakket tot een lagere torsiestijfheid van het profiel leidt. De mate van invloed is afhankelijk van de profielhoogte en afmetingen. Daarnaast is er een modelleringsfout door het dubbel meenemen van materiaal in het model. Zie hiervoor Figuur 6. De afwijkingen in berekening zijn echter verwaarloosbaar. Het probleem is onderkend. Door middel van het toevoegen van een rondstaal zou de afrondingstralen in de  $I_t$  benaderd kunnen worden. De invloed van de afronding op de  $I_t$  is niet te verwaarlozen.



Figuur 6 - Dubbel meenemen van materiaal (uit [4])

In [12] (Zie literatuurlijst) is een onderzoek gedaan naar niet centrisch aangebrachte verstijvers. Doel van dit onderzoek was om een algemene regel te kunnen omschrijven voor misstanden van

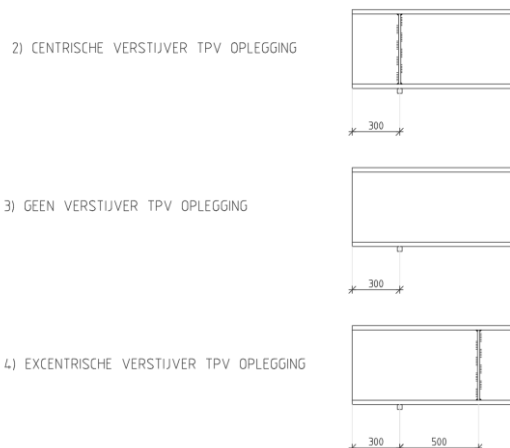
verstijvers. In [12] zijn verschillende profielen, verschillende overspanningslengtes en misstanden van verstijvers onderzocht. De conclusie uit dit onderzoek is dat de overspanningslengte en de profielafmeting allebei bijdragen aan de mate van afname van de kipstabiliteit. Hieruit is geen regel af te leiden. De aanbeveling is dat per situatie gekeken moet worden wat de afname is in capaciteit. De methode van modelleren in het EEM pakket in [12] en het vergelijken van resultaten van een juist geplaatste verstijver en een misplaatste verstijver, dienen als uitgangspunt voor de berekenings- en controlemethode in dit onderzoek.

### 6.3 OPZET ONDERZOEK EN CONTROLEMETHODE

Middels de volgende werkwijze is een controlemethode voorgesteld voor verkeerd geplaatste gaffelschotten:

1. Berekening van het kritisch kippmoment van een staafmodel volgens de Eurocode met de juiste overspanningslengte, belasting en verstijvers t.p.v. de opleggingen middels de C1-C2 methode conform bijlage NB.NB van NEN-EN 1993-1-1.
2. Berekening van het kritisch kippmoment van een ligger in een EEM pakket met de juiste overspanningslengte, belasting en centrische verstijvers.
3. Berekening van het kritisch kippmoment van een ligger in een EEM pakket met de juiste overspanningslengte, belasting en zonder verstijvers.
4. Berekening van het kritisch kippmoment van een ligger in een EEM pakket met de juiste overspanningslengte, belasting en excentrische verstijvers.
5. Berekening van de procentuele afname in capaciteit van het kritisch kippmoment tussen de 2 berekeningen van het kritisch kippmoment van een ligger in een EEM pakket.
6. Verwerken van de procentuele afname in capaciteit in de berekening van het kritisch kippmoment volgens de Eurocode. Uit het kritisch kippmoment volgen de factoren om tot een juiste toets op de kipstabiliteit te doen en om te kunnen zien of de ligger alsnog voldoet.

Voor stappen 2, 3 en 4 is hieronder weergegeven wat met de positie van de verstijvers bedoeld wordt.



Figuur 7 – Positie van de verstijvers

Aan de hand van de resultaten van de verschillende berekeningen wordt bekeken of de controlemethode klopt.

De methode is uitgelegd middels een voorbeeldberekening. Om inzicht te geven in de reductie in capaciteit zijn de resultaten gegeven van een aantal liggertypes en liggerlengtes. De misstand van het schot t.o.v. de oplegging is telkens hetzelfde gehouden.

## 6.4 BEREKENING KRITISCH KIPMOMENT VOLGENS DE EUROCODE

Als voorbeeld berekening is een HEB400 ligger van 8 meter lengte genomen. De ligger wordt uitgerekend zonder scheefstand of dwarsverkanting. Voor deze ligger is zowel in Technosoft Liggers als in AxisVM het kritisch kipmoment bepaald. Deze berekening is in Bijlage G aanwezig.

Op de ligger is een uniforme belasting van 25 kN/m<sup>1</sup> geplaatst. Verder zijn de belastingfactoren op 1.0 gehouden.

Controle als liggermodel:

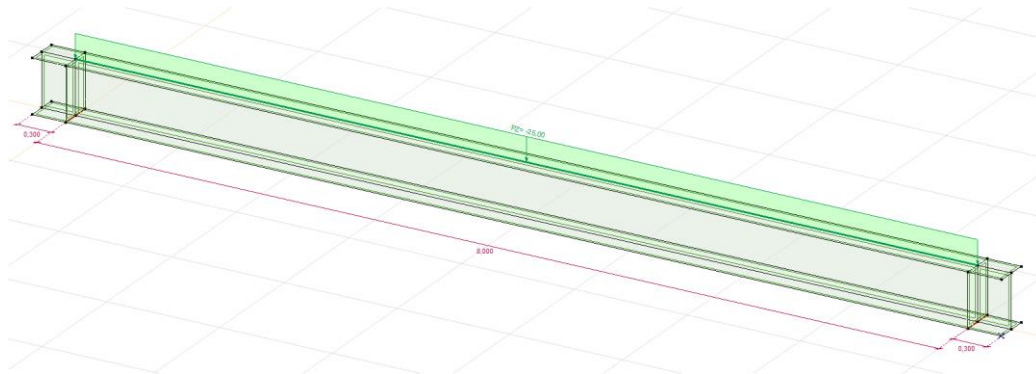
Technosoft Liggers:  $M_{cr} = 1061.5 \text{ kNm} \Rightarrow \chi_{LT} = 0.79$

AxisVM:  $M_{cr} = 1058.8 \text{ kNm} \Rightarrow \chi_{LT} = 0.79$

Beide berekeningen geven eenzelfde reductiefactor  $\chi_{LT}$

## 6.5 BEREKENING VAN KRITISCH KIPMOMENT MIDDELS PLATENMODEL

Met behulp van een platenmodel wordt in AxisVM de vergrotingsfactor  $\alpha_{cr}$  berekend, waarop het gemodelleerde profiel instabiel zal worden. Hierbij wordt de aangebrachte belasting iteratief vergroot totdat er een instabiliteit van de gehele constructie ontstaat. Dit is de 1<sup>e</sup> knikvorm. De ligger wordt bij de 1<sup>e</sup> knikvorm in het midden instabiel. Dit bezwijkmechanisme is gelijk aan kip instabiliteit.



Figuur 8 – gemodelleerde ligger in Axisvm

De opleggingen kunnen zowel trek als druk opnemen. Beide zijn in x-richting vastgezet.

In de Bijlage G is de berekening van de stabiliteit van de ligger uitgevoerd. Hierbij is de ligger met platen gemodelleerd.

Moment:	$M_{rep} = 1/8 * 25 * 8^2 = 200 \text{ kNm}$
Vergrotingsfactor:	$\alpha_{cr} = 5.032$
Kritisch kipmoment:	$M_{cr} = 1006.4 \text{ kNm}$
Relatieve slankheid	$\lambda_{LT} = \sqrt{(W_{pl} * f_y / M_{cr})}$
	$\lambda_{LT} = \sqrt{(3231 * 10^3 * 235 / 1006.4 * 10^6)} = 0.869$
	$\Phi_{LT} = 0.5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$
	$\Phi_{LT} = 0.5 * [1 + 0.21 * (0.869 - 0.2) + 0.869^2]$
	$\Phi_{LT} = 0.948$
Reductiefactor	$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)})$
	$\chi_{LT} = 1 / (0.948 + \sqrt{(0.948^2 - 0.869^2)})$
	$\chi_{LT} = 0.754$

De reductiefactor is lager dan volgens de berekening in AxisVM en in Technosoft Liggers. De afwijking is beperkt:  $0.754/0.79 = 0.95 \Rightarrow 5\%$  lagere reductiefactor  $\chi_{LT}$ . Dit is acceptabel.



## 6.6 BEREKENINGEN VAN DIVERSE LIGGERS

Om inzicht te krijgen of het modelleren van een 2D plaatmodel in een 3D omgeving en het berekende kritisch kipmoment volgens de Eurocode ook voor andere afmetingen van HEB-liggers toepasbaar is, is een grotere hoeveelheid liggers doorgerekend. Bijlage G toegevoegd.

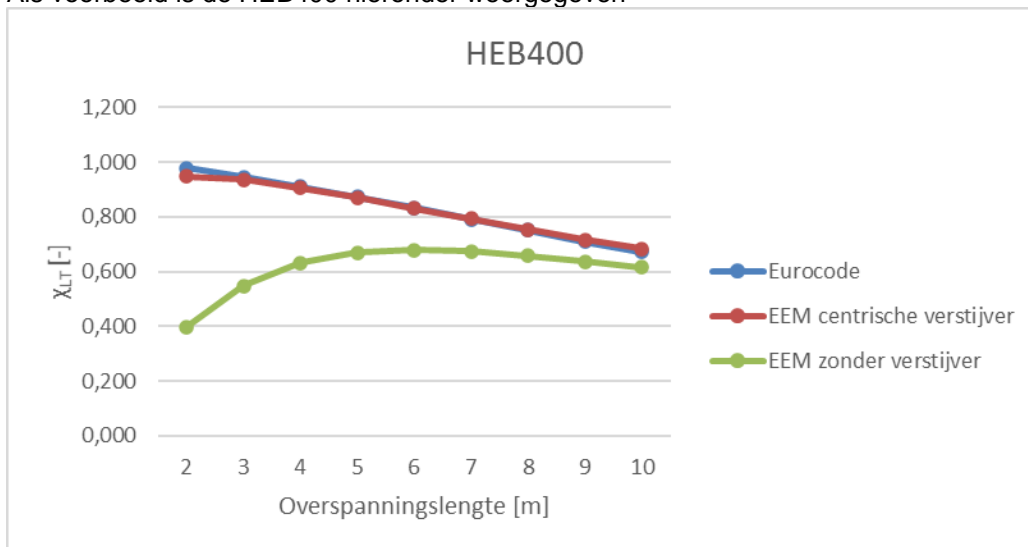
Daarbij zijn de 3 kritische kipmomenten en vervolgens reductiefactoren  $\chi_{LT}$  berekend van de ligger:

1. Volgens de Eurocode;
2. Ligger van 2d schaalelementen met verstijver t.p.v. oplegging;
3. Ligger van 2d schaalelementen zonder verstijver t.p.v. oplegging.

Bij punt 3 is geen controle meer uitgevoerd ten opzichte van NB.71 m.b.t. onderflensinklemming.

De liggers van 2d schaalelementen met en zonder verstijvers zijn de uiterste situaties voor het kritisch kipmoment. Dit zijn de boven- en ondergrens. Hieruit is af te leiden wanneer de invloed van een verstijver ter plaatse van de oplegging kleiner wordt. Vervolgens kan een inzicht verkregen worden voor het misstaan van een verstijver ter plaatse van de oplegging.

Als voorbeeld is de HEB400 hieronder weergegeven



Figuur 9 – Invloed verstijver op lengte van overspanning

De lijn van de Eurocode en de berekening in AxisVM met een centrische verstijver komen met elkaar overeen. Naarmate de overspanning groter wordt, neemt de invloed van de verstijver op de reductiefactor  $\chi_{LT}$  af.

## 6.7 BEREKENING VAN EXCENTRISCH GEPLAATSTE SCHOTJES TPV DE OPLEGGING

Met dit inzicht is een methode omschreven waarmee de invloed van een misstand van een verstijver op het kritisch kipmoment kan worden bepaald.

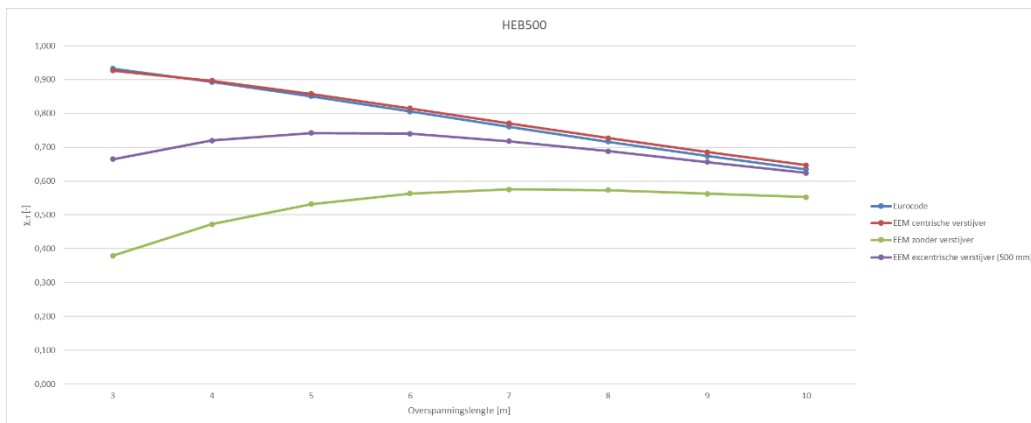
Methode:

1. Originale ligger is berekend middels Eurocode. Hieruit volgt het kritisch kipmoment bij een ligger met een gaffel gelijkwaardige oplegging.
2. De ligger wordt gemodelleerd in een EEM pakket met 2d schaalelementen met centrische verstijvers. Daarmee wordt het kritisch kipmoment bepaald.
3. De ligger wordt nogmaals gemodelleerd in een EEM pakket met 2d schaalelementen met de verkeerde positie van de verstijvers. Hieruit wordt nogmaals een kritisch kipmoment bepaald.
4. Er vindt een controle plaats tussen de resultaten van stap 1 en 2. Wanneer de procentuele verschillen tussen beide methoden minder dan 5% bedragen, dan kan direct uit methode 3 de

nieuwe reductiefactor bepaald worden voor de ligger met misstand. Wanneer het verschil tussen stappen 1 en 2 groter is dan 5%, dan moet middels het procentuele verschil tussen stap 2 en 3 het berekende kritisch kippmoment in stap 1 gereduceerd worden.

In stap 4 is gekozen om een andere aanpak voor te stellen bij een afwijking groter dan 5% tussen stap 1 en 2. Er is dan geen directe relatie meer tussen het EEM model en de Eurocode berekening. Daarom wordt dan voorgesteld om een procentuele afname van het kritisch kippmoment te bepalen voor stap 1 i.p.v. direct de reductiefactor van het kritisch kippmoment uit het EEM model te bepalen.

Voor een HEB500 ligger zijn voor een misstand van 500 mm van de verstijvers ter plaatse van 1 oplegging de kritische kippmomenten bepaald in het EEM pakket. Uit deze kippmomenten volgt de reductiefactor. Deze zijn uitgezet in onderstaande grafiek. In de grafiek is zichtbaar gemaakt wat de procentuele afname van de reductiefactor  $\chi_{LT}$  bedraagt.



Figuur 10 – Invloed verstijver op lengte van overspanning

In de figuur is zichtbaar dat bij kleinere overspanningen de invloed van een misstand van de verstijver een grotere invloed heeft dan bij een grotere overspanning. Dit beeld komt overeen met de liggers zonder verstijver. De lagere capaciteit van de korte liggers t.o.v. langere liggers wordt veroorzaakt door een ander bezwijkgedrag op stabiliteit dan kip. Dit is hierbij het volledig kantelen van de bovenflens van het profiel t.o.v. de onderflens.

## 6.8 AANVULLENDE CONTROLES

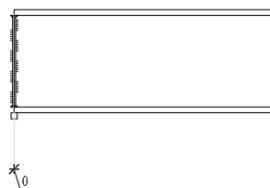
Aan de hand de vergelijkingsberekeningen van een excentrische verstijver ter plaatse van de opleggingen met een centrische verstijver is een variatie aan posities en invloeden bekeken om inzicht te krijgen in de gevoeligheden van de positie van de verstijvers t.o.v. de oplegging.

De onderzochte variaties:

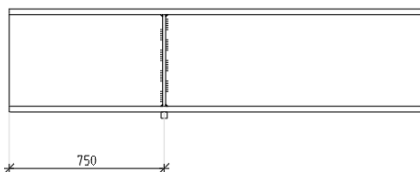
1. Geen overstek achter de oplegging met centrische verstijvers;
2. 750 mm overstek achter de oplegging met centrische verstijvers;
3. 750 mm overstek achter de oplegging met een excentrisch verstijver 500 mm in de richting van het overstek;
4. 300 mm overstek achter de oplegging met een enkel centrisch verstijver.

Hieronder zijn de verschillende variaties zichtbaar gemaakt.

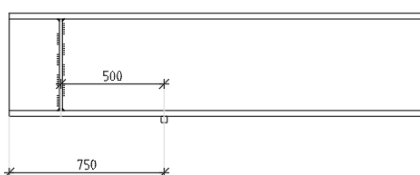
1) CENTRISCHE VERSTIJVER TPV OPLEGGING ZONDER OVERSTEK



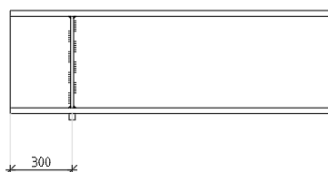
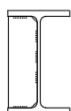
2) 750 MM OVERSTEK EN CENTRISCHE VERSTIJVER



3) 750 MM OVERSTEK EN EXCENTRISCHE VERSTIJVER OP 500 MM



4) ENKELE CENTRISCHE VERSTIJVER



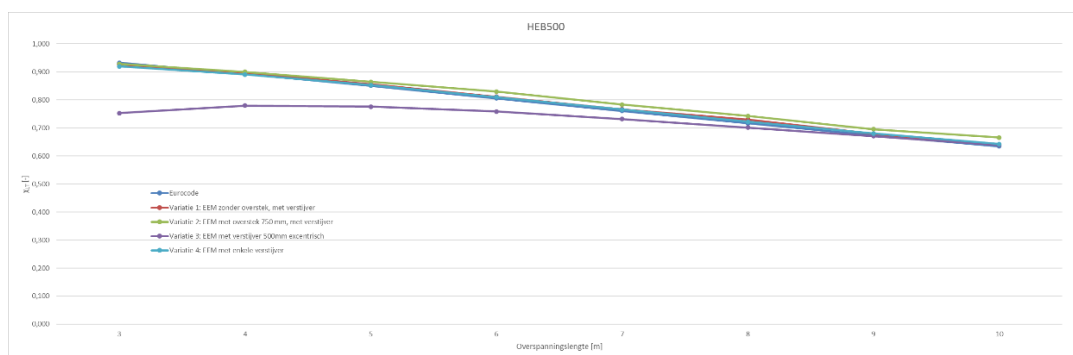
Figuur 11 – Variaties in positie verstijver en overstekken

Variatie 1 is vergeleken met de berekening met centrale verstijver en 300 mm overstek (=origineel model).

Variatie 2 is vergeleken met de berekening met centrale verstijver en 300 mm overstek (=origineel model).

Variatie 3 is vergeleken met variatie 2 omdat het overstek in originele berekening niet toereikend is voor een excentriciteit van 500mm naar buiten.

Variatie 4 is vergeleken met de berekening met centrale verstijver en 300 mm overstek (=origineel model).



Figuur 12 – Verschillen tussen variaties in positie verstijver en overstekken

In Bijlage G zijn de berekening zichtbaar met daarbij de procentuele verschillen.

Variatie 1 en 2 geeft een verwaarloosbare invloed op de capaciteit.

Variatie 3 geeft eenzelfde beeld als bij een verstijver dat in de richting van de overspanning misstaat. Een misstand van verstijvers bij korte overspanningen is relatief groot in relatie tot de grote overspanningen.

Variatie 4 geeft een verwaarloosbare invloed op de capaciteit.

## 7 POSITIE SCHOTTEN (VERSTIJVERS)

Notitie – Krachtdoorleiding (opposite patch loading)

### 7.1 INLEIDING

Regelmatig komen wij in de praktijk de vraag tegen of schotten noodzakelijk zijn in hulpstaal én indien nodig of een reeds aanwezig verstijver “verderop” in de ligger ook afdoende is. Om antwoord op deze vraag te geven is het van belang om inzichtelijk te hebben welke functie het schot vervult. De functie van een verstijver is namelijk divers.

Voor ‘standaard’ hulpstaal is de functie van het schot in veel gevallen in twee groepen onder te verdelen:

1. De verstijver versterkt het profiel om een lokale kracht in te leiden (**krachtsinleiding, meestal bij onderslagen**) of door te voeren (**krachtdoorleiding, meestal bij moerbinten**). Het schot versterkt de plooi- en knikeigenschappen van de ligger lokaal, alsmede vergroot het contactoppervlakte waarop de last aangrijpt.
2. De verstijver verhindert de bovenflens van rotatie en/of translatie, waarmee de randvoorwaarde van het fenomeen kip-instabiliteit overeenkomen met de berekeningsvoorwaarde (gaffel). Bij een voldoende lage oplegreactie wordt de rotatie en translatie gegarandeerd door enkel de onderflens te fixeren. (**onderflensinklemming**).

In dit hoofdstuk wordt aandacht besteed aan bovenvermelde functies van de verstijver. De nadruk bij deelvraag 1 t/m 3 ligt bij het 1<sup>e</sup> fenomeen en dan specifiek op krachtdoorleiding (*opposite patch loading*). Bij deelvraag 4 wordt ingegaan op het 2<sup>e</sup> fenomeen.

In dit hoofdstuk zijn de volgende subvragen gebruikt om bovenstaande hoofdvraag te beantwoorden:

1. Met welke rekenmethode bepaal je de capaciteit van een onverstijfd liggerlijf?
2. Met welke rekenmethode bepaal je de capaciteit van een centrisch belast schot?
3. Welke invloed heeft de excentrische positie op de capaciteit?
4. Welke invloed heeft een excentrische positie van een schotje op de kipcapaciteit van een ligger?

Merk op dat dit document slechts een beperkt aantal situaties behandelt. Het is daarmee niet mogelijk om generieke antwoorden of conclusies te trekken. De lezer kan desalniettemin de notitie gebruiken om inzicht in de werkwijze te krijgen én gevoel te kweken voor de effecten van een schot en diens excentrische positionering op de krachtdoorleiding.

Voor bronvermelding zie literatuurlijst.

### 7.2 SUBVRAAG 1 “MET WELKE REKENMETHODE BEPAAL JE DE CAPACITEIT VAN EEN ONVERSTIJFD LIGGERLIJF”?

Op basis van de Eurocode zijn verschillende methoden beschikbaar om de rekenwaarde van het onverstijfde liggerlijf te bepalen met belastingen haaks op de hoofdrichting:

#### 7.2.1 REKENMETHODE UIT DE NEN-EN 1993-1-1NB §6.5.3.

Deze methode is gebaseerd op het werk van Roberts (1981). De methode houdt rekening met drie bezwijkmechanisme: vloeien van het lijf (*web crushing*), lokaal plooiën van het lijf (*web crippling*) en globaal plooiën van het lijf (*buckling*), waarvan de kleinste waarde leidend is.

Deze methode kent enkele beperkingen:

- Deze methode maakt geen onderscheid tussen krachtsinleiding (*patch loading*) en krachtdoorleiding (*opposite patch loading*). Door beide fenomenen te combineren wordt een absolute ondergrens gevonden. In veel gevallen is de maatgevende bezwijkvorm echter niet van toepassing op het beschouwde belastingstype.
- Voor lokaal plooien van het lijf is gebruik gemaakt van een plastisch mechanicaschema dat enkel geldig is bij een kleine belastingbreedte. Om een overschatting te voorkomen is een begrenzing ( $c > 0.2 h_w$ ) gehanteerd. Doordat de fysieke breedte van de belasting rekenkundig is beperkt wordt bij grotere belastingbreedtes een te lage waarde bepaald en is lokaal plooien vaak ten onrechte maatgevend.
- Bij lokaal plooien zijn slechts twee situaties uitgewerkt: een eindsituatie en een middensituatie. Er is geen interactieformule gegeven voor situaties die hier tussenin plaatsvinden, waardoor conservatief de eindsituatie geldig is voor alle situaties die buiten de middensituatie vallen.
- De toetsing globaal plooien is gebaseerd op het uitgangspunt dat het liggerlijf met een effectieve breedte op (kolom)knik wordt getoetst. Hierbij is conservatief aangenomen dat de effectieve breedte is geïsoleerd en geen stabiliteit ontleend aan zijn omgeving. Wanneer echter de omgeving wel in acht wordt genomen ontstaat een ander bezwijkfenomeen, namelijk plooï in plaats van kolomknik. De relatieve slankheid van plaatplooï is aanzienlijk gunstiger dan die van kolomknik met een hogere bezwijkwaarde bij plaatplooï tot gevolg.

### 7.2.2 REKENMETHODE UIT DE NEN-EN 1993-1-5

Deze methode is gebaseerd op het werk van Lagerqvist (1996). De methode is een verdieping van het werk van Roberts. In basis worden nog steeds dezelfde bezwijkfenomenen beschouwd, maar de meeste van de hierboven beschreven beperkingen zijn beter ondervangen. De drie toetsingscriteria zijn nu ondergebracht in één rekenformule. Doordat de rekenformule ook van toepassing is op tussengelegen situaties en rekening houdt met langs- en dwarsverstijvingen wordt in alle gevallen een hogere bezwijklast gevonden dan de rekenmethode van Roberts.

Deze methode kent echter ook enkele beperkingen:

- Rekenmethode is alleen van toepassing op liggerlijven met een flens. De flens is voor een groot gedeelte verantwoordelijk voor de spreiding van de geconcentreerde belasting over de effectieve lengte. Zonder de flens is de spreiding te gunstig.
- De bijdrage van dwarsverstijvers binnen de effectieve lengte mag niet in rekening zijn gebracht. Deze verstijvers hebben overduidelijk een positieve bijdrage aan de bezwijklast. Dit effect is echter niet bestudeert en daarom is conservatief de bijdrage algeheel buiten beschouwing gelaten.  
Dit is in de norm vertaald door de effectieve lengte te limiteren tot maximaal de afstand tussen de dwarsverstijvingen. Naar verluid neemt de bezwijklast bij een korte tussenafstand van de dwarsverstijving zelfs af ten opzichte een onverstijfd liggerlijf.
- De methode is alleen van toepassing op belastingen met een belastingbreedte kleiner of gelijk aan de lijfhoogte ( $h_w$ ). Deze beperking is opgelegd om te voorkomen dat plaatplooï overgaat in kolomknik met een lagere bezwijklast. Recente testresultaten doen suggereren dat deze beperking aan de conservatieve kant is, maar gedetailleerd onderzoek ontbreekt (nog) om dit te boekstaven.

### 7.2.3 REKENMETHODE MET BEHULP VAN EEM

Bij deze rekenmethode wordt de Eindige-Elementen-Methode gebruikt om de relatieve slankheid te bepalen. Door gebruik te maken van een dummybelasting kan met behulp van een modaal-analyse de kritische knikkraft en knikvorm worden bepaald. Verder kan met behulp van een lineaire berekening de optredende spanning worden bepaald. Deze factoren vertalen zich naar de relatieve slankheid. Wanneer de relatieve stijfheid bekend is kan met behulp van de norm de knikkromme zijn bepaald. Hierbij is de knikvorm van groot belang, omdat deze bepaald welke kromme van toepassing is (kolomknik versus plaatplooï). Voor plaatplooïen is de kromme van de NEN-EN 1993-1-5 en bij

kolomknik is de kromme van de NEN-EN 1993-1-1 van toepassing.  
De beperkingen van deze methode zijn:

- Deze methode heeft de meeste bewegingsvrijheden, wat tevens direct resulteert in de meeste complexe methode. Dit maakt deze methode gevoelig voor gebruikersfouten.
- Voor het bepalen van de toelaatbare kracht ( $F_{RD}$ ) op basis van sterkte geeft de norm aan dat een plastische spanningsverdeling is toegestaan. Omdat bij een plastische spanningsverdeling het beginsel van superpositie niet opgaat is verscalen van de dummybelasting niet mogelijk. Dit maakt het moeilijk om de plastische spanningsverdeling behorende bij bezwijken te bepalen. De berekende bezwijklast is daarmee conservatief bepaald op basis van de elastische verdeling.
- Het profiel is opgebouwd uit 2D-platen, waarbij de afrondingsstraal conservatief buiten beschouwing is gelaten. Tevens wordt in het rekenmodel spreiding door de dikte van de flens en afrondingsstraal niet meegenomen.

### 7.3 SUBVRAAG 2: “MET WELKE REKENMETHODE BEPAAL JE DE CAPACITEIT VAN EEN VERSTERKT LIGGERLIJF”?

Er zijn vanuit de Eurocode geen ‘specifieke’ rekenmethodes voorgeschreven om de capaciteit van een versterkt liggerlijf te controleren. Op basis van de mechanica zijn hieronder drie methodes gebruikt om de capaciteit van de verbinding te beoordelen:

1. Bij methode 1 is geen samenhang tussen de verstijver en het profiellijf in rekening gebracht. De maatgevende instabiliteit betreft centrische knik. De berekende waarde is gebaseerd op enkel de capaciteit van het schot.
2. Bij methode 2 is de samenhang tussen de verstijver en profiellijf benut. De effectieve breedte van het lijf is bepaald met de limietwaarde voor klasse 3 profielen. Het samengestelde (kruis)profiel is los beschouwd.
3. Bij methode 3 is het gehele profiel gemodelleerd met 2d-platen. Het rekenprogramma heeft de effectieve breedte van het lijf exact bepaald op basis van stijfheden.

Voor het vergelijk van de drie methoden is een HE400B met verstijver  $t = 15$  mm gehanteerd.

#### HE400B – S235

$f_{yd}$	= 235	N/mm <sup>2</sup>		
A	= 19780	mm <sup>2</sup>		
$t_w$	= 13.5	mm <sup>1</sup>	$t_r$	= 24 mm <sup>1</sup>
$I_y$	= 57681 * 10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	$i_y$	= 171.0 mm <sup>1</sup>
$I_z$	= 10819 * 10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	$i_z$	= 74.0 mm <sup>1</sup>

### 7.4 SUBVRAAG 3: “WELKE INVLOED HEEFT EEN EXCENTRISCHE POSITIE VAN DE VERSTIJVER OP DE CAPACITEIT?”

Ter beantwoording van deze vraag is gebruik gemaakt van een EEM-analyse met een model dat is opgebouwd uit 2d-elementen.

Aannames:

- De afmeting van de verstijving betreft 300x15 mm. De verbinding met het liggerlijf is aangenomen als scharnierend. (Ongunstige benadering).
- Bij het bepalen van de rekenwaarde van een verstijfd lijf is als maatgevend fenomeen plooi van het liggerlijf gehanteerd.

- Voor het bepalen van de bezwijkcapaciteit is gebruik gemaakt van de rekenmethode zoals beschreven bij paragraaf 7.2.3.
- In totaal zijn 4 gevallen beschouwd, welke overeenkomen met de situaties van het onverstijfde liggerlijf.

## 7.5 SUBVRAAG 4: “WELKE INVLOED HEEFT EEN EXCENTRISCHE POSITIE VAN EEN VERSTIJVER OP DE KIPCAPACITEIT VAN EEN LIGGER ?”

Om deze vraag te beantwoorden, moeten we eerst duidelijk hebben wat er mogelijk is in de Eurocode om de kipcapaciteit te berekenen. In de Eurocode zijn een tweetal berekeningsmethoden gegeven die de uitersten zijn van de positie van een verstijver.

- Er is een verstijver centrisch aanwezig ter plaatse van de oplegging voor de kipcontrole (gaffel-gelijkwaardige oplegging);
- Er is geen verstijver aanwezig en er is sprake van een onderflensinklemming (NB.71).

Voor de berekening van een excentrisch geplaatste verstijver ter plaatse van de oplegging is geen rekenmethode gegeven. De verstijvers dienen aanwezig te zijn om een juiste controle op de kipcapaciteit uit te voeren.

Om de capaciteit van een ligger te bepalen met een excentrisch geplaatst schot ter plaatse van de eindoplegging is onderstaande rekenmethode voorgesteld.

Voor het vergelijk bij vraag 4 zijn de volgende randvoorwaarde gehanteerd:

- I. Profielafmeting HE500B met materiaalsterkte S235 is gehanteerd. Op basis van de NEN-EN 1993-1-1 is sprake van profielklasse 1 en is gebruik gemaakt van een plastische spanningsverdeling;
- II. De lengte van de ligger is variabel tussen de 3 en 10 meter;
- III. De ligger is niet voorzien van kipsteunen. Dit houdt in dat de systeemplengte gelijk is aan de gaffellengte en de kiplengte;
- IV. Op de ligger is een q-last aangebracht van  $25 \text{ kN/m}^1$ , welke middels de  $\alpha_{\text{crit}}$  worden verschaald.

Methode:

1. Originele ligger is berekend middels Eurocode. Hieruit volgt het kritisch kipmoment bij een ligger met een gaffel-gelijkwaardige oplegging;
2. De ligger wordt gemodelleerd in een EEM-pakket met 2D-schaalelementen met centrische verstijvers. Daarmee wordt het kritisch kipmoment bepaald.
3. De ligger wordt nogmaals gemodelleerd in een EEM-pakket met 2D-schaalelementen met de excentrische positie van de verstijvers. Hieruit wordt nogmaals het kritisch kipmoment bepaald.
4. Er vindt een controle plaats tussen de resultaten van stap 1 en 2. Wanneer de procentuele verschillen tussen beide methoden minder dan 5% bedragen, dan kan direct uit methode 3 de nieuwe reductiefactor bepaald worden voor de ligger met misstand. Wanneer het verschil tussen stappen 1 en 2 groter is dan 5%, dan moet middels het procentuele verschil tussen stap 2 en 3 het berekende kritisch kipmoment in stap 1 gereduceerd worden.

In stap 4 is gekozen om een andere aanpak voor te stellen bij een afwijking groter dan 5% (arbitrair) tussen stap 1 en 2. Er is dan geen directe relatie meer tussen het EEM-model en de Eurocode berekening. Dan wordt voorgesteld om een procentuele afname van het kritisch kipmoment te bepalen voor stap 1 in plaats van direct de reductiefactor van het kritisch kipmoment uit het EEM-model te bepalen.

## 7.6 UITWERKING

### 7.6.1 BEVINDINGEN SUBVRAAG 1

In onderstaande tabel zijn de toelaatbare krachten per methode en geval weergegeven.

		Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4	
Methode 1	[kN]	624	823	863	938	NEN-EN 1993-1-1
Methode 2	[kN]	1027	1512	1389	1850	NEN-EN 1993-1-5
Methode 3 (el)	[kN]	677 760	1027 1263	1138 1003	1250 1349	EEM

Tabel 3

Methoden 1 en 2 betreffen een plastische analyse, terwijl bij methode 3 gebruik is gemaakt van een elastische analyse. De randvoorwaarden bij methode 1 zijn dermate conservatief dat deze desondanks de plastische analyse de laagste waarde levert.

Op basis van plastische herverdeling bezit methode 3 nog reserve. Om gevoel te krijgen over hoeveel reserve het gaat zijn de elementeigenschappen bij methode 3 gewijzigd van elastisch naar plastisch, waarbij gebruik is gemaakt van een vloeitraject met horizontale tak. De resultaten zijn indicatief in rood weergegeven in bovenstaande tabel 3.

Ook wanneer de EEM-analyse plastisch wordt uitgevoerd blijft methode 2 nog altijd aanzienlijk gunstiger. De afwijking betreft tussen de 16% en 37% en is aanzienlijk. De extra spreiding die vanuit de flensdikte én vanuit de afronding te behalen zijn, zijn daarmee niet te verwaarlozen.

Op basis van het vergelijk tussen de EEM-analyse en de NEN-EN 1993-1-5 moet geconcludeerd worden dat de NEN-EN 1993-1-5 aanzienlijk scherpe rekenresultaten levert. Volledige uitnutting op basis van de NEN-EN 1993-1-5 wordt daarom ontraden.

### 7.6.2 BEVINDINGEN SUBVRAAG 2

Methode	$F_{cr}$ [kN]	$\chi_{red}$ [-]	$N_{bRd}$ [kN]
1	1093	0.549	581
2	6890	0.802	1809
3	10510 ~ 22780	0.853 ~ 0.935	2089 ~ 2290

Tabel 4

De toelaatbare kracht op de verbinding hangt sterk af van de gekozen modellering.

Bij methode 1 is geen samenhang tussen het schot en het profiel in rekening gebracht. De maatgevende instabiliteit betreft centrische knik van het schot. De berekende waarde is gebaseerd op enkel de capaciteit van het schot. De gevonden waarde is slechts 30 % van de waarde uit methode 2 en 3. Merk verder op dat de toelaatbare kracht op een ongesteund liggerlijf conform de NEN-EN 1993-1-5 hoger ligt. Met methode 1 zijn aanzienlijk overgedimensioneerde verstijvers noodzakelijk. Wanneer de koppeling tussen lijf en schot wordt meegenomen neemt de capaciteit aanzienlijk toe en is niet langer sprake van centrisknicken maar van torsieknik of plaatplooï.

Bij methode 2 is de samenhang tussen de verstijver en profiel in rekening gebracht. De effectieve breedte van het lijf is bepaald met de limietwaarde voor klasse 3 profielen. Het samengestelde (kruis)profiel is vervolgens los beschouwd.

Van globaal knikken is geen sprake meer, nu is torsieknik maatgevend. Wanneer de verstijvers volledig scharnierend worden verbonden is er sprake van een driezijdig ondersteund plaatveld en treedt als eerste instabiliteitsfenomeen plaatplooï op. De kritische kracht is slechts een fractie lager



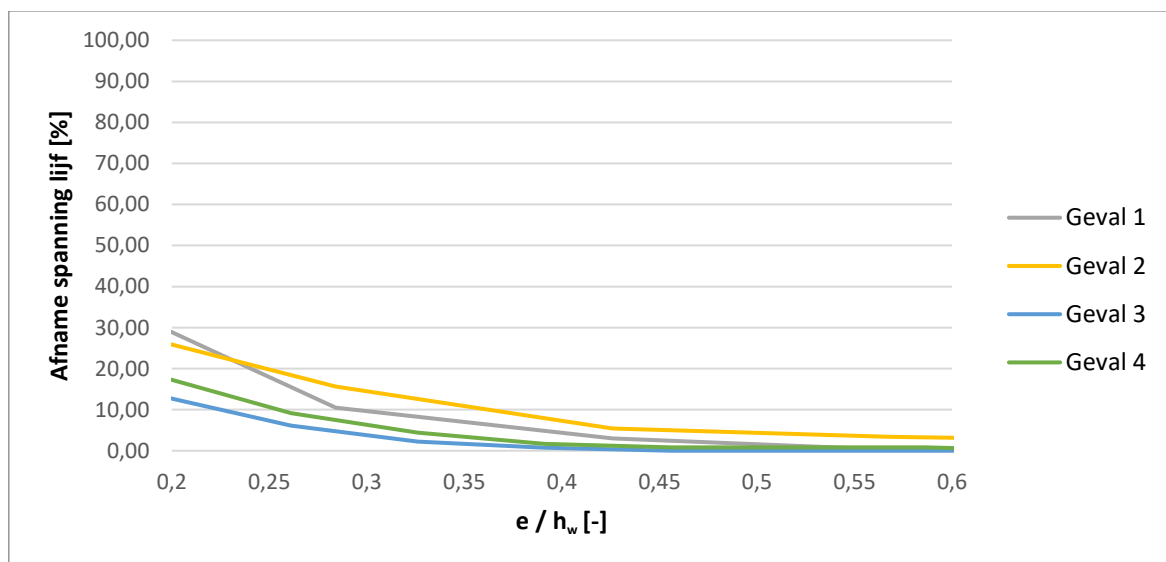
dan die van torsieknik, waardoor de bezwijklast voor beide bezwijkvormen vrijwel gelijkwaardig is. Verder zijn de effecten van de randvoorwaarde met de flens (scharnierend of vast) onderzocht. Het verschil tussen alles volledig scharnierend en volledig vast bedraagt ongeveer 15% in de opneembare capaciteit. De invloed van de randvoorwaarden zijn daarmee beperkt. De verwachting is dat bij hogere profielen de impact van de randvoorwaarden nog verder afnemen op de toelaatbare capaciteit.

Bij methode 3 is het gehele profiel gemodelleerd met 2d-platen. Het rekenprogramma heeft de effectieve breedte van het lijf exact bepaald op basis van stijfheden. Om de uitvoer te kunnen vergelijken met de eerdere methoden is de basisformule omgeschreven om de geleverde output te kunnen vergelijken. De capaciteit van de verbinding neemt met ongeveer 13%~20% toe ten opzichte van methode 2, afhankelijk van de gekozen randvoorwaarden. Het verschil tussen alles scharnierend of vast bedraagt slechts 9%.

### 7.6.3 BEVINDINGEN SUBVRAAG 3

De locatie van het schot heeft op twee manieren invloed op de bezwijkcapaciteit:

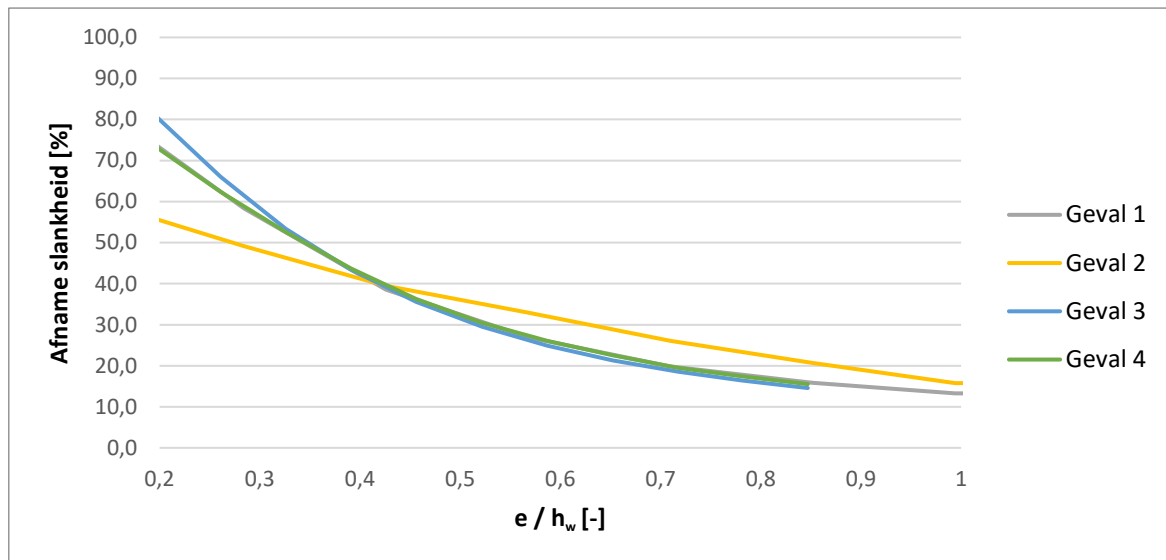
Door het toevoegen van materiaal aan de doorsnede wordt de drukkracht over een groter oppervlakte verdeeld, waardoor de staalspanning afneemt. In onderstaande figuur is voor de 4 gevallen de afname van de staalspanning in het lijf afgezet tegen de positie van de verstijver. De positie van het schot heeft een aanzienlijk effect. Bij een schotafwijking van de helft van de liggerlijfhoogte is het effect volledig tenietgedaan. Misstand van de verstijver heeft een groot effect op dit fenomeen.



Figuur 13 Afname staalspanning in het lijf afgezet tegen de positie van het schot

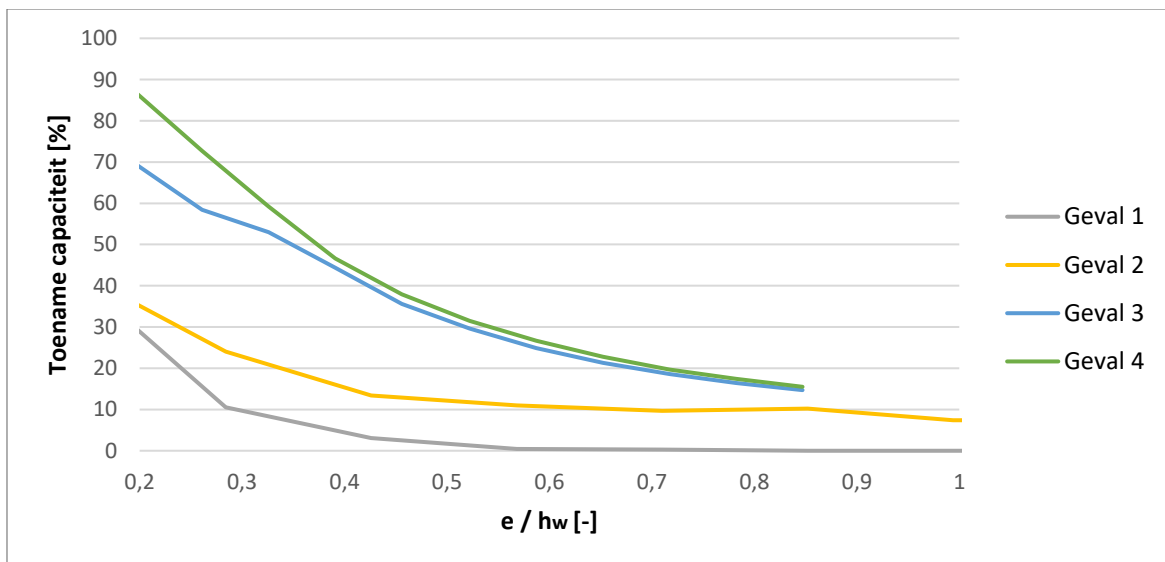
De verstijver zorgt voor extra stijfheid, waardoor de relatieve slankheid afneemt.

In onderstaande is voor de vier gevallen de afname van de relatieve slankheid afgezet tegen de misstand. Wat opvalt is dat de verstijver ook bij grotere scheefstanden effectief blijft, al neemt het effect wel af.



Figuur 14 Afname relatieve slankheid t.o.v. verhouding e/h<sub>w</sub>

NB. Er is gekozen om de resultaten kleiner dan  $[e / h_w < 0.2]$  niet weer te geven. Bij een kleine misstand van het schot treedt torsieknik op in plaats van plaatplooi met rare knikken in de lijn tot gevolg.



Figuur 15 Toename capaciteit t.o.v. verhouding e/h<sub>w</sub>

Uit de grafieken zijn de volgende conclusies te trekken:

- Uit de EEM-analyse volgt dat bij een centrisch belast schot in combinatie met een geconcentreerde belasting een afwijkend instabiliteitsfenomeen ontstaat. In dit geval is torsieknik van de samengestelde ligger maatgevend, niet het plooiën van het lijf. Dit sluit aan bij de conclusie uit deelvraag 2.

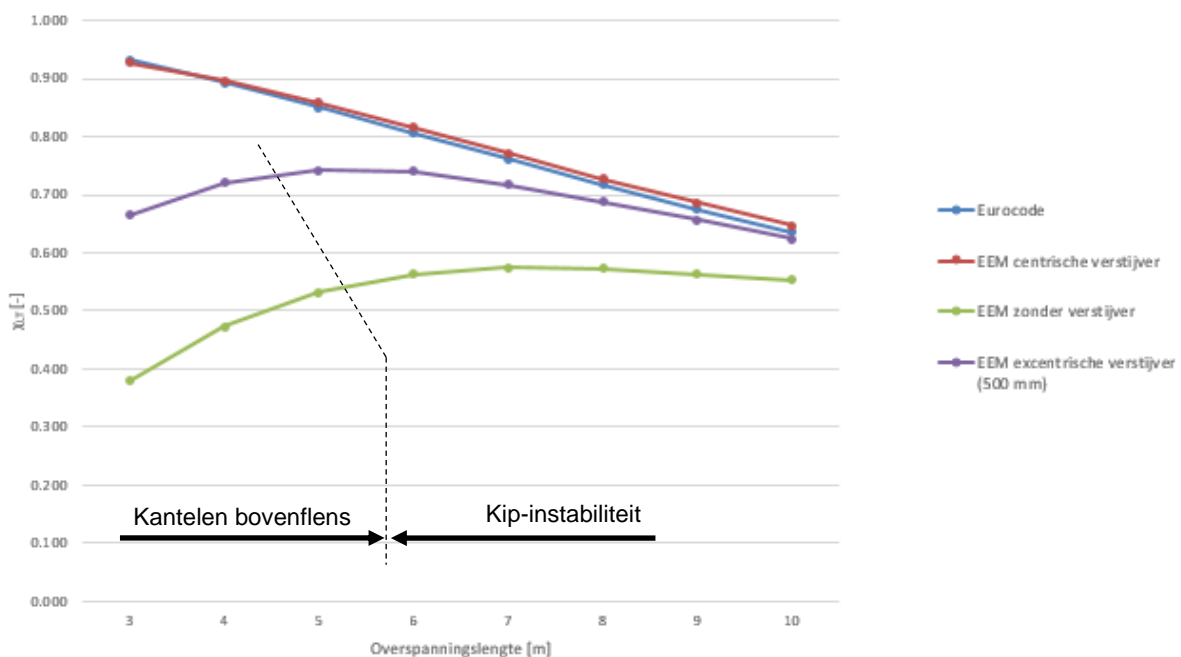
**Opmerking:**

De aansluitvoorwaarde de verstijver op liggerlijf bepalen in grote mate het optredende instabiliteitsfenomeen. Bij een scharnierende aansluiting treedt plooi van het schot (bij dunne schotten) of plooi van het lijf (bij dikke schotten) op. Bij een starre aansluiting treedt torsie van het samengestelde profiel op. Hoewel de kritische kracht bij torsie altijd groter is dan die bij plooi, is torsie binnen standaard profielafmetingen maatgevend. Dit komt omdat bij beide instabiliteitsfenomenen het om een relatief gedrongen constructie gaat. De kromme behorende bij plooi heeft een horizontaal plateau tot een relatieve slankheid van 0.5 [-], waardoor een hoge slankheid vereist is om plooi te laten optreden. Bij torsie geldt de minder gunstige curve uit de NEN-EN 1993-1-1 waarvan het horizontale plateau slechts geldt tot een relatieve slankheid van 0.2 [-].

- Het omslagpunt van torsieknik naar plooiën lijf ligt bij een excentrische plaatsing van ongeveer 10% ( $e/h_w \geq 0.1$ ). Deze conclusie is onder voorbehoud van de beperkte testresultaten en kan op dit punt alleen gebruikt worden als richtlijn.
- Uit de EEM-analyse volgt dat bij een perfect geplaatst schot de aansluitvoorwaarde van schot op liggerlijf relevant zijn voor het optredende instabiliteitsfenomeen. Bij een scharnierende aansluiting treedt plooi van het schot (bij dunne schotten) of plooi van het lijf (bij dikke schotten) op. Bij een starre aansluiting treedt torsieknik van het samengestelde profiel op. Hoewel de kritische bezwijkkracht bij torsieknik altijd groter is dan die bij plaatplooi, is torsieknik bij gangbare profielen toch maatgevend. Dit komt omdat het om relatief gedrongen constructies gaat met een slankheid tussen de 0.2 [-] en 0.5 [-]. De kromme behorende bij plooi heeft een horizontaal plateau tot een relatieve slankheid van 0.5 [-], waardoor een hogere slankheid vereist is voordat plooi invloed heeft op de bezwijklast. Bij torsieknik geldt de minder gunstige curve uit de NEN-EN 1993-1-1 waarvan het horizontale plateau slechts geldt tot een relatieve slankheid van 0.2 [-].

#### 7.6.4 BEVINDINGEN SUBVRAAG 4

Voor een HEB500 ligger zijn voor een misstand van 500 mm van de verstijvers ter plaatse van 1 oplegging de kritische kipmomenten bepaald in het EEM-pakket. Uit deze kipmomenten volgen de reductiefactor. Deze zijn uitgezet in onderstaande grafiek. In de grafiek is zichtbaar gemaakt wat de procentuele afname van de reductiefactor  $\chi_{LT}$  bedraagt.



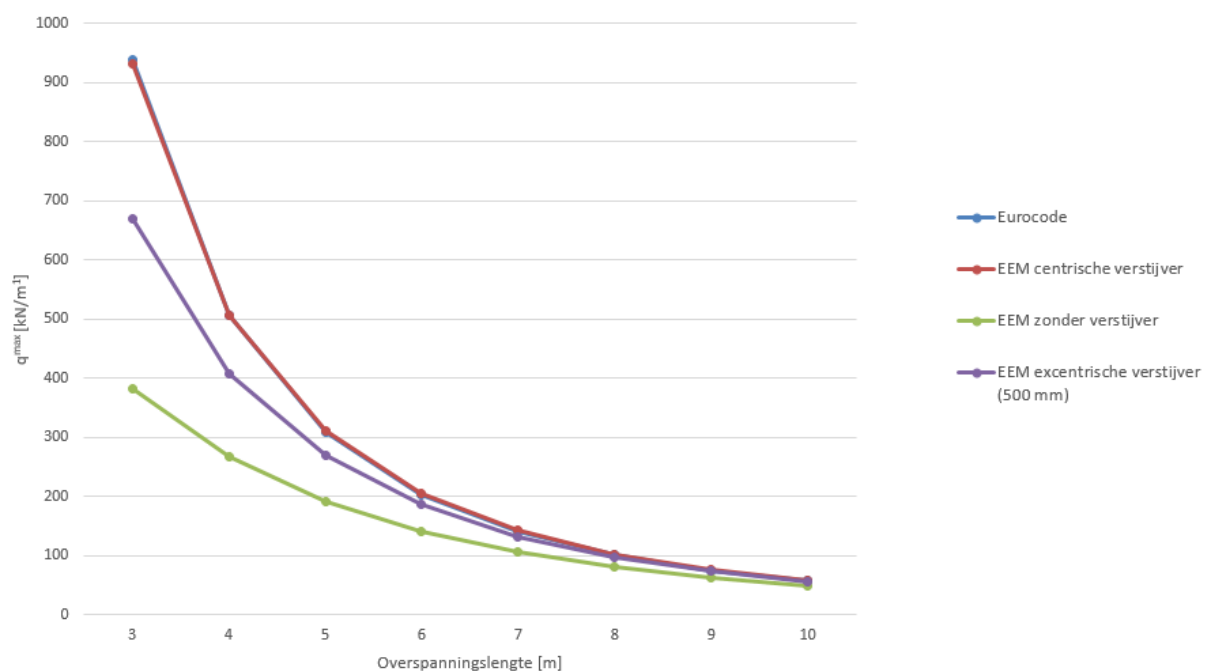
Figuur 16 – Invloed verstijver op lengte van overspanning uitgedrukt in  $\chi_{LT}$

Uit de tabel volgt het kritische kipmoment verkregen uit de NEN-EN 1993-1-1NB Bijlage D (Eurocode) vrijwel gelijk waarde levert als het EEM-model met gaffel-gelijkwaardige oplegging (EEM centrische verstijver). Kalibratie en validatie van het EEM-model is hiermee succesvol uitgevoerd.

In de figuur is zichtbaar dat bij kleinere overspanningen de invloed van de excentrische verstijver een grotere invloed heeft dan bij een grotere overspanning. Dit beeld komt overeen met de liggers zonder verstijver. De lagere  $\chi_{LT}$  van de korte liggers ten opzichte van langere liggers wordt veroorzaakt door een ander instabiliteitsfenomeen dan kip. Bij de korte lengtes is sprake van volledig kantelen (wegknikken) van de bovenflens van het profiel ten opzichte van de onderflens. Het centrische schot bij de oplegging doet bij de korte lengtes hoofdzakelijk dienst als lokale verstijving tegen globaal plooiën van het lijf (*web buckling*).

Bovenstaande  $\chi_{LT}$  factoren hebben betrekking op de momentreductie van de ligger. Omdat de reductiefactor bij een korte lengte afneemt, kan ten onrechte worden geconcludeerd dat het draagvermogen van de ligger bij een korte ligger afneemt, immers  $M_{Rd}$  neemt af. Een duidelijker beeld van het draagvermogen wordt verkregen door de reductiefactor ( $\chi_{LT}$ ) te vertalen naar een lijnlast ( $q_{max}$ ), middels onderstaande formule is de relatie tussen beide grootheden gegeven. Door het afnemen van de reductiefactor vlak de toename van de q-last af, maar wordt zeker niet kleiner bij een korte overspanning.

$$q_{max} = \frac{8 \cdot \chi_{LT} \cdot M_{R,d}}{L^2}$$



Figuur 17 – Invloed verstijver op lengte van overspanning uitgedrukt in  $q_{max}$

Kanttekening: in bovenstaand figuur is alleen met stabiliteit rekening gehouden. Er is geen rekening gehouden met bezwijken van de ligger op andere fenomenen. Vermoedelijk wordt de maximale q-last bij korte lengtes door andere fenomenen (dwarskracht, krachtsinleiding) begrenst.

## 7.7 BEVINDINGEN

Bij het beoordelen van een onverstijfd liggerlijf zijn in Nederland drie methoden gangbaar. De rekenregels uit de NEN-EN 1993-1-1 (methode 1) zijn conservatief en vereisen vaak (ten onrechte) schotten. De rekenregels uit de NEN-EN 1993-1-5 (methode 2) zijn gebaseerd op een plastische krachtwerving en leveren gunstigere bezwijklasten op. Deze waarden liggen zelfs aanmerkelijk boven de bezwijklasten die zijn verkregen via een EEM-berekening (methode 3). Ter verklaring, de EEM-berekening is uitgevoerd op basis van elastische uitgangspunten en hanteert een conservatieve spreidingsbenadering. Desalniettemin, is het gat tussen de EEM-analyse en de NEN-EN 1993-1-5 merkwaardig. Volledig uitnutten op basis van de NEN-EN 1993-1-5 wordt daarom ontraden.

Wanneer verstijvers nodig zijn, zijn verschillende benaderingsmethode mogelijk, waarvan drie in dit document zijn onderzocht. Methode A veronderstelt dat het schot zelfstandig werkt en laat de capaciteit van het lijf volledig buiten beschouwing. Dit levert een eenvoudige kniktoetsing van het schot op, met conservatieve resultaten en dikke schotten. De bezwijklast van methode B en C is gebaseerd op torsieknik van het samenstel tussen schot en liggerlijf. Deze methoden verkrijgen in het rekenvoorbeeld een bezwijklast dat driemaal groter is dan methode A. Het verschil in bezwijklast tussen methode B en C is beperkt (minder dan 10%). Tevens volgt uit methode C dat de aansluitvoorwaarde tussen schot en liggerlijf van beperkte invloed is op de bezwijklast.

Omdat methode B eenvoudig de meewerkende breedte van het liggerlijf bepaalt, leent deze methode zich het beste om de bezwijkcapaciteit van een verstijfd liggerlijf te beoordelen. Echter, uit deelvraag 3 volgt dat bij excentrische positionering van de belasting ( $e/h_w > 0.1$ ) niet torsieknik, maar plaatplooï het leidende bezwijkfenomeen wordt met een lagere bezwijklast. Voornamelijk bij kleinere profielen is niet te garanderen dat het schot binnen de vereiste excentriciteit blijft. Methode B levert in deze gevallen een overschatting van de bezwijklast op. Mate van overschatting is afhankelijk van de profielhoogte, belastingbreedte en de excentriciteit. In de vier onderhavige rekenvoorbeelden ligt de afname tussen de 11 % en 31 %.

Verder blijkt uit deelvraag 3 dat de verstijver op twee manieren de capaciteit van de verbinding positief beïnvloed. Enerzijds doordat toegevoegd materiaal de staalspanning reduceert en anderzijds doordat instabiliteit pas later optreedt door de bijgevoegde stijfheid. Het effect op de staalspanning ebt relatief snel weg en is bij rekenvoorbeelden bij een verhouding van ( $e/h_w =$ ) 0.5 [-] niet langer relevant. Het effect op de stijfheid blijft langer zichtbaar, maar is sterk afhankelijk van de belastingbreedte en profielhoogte.

Uit bovenstaande volgt dat bij een excentrisch verstijver geen van de vereenvoudigde benaderingsmethode volstaat. Een samenspel tussen excentriciteit, schotdikte, profielhoogte en belastingbreedte bepalen het optredende instabiliteitsfenomeen (lijfplooï, schotplooï of torsieknik), alsmede of het schot een deel van de kracht overdraagt en/of voor stijfheid van het liggerlijf zorgt. De rekenregels uit de NEN-EN 1993-1-5 lijken het beste aan te sluiten. De stijfheidsinvloed van de verstijver kan verwerkt worden in de factor  $K_f$  en worden meegenomen om de kritische plooi kracht van het verstijfde liggerlijf te berekenen, al zijn hieraan wel beperkingen. Tot welke mate de resultaten van het verstijfde liggerlijf met de NEN-EN 1993-1-5 overeenkomen met de EEM-analyse is niet onderzocht. Benadrukt wordt dat de NEN-EN 1993-1-5 zich beperkt tot plaatplooï en mogelijk bij dicht geplaatste schotten de capaciteit overschat.

De commissie wil met klem benadrukken dat bovenstaande conclusie is gebaseerd op beperkte populatie proeven. Het is niet mogelijk om op basis van deze resultaten generieke conclusies of rekenregels te verkrijgen. De conclusies en aanbevelingen in dit document dienen met dien verstande te zijn gelezen.

## 8 BEVINDINGEN EN SAMENVATTING

Er is een berekening per situatie en per misstand nodig om een conclusie te kunnen trekken over de invloed van een misstand of missen van een verstijver om een gaffeloplegging te krijgen. De getallen in dit hoofdstuk dienen om inzicht in de gebruikte werkmethode te geven. Ze zijn niet toepasbaar voor het omschrijven van een algemene regel. Daarvoor is de variatie in percentages te groot.

Een berekening van een verkeerde positie van een verstijver ter plaatse van de oplegging is te benaderen door een berekening uit te voeren met een ligger in 2d schaalelementen. Daarmee kan een procentuele afname van het theoretisch kritisch kipmoment berekend worden.

Bij relatief korte overspanningen van balken is de invloed van een verkeerd geplaatste verstijver groot. Daarop dient men in de uitvoering extra alert te zijn. Bij relatief grote overspanningen neemt deze invloed sterk af.

De grootte van het overstek, de positie van een verstijver t.o.v. de oplegging en wel of niet aanwezig zijn van gaffelschotten geven bij de berekende overspanningslengtes verschillende resultaten. Er is een invloed waarneembaar. Er kan uit de resultaten geen harde conclusie getrokken worden met betrekking tot de invloed en afname in percentages voor een misstand of missen van een schot. Dit dient per situatie beoordeeld te worden.

Voor bronvermelding zie literatuurlijst.

## 9 NASCHRIFT

Naar aanleiding van de presentatie van de groene versie d.d. 24-01-2023 zijn de volgende vragen gesteld, waarop de commissie hieronder reageert:

1. Wordt door het opstellen van ons addendum de bouw duurder?

*ANTWOORD:*

Ten aanzien van materiaalverbruik/kosten kan gesteld worden dat het addendum een nauwkeurigere berekeningsmethode voor het berekenen van krachtsinleiders/verstijvers en de berekeningen van onderslagen biedt. Dit kan in sommige gevallen leiden tot minder materiaalverbruik. Gerealiseerd moet worden dat het in eerste instantie tot wat hogere engineeringkosten zal leiden, deze laatste kunnen in de loop van de tijd ook afnemen aangezien bepaalde zaken ook geautomatiseerd kunnen worden. Uiteindelijk dient ook de directe arbeid (uitvoering buiten) in dit verhaal meegenomen te worden, bijvoorbeeld minder schotten/verstijvers lassen heeft een positief effect op de arbeidskosten. Een eenduidig antwoord op deze basisvraag is niet te formuleren, geadviseerd wordt om dit per projectsituatie te beschouwen/ af te wegen.

2. Er zijn verschillende uitkomsten tussen de rekensoftware. Wat is hierin “de juiste”?

*ANTWOORD:*

Algemeen geldt dat er op voorhand geen “juiste” rekensoftware aan te wijzen is, elke softwarepakket heeft zijn sterke en minder sterke punten in bepaalde situaties/ configuraties. Het is aan de constructeur om een afweging te maken of een bepaald softwarepakket toereikend is voor zijn projectspecifieke beschouwing. In tabelvorm wordt bij 0 het vergelijk gepresenteerd tussen elk softwarepakket, onder de tabel wordt een toelichting gegeven middels opmerkingen. We gaan ervan uit dat hiermee bovenstaande vraag afdoende is beantwoord.

3. Bepaling vooruitbuiging  $v_{0m}$  tbv imperfecties : de factor 2/3 is deze afkomstig uit de EC ?

*ANTWOORD:*

Nee, deze factor is afkomstig van Rubstahl artikel 2-2012 en vindt zijn oorsprong in DIN 18800.

Hieruit volgt dat bij gebruik van een elastische rekenmethodiek de berekende vooruitbuiging met een factor 2/3 mag worden vermenigvuldigd/verminderd ten opzichte van een plastische rekenmethodiek. De vooruitbuiging wordt normaliter bepaald cfm tabel 5.1 NEN-EN-1993-1 kolom “elastische berekening”, hiervan is in dit geval afgeweken om de aansluiting te houden met de berekeningsmethodiek uit het Rubstahl-artikel waarvan ook een berekeningsvoorbeeld middels HEB1000 is bijgevoegd.

4. Addendum komt dwingend over? Wordt dit dadelijk de norm?

*ANTWOORD:*

Het addendum is een aanvulling op het studierapport D07-2. In dit addendum is onderzoek gedaan naar de mogelijkheden om de onbeantwoorde vragen uit de D07-2 te kunnen berekenen en toetsen en kan dus worden gebruikt als een vorm van naslagwerk.

Het is geenszins de bedoeling dit addendum als verplichte rekenmethode, maar meer als een leidraad en uitbreiding te zien om de genoemde vraagstukken te kunnen toetsen volgens de vigerende normen.

5. Zijdelingse uitbuiging van een profiel. Welke eisen worden hieraan gesteld? Verticaal is  $1/400 \cdot L$ . Welke limiet moeten we horizontaal hanteren?

*ANTWOORD:*

Voor zijdelingse uitbuiging zijn momenteel geen normatieve eisen ten aanzien van vervorming vastgelegd. Ook de huidige verticale doorbuigingseisen die gehanteerd worden in de D07 :  $1/400 \cdot L$  met max 50mm hebben geen normatieve grondslag echter zijn in het leven geroepen om scheurvorming in de beton boven doorlopende steunpunten te voorkomen. Dit is een aanbevolen waarde. In basis is er voor een statisch bepaalde ligger op twee steunpunten geen

doorbuigingsbeperking vastgelegd, in praktijk wordt hier echter wel de 1/400L en max. 50mm voor gehanteerd.

Andere optie is om naast de horizontale uitbuiging een maximale toelaatbare rotatie mee te nemen, echter normatief is hier niets over vastgelegd. Er worden wel waarden in de literatuur genoemd  $\phi < 0,3$  rad (ULS toetsing) en een bepaalde maximale rotatie "twist" van 2 graden (SLS toetsing). Zie SCI P385.

Daarnaast zal altijd meegenomen dienen te worden wat de effecten van de vervormingen zijn op de definitieve constructie (toelaatbare toleranties). Indien blijkt dat eerdergenoemde doorbuigingseisen hier niet op aansluiten dan zullen deze dienen te worden bijgesteld (verscherpt).



## LITERATUURLIJST

- [1] Eurocode 3 EN 1993-1-1:2011: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen
- [2] Eurocode 3 EN 1993-1-5:2012: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-5: Constructieve plaatvelden
- [3] Publicatie SBR B27-2: 1981  
"Kipstabiliteit van stalen onderslagen"
- [4] Studie:  
Bruins, R.H.J., Snijder, H.H., Steenbergen, H.M.G.M., Hoenderkamp, J.C.D.: "Kipstabiliteit van stalen liggers met kipsteunen".
- [5] JRC Scientific and Technical reports: 2007  
"commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "plated structural elements"
- [6] Tata Steel / SCI publicatie P385: 2011  
"Designs of steel beams in torsion"
- [7] SCI: 2009  
"Beam under combined bending and torsion"
- [8] RUBSTAHLBERICHT 2-2002:  
"Bemessung von Trägern unter Biegung und Torsion nach Th.II Ordnung"
- [9] Publicatie Stahlbau 73: 2004  
"Vereinfachter Nachweis für I- und U-Träger beansprucht durch doppelte Biegung und Torsion"
- [10] Engineering journal; American institute of steel construction; vol.14. PP98-107.
- [11] Johansson, B. e.o. *Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated Structural Elements"*, JRC European commission, 2007, pp 74 - 91
- [12] Weyer, U, Uhlendahl, J, Zichner, T, Küchler, M, : Traglasten von Trägern aus Stahlwalzprofilen unter Berücksichtigung nicht zentrierter Auflagersteifen, Der Prüflingenieur, oktober 2002
- [13] RMBS 2000 "Richtlijnen voor de toepassing van metalen beplating als schijfconstructie 2004"
- [14] Staalprofielen (over)spannend staal deel 5 Staalbouwkundig genootschap
- [15] Beitrag zur vereinfachten Bemessung von stabilitätsgefährdeten Stahlstäben mit offenen Profilen unter Quer- und Torsionsbelastung. Vorgelegt von Diplom-Ingenieur Torsten Glitsch aus Berlin

Gebuijkte (reken-)software:

- SCIA Engineer 20.0.3019
- Office 365 – Excel
- AxisVM X6
- Mathcad
- RFEM
- Word
- Technosoft

# Bijlagen

<b>BIJLAGE A. HOOFDSTUK 3 CONTROLE KIPSTABILITEIT MET HET EFFECT VAN SCHIJFWERKING .....</b>	<b>43</b>
<b>BIJLAGE B. HOOFDSTUK 4 COMBINATIE DUBBELE BUIGING MET TORSIE .....</b>	<b>44</b>
B.1    INVLOED TORSIE OP KIP – REKENMETHODIEKEN – DEEL 1 .....	44
B.2    INVLOED TORSIE OP KIP – REKENMETHODIEKEN – DEEL 2 .....	52
B.3    WRINGING HE1000B; LIGGER OP TWEE STEUNPUNTEN MET GAFFELOPLEGGINGEN $L_{TH}=10,00M$ .....	59
B.4    WRINGING HE1000B; LIGGER OP TWEE STEUNPUNTEN MET GAFFELOPLEGGINGEN $L_{TH}=15,00M$ .....	60
<b>BIJLAGE C. HOOFDSTUK 5 ZIJDELINGSE VERVORMING ONDERSLAG .....</b>	<b>61</b>
C.1    INVLOED AFRONDINGSSTRALEN OP TORSIESTIJFHEID .....	61
C.2    BELASTINGEN .....	62
C.3    BELASTINGCOMBINATIES.....	66
<b>BIJLAGE D. HOOFDSTUK 5 SCIA BEREKENING ONDERSLAG HEB1000 .....</b>	<b>67</b>
D.1    KNOPEN .....	67
D.2    STAVEN .....	67
D.3    2D-ELEMENTEN .....	67
D.4    2D-ELEMENTEN INTERNE RANDEN .....	67
D.5    ONDERSTEUNINGEN OP 2D ELEMENTRANDEN.....	68
D.6    BELASTINGGEVALLEN .....	68
D.6.1    Belastinggevallen – BG1.....	68
D.6.2    Belastinggevallen – BG2.....	68
D.6.3    Belastinggevallen – BG3.....	69
D.6.4    Belastinggevallen – BG5.....	71
D.6.5    Belastinggevallen – BG7.....	72
D.6.6    Belastinggevallen – BG8.....	73
D.7    COMBINATIES.....	74
D.8    NIET-LINEAIRE COMBINATIES .....	74
D.9    STABILITEITSCOMBINATIES .....	75
D.10    ONDERSLAG ONDER 2,5% VERK LINEAIR.....	75
D.10.1    3D verplaatsing; $u_y$ .....	75
D.10.2    3D verplaatsing; $U_{total}$ .....	76
D.10.3    3D verplaatsing; $\varphi_x$ .....	76
D.11    HOOFDSTUK.....	77
D.11.1    3D verplaatsing; $u_y$ .....	77
D.11.2    3D verplaatsing; $U_{total}$ .....	77
D.11.3    3D verplaatsing; $\varphi_x$ .....	78
D.11.4    3D verplaatsing; $U_y$ .....	78
D.11.5    3D verplaatsing; $U_{total}$ .....	79
D.11.6    3D verplaatsing; $\varphi_x$ .....	79
D.12    OPLEGREACTIES PER BG .....	80
D.12.1    Resultante van reacties BG1 .....	80
D.12.2    Resultante van reacties BG2 .....	80
D.12.3    Resultante van reacties BG3 .....	80

D.12.4	Resultante van reacties BG5` .....	80
D.12.5	Resultante van reacties BG7 .....	80
D.12.6	Resultante van reacties BG8 .....	81
D.13	OPLEGREACTIES PER BC.....	81
D.13.1	Resultante van reacties.....	81
D.13.2	Resultante van reacties.....	81
D.13.3	Resultante van reacties.....	81
D.14	SPANNINGEN.....	82
D.14.1	2D-spanning/ -rek; $\sigma_x$ + veldmidden .....	82
D.14.2	2D-spanning/ -rek; $\sigma_x$ + nabij oplegging.....	82
D.14.3	2D-spanning/ -rek; $\sigma_x$ + veldmidden .....	83
D.14.4	2D-spanning/ -rek; $\sigma_x$ + nabij oplegging.....	83
D.14.5	2D-spanning/ -rek; $t_{xy}$ + veldmidden .....	84
D.14.6	2D-spanning/ -rek; $t_{xy}$ + veldmidden .....	84
D.14.7	2D-spanning/ -rek; $t_{xy}$ + veldmidden .....	85
D.14.8	2D-spanning/ -rek; $t_{xy}$ + nabij oplegging.....	86
D.14.9	Spanningen elastisch; geometrisch niet-lineaire berekening.....	87
<b>BIJLAGE E. HOOFDSTUK 5 BEREKENING ONDERSLAG HE1000B AXISVM EN RFEM .....</b>		<b>88</b>
E.1	AXISVM BEREKENING.....	88
E.1.1	Belastingsgevallen.....	88
E.1.2	Belastingcombinaties .....	90
E.1.3	Vervorming.....	91
E.1.4	Spanningen.....	94
E.2	BEREKENING RFEM .....	95
E.2.1	Belastingsgevallen.....	95
E.2.2	Belastingcombinaties .....	98
E.2.3	Vervorming.....	99
E.2.4	Spanningen.....	102
<b>BIJLAGE F. HOOFDSTUK 5 VOORBEELDBEREKENINGEN .....</b>		<b>103</b>
F.1.1	9.1 Tweede-orde berekening onderslag HE 1000B met 50% van het stortgewicht.....	103
F.1.2	9.2 Tweede orde berekening onderslag HE 1000B met 100% van het stortgewicht.....	107
<b>BIJLAGE G. HOOFDSTUK 6 EN 7 .....</b>		<b>110</b>
G.1	BEREKENING AXISVM STAAFMODEL.AXS .....	110
G.2	BEREKENING TECHNOSOFT KIPMOMENT .....	120
G.3	HEB400 L=8 CENTRISCH SCHOT.AXS .....	125
G.4	RESULTATEN .....	133
G.5	RESULTATEN .....	134
G.6	RESULTATEN .....	135
G.7	REKENVOORBEELD DEELVRAAG 1.....	136
G.7.1	Methode 1:.....	137
G.7.2	Methode 2.....	139
G.7.3	Methode 3.....	141
G.8	REKENVOORBEELD DEELVRAAG 2.....	143
G.8.1	Toetingsmethode 1.....	143
G.8.2	Toetsingsmethode 2.....	144
G.8.3	Toetingsmethode 3.....	146
G.8.4	Rekenvoorbeeld deelvraag 3.....	148

## BIJLAGE A. HOOFDSTUK 3

### CONTROLE KIPSTABILITEIT MET HET EFFECT VAN SCHIJFWERKING

#### Controle kipstabiliteit:

Remmende effect van kinderbinten aan kipstabiliteit van de onderslagbalk.

De benodigde kracht voor verhindering van kip is de grootste van de 1% van knikkraft of 0,5% van flenscapaciteit.

Drukkraft in boven flens van onderslagbalk:

$$N_{flens,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_y} * A_{flens} = \frac{1485 * 10^6}{12895 * 10^3} * (300 * 36) * 10^{-3} = 1244 \text{ KN}$$

$$N_{flens,Rd} = A_{flens} * f_y = (300 * 36) * 235 * 10^{-3} = 2538 \text{ KN}$$

Zijdelingse steun benodigd is de grootste van:

$$N_{st,Ed} = 0,01 * 1244 = 12,4 \text{ KN}$$

$$N_{st,Ed} = 0,005 * 2538 = \mathbf{12,7} \text{ KN (maatgevend)}$$

Reactie van kinderbinten h.o.h. 300mm

$$R = 0,30 * q_v * 1,0 = 0,30 * 53,9 * 1,0 = 16,2 \text{ KN}$$

Wrijvingscoëfficiënt van hout/staal  $\mu = 0,25$

$$\text{Meewerkende kraft per kinderbint} = 0,25 * 16,2 = 4,0 \text{ KN}$$

$$\text{Aantal kinderbinten benodigd} = 12,7 / 4,0 = 3,2 \rightarrow 4 \text{ st. kinderbinten}$$

Ongesteund lengte  $L_{st} = 4 * 300 = 1200 \text{ mm}$ , dus controle van kip op  $L_{kip} = L_{st} = 1200 \text{ mm}$

Onderslagbalk HEB1000 voldoet aan de kipstabiliteit **zonder kipsteun!**

❖ In berekening voorbeeld was de ongesteunde lengte (*Bij het toepassen van een kipsteun in het midden van de liggers*)  $L_{st} = (L_g / 2) = 7500 \text{ mm}$

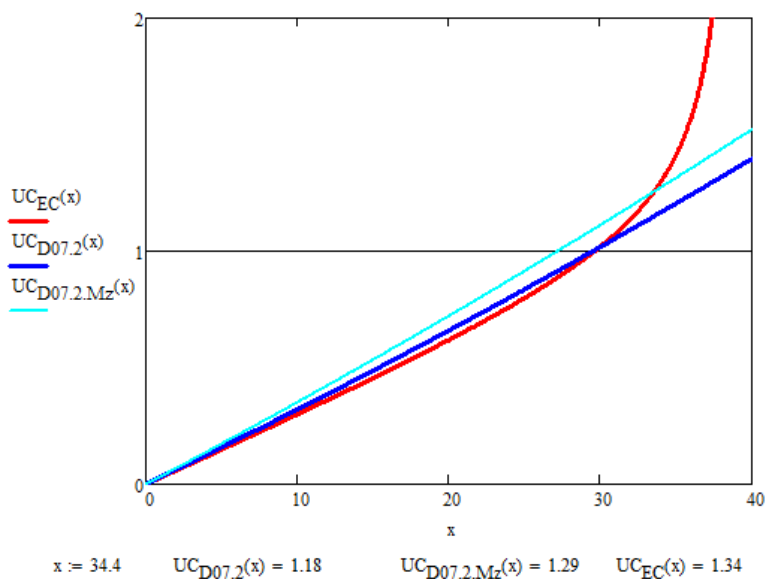
# BIJLAGE B. HOOFDSTUK 4 COMBINATIE DUBBELE BUIGING MET TORSIE

## B.1 INVLOED TORSIE OP KIP – REKENMETHODIEKEN – DEEL 1

De rekenmethode conform Stubeco D07-2 H8.2 is vergeleken met de rekenmethode uit de Eurocode (NEN-EN 1993-6 bijlage A).

Uit een voorbeeld berekening komt een vergelijk tussen de methoden. Uitkomst van dit vergelijk is dat de UC conform D07-2 gelijk is aan 1,18, terwijl deze volgens de EC-methode gelijk zou zijn aan 1,34..

Echter blijkt ook dat de UC van de EC-methode exponentieel stijgt (nadat deze groter is dan 1,0), terwijl deze tot aan een UC van 1,0 is nagenoeg lineair stijgt. Hierdoor geeft het grote verschil tussen de UC's een vertekend beeld. Zie ook onderstaande grafiek (Rood = EC-methode, Blauw = D07 methode en Cyaan = D07 methode + spanningen tgv Mz (deze lijkt achterwege gelaten te zijn).



Figuur 18

Aanvullend is er ook bekeken wat de invloed is van meer of minder horizontale belasting/torsie op de verhouding tussen de verschillende formules. Er is gevarieerd in het percentage horizontale belasting en torsie op basis van de verticale belasting (in D07-2 is deze 3%). Er is gevarieerd met 0,3%, 3%, 10% en 30%.

Er zijn twee liggervarianten bekeken:

- HEB1000 (S235), L=15m;
- HEB600 (S235), L=12m.

De grafieken die bij deze berekeningen horen, zijn onderstaand weergegeven. De conclusie is:

- Bij lage horizontale belasting/torsie (0,3% en 3%) is het verschil tussen de D07-2-methode en EC-methode minimaal;
  - Dit is nader bevestigd door een voorbeeldberekening;
- Bij hogere horizontale belasting/torsie (10% en 30%) is het verschil tussen de twee methodes noemenswaardig, in het voordeel van de EC-methode;
  - D07-methode is dus conservatief (verschil van 10% tot wel bijna 30%);
- Het toevoegen van de spanningen uit Mz aan de D07-2-methode leidt tot te conservatieve resultaten t.o.v. de EC-methode.

**Project: ..**  
**Onderdeel: ..**

Groene velden gelden als **invoerveld**

**Eigenschappen constructiestaal**

$f_{y,d} := 235 \cdot \text{MPa}$	$f_u := 360 \cdot \text{MPa}$	$\gamma_{M1} := 1$	volgens tabel 3.1 van NEN-EN 1993-1-1+C2:2011
$E_s := 2.10 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$	$\nu := 0.3$	$G_s := \frac{E_s}{2(1 + \nu)} = 80769 \cdot \text{MPa}$	volgens artikel 3.2.6 van NEN-EN 1993-1-1+C2:2011

**Profieldoorsnede**

Profiel naam: **P<sub>1</sub> := "HE1000B"**

**Profielgegevens**

Liggerhoogte :	$h = 1000.0 \cdot \text{mm}$	Lijfdikte :	$t_w = 19.0 \cdot \text{mm}$
Ligger breedte :	$b = 300.0 \cdot \text{mm}$	Flensdikte :	$t_f = 36.0 \cdot \text{mm}$
Oppervlak :	$A = 40.00 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$		
Weerstandsmoment :	$W_{y,el} = 12.89 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$	$W_{z,el} = 1085051.3 \cdot \text{mm}^3$	
Torsietraagheid :	$I_t = 12.7 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$	$M_{y,Rd} := W_{y,el} \cdot f_{y,d} = 3030.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	
Welvingsconstante :	$I_{wa} = 37.6 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^6$	$M_{z,Rd} := W_{z,el} \cdot f_{y,d} = 255.0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	
$L_1 := 15\text{m}$	$I_f := \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b^3 = 81000000.0 \cdot \text{mm}^4$	$T_{w,Rd} := \left( \frac{1}{6} \cdot t_f \cdot b^2 \right) \cdot (h - t_f) \cdot f_{y,d} = 122.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$	

$q_{v,Ed} := \frac{34.4 \text{kN}}{\text{m}}$	$m_{x,1,Ed} := 0 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$
$q_{h,Ed} := 3\% \cdot q_{v,Ed} = 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$e_s := 10\text{mm}$
$M_{y,Ed} := \frac{1}{8} \cdot q_{v,Ed} \cdot L_1^2 = 967.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	$m_{x,2,Ed} := e_s \cdot q_{v,Ed} = 0.34 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$
$M_{z,Ed} := \frac{1}{8} \cdot q_{h,Ed} \cdot L_1^2 = 29.0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	$h_s := 50\text{mm}$
$d_1 := \sqrt{\frac{E_s \cdot I_{wa}}{G_s \cdot I_t}} = 2779.0 \cdot \text{mm}$	$m_{x,3,Ed} := 3\% \cdot q_{v,Ed} \cdot \left( \frac{1}{2} h + h_s \right) = 0.57 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$
$X_1 := \frac{L_1}{d_1} = 5.4$	$m_{x,4,Ed} := \frac{q_{v,Ed}}{\text{m}} \cdot e_s \cdot \left[ \frac{(q_{h,Ed} \cdot L_1^4)}{2 \cdot E_s \cdot I_f} \right] = 0.53 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$
$A_1 := \frac{1}{X_1^2} \cdot \left[ 1 - \frac{\cosh(0)}{\cosh\left(\frac{X_1}{2}\right)} \right] \cdot 2 = 0.059$	$m_{x,Ed} := m_{x,1,Ed} + m_{x,2,Ed} + m_{x,3,Ed} + m_{x,4,Ed} = 1.44 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$
$M_{x,Ed} := \frac{1}{2} \cdot L_1 \cdot m_{x,Ed} = 10.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	$T_{w,Ed} := A_1 \cdot L_1 \cdot M_{x,Ed} = 9.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$

**Kiptoets, conform artikel 6.3.2 van NEN-EN 1993-1-1+C2:2011/NB:2011 met bijlage D**

**Gegevens voor kip**

$$L_g := 15000 \text{ mm}$$

lengte van de staaf tussen de gaffels

$$L_{st} := 15000 \text{ mm}$$

ongesteunde lengte tussen twee gaffels, één gaffel en één kipsteun of twee kipsteunen

$$C_1 := 1.13$$

factor voor invloed van aard van de belasting

$$C_2 := -0.45 \cdot \frac{\left(\frac{h}{2} + h_s\right)}{\left(\frac{h - t_f}{2}\right)} = -0.513$$

(Beide C's volgens tabel NB.6 van NEN-EN 1993-1-1+C2:2011/NB:2011)

factor voor invloed van hoogte aangrijpingspunt

► C1 en C2 - waarden tabel NB.6

► Reductiefactor

Artikel D.4.3 - Coëfficiënt C tbv belastingvorm en aangrijpingspunt

$$k_{red} = 1.0 \quad \beta := 1$$

$$L_{kip} := \min \left[ \max \left[ [1.4 - (0.8 \cdot \beta)] \cdot L_{st}, L_{st} \right], L_g \right]$$

$$L_{kip} = 15000 \text{ mm}$$

$$S := \sqrt{\frac{E_s \cdot I_{wa}}{G_s \cdot I_t}}$$

$$S = 2779.0 \text{ mm}$$

$$C := \frac{\pi \cdot C_1 \cdot L_g}{L_{kip}} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot S^2}{L_{kip}^2} \cdot (C_2^2 + 1) + \frac{\pi \cdot C_2 \cdot S}{L_{kip}}}$$

$$C = 3.181$$

Artikel D.4.2 - Algemene formule voor kritisch elastisch kippmoment

$$M_{cr} := k_{red} \cdot \frac{C}{L_g} \cdot \sqrt{E_s \cdot I_z \cdot G_s \cdot I_t}$$

$$M_{cr} = 1254 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Artikel 6.3.2.2 - Kipkrommen

$$\lambda_{LT,0} := 0.4 \quad \beta_1 := 0.75 \quad k_c := 0.94$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{y,el} \cdot f_{y,d}}{M_{cr}}} = 1.554 \quad \Phi_{LT} := 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta_1 \cdot \lambda_{LT}^2 \right] = 1.689$$

$$f := 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[ 1 - 2 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2 \right] = 1.00$$

$$\text{Reductiefactor } \chi: \quad \chi_{LT} := \min \left( 1.0, \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta_1 \cdot \lambda_{LT}^2}}, \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \right) = 0.369 \quad \chi_{LT,mod} := \min \left( 1, \frac{\chi_{LT}}{f} \right) = 0.37$$

**Artikel 6.3.2.1 - Kipweerstand**

$$M_{b,Rd} := \chi_{LT,mod} \cdot \frac{W_{y,el} \cdot f_{y,d}}{\gamma_{M1}} = 1114.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$UC_{6.3.2} := \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.87$$

### Spanningen volgens D07

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \cdot f_{y,d} = 75.0 \cdot \text{MPa} \quad \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \cdot f_{y,d} = 26.7 \cdot \text{MPa} \quad \frac{T_{w,Ed}}{T_{w,Rd}} \cdot f_{y,d} = 18.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{tot}} := \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} + \frac{T_{w,Ed}}{T_{w,Rd}} \right) \cdot f_{y,d} = 120.3 \cdot \text{MPa}$$

### Toetsing volgens D07

$$F_{f,Ed} := \frac{m_x \cdot Ed}{(h - t_f)} = 1.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad M_{f,Ed} := \frac{1}{8} \cdot F_{f,Ed} \cdot L_1^2 = 42.0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$k_{yy} := .95 \quad k_{yz} := .95 \quad k_{zz} := .95 \quad k_{zy} := 1$$

$$M_{c,z,Rd} := \frac{1}{2} \cdot W_{z,el} \cdot f_{y,d} = 127.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$UC_{D07.1} := k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{f,Ed}}{M_{c,z,Rd}} = 1.14$$

$$UC_{D07.2} := k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{f,Ed}}{M_{c,z,Rd}} = 1.18$$

### Toevoegen van Mz geeft

$$UC_{D07} := \max(UC_{D07.1}, UC_{D07.2}) = 1.18$$

$$UC_{D07.1.Mz} := k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \cdot \left( \frac{M_{f,Ed}}{M_{c,z,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right) = 1.25$$

$$UC_{D07.2.Mz} := k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \cdot \left( \frac{M_{f,Ed}}{M_{c,z,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right) = 1.29$$

$$UC_{D07.Mz} := \max(UC_{D07.1.Mz}, UC_{D07.2.Mz}) = 1.29$$

### Toetsing volgens NEN-EN 1993-6

$$k_w := 0.7 - 0.2 \cdot \frac{T_{w,Ed}}{T_{w,Rd}} = 0.68 \quad k_{zw} := 1 - \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.89 \quad k_{\alpha} := \frac{1}{1 - \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \right)} = 7.6 \quad C_{mz} := 0.95$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.87 \quad \frac{C_{mz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.11 \quad \frac{k_w \cdot k_{zw} \cdot k_{\alpha} \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rd}} = 0.36$$

$$UC_{EC} := \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + \frac{C_{mz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} + \frac{k_w \cdot k_{zw} \cdot k_{\alpha} \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rd}} = 1.34$$

### Totaaloverzicht

$$UC_{D07} = 1.18$$

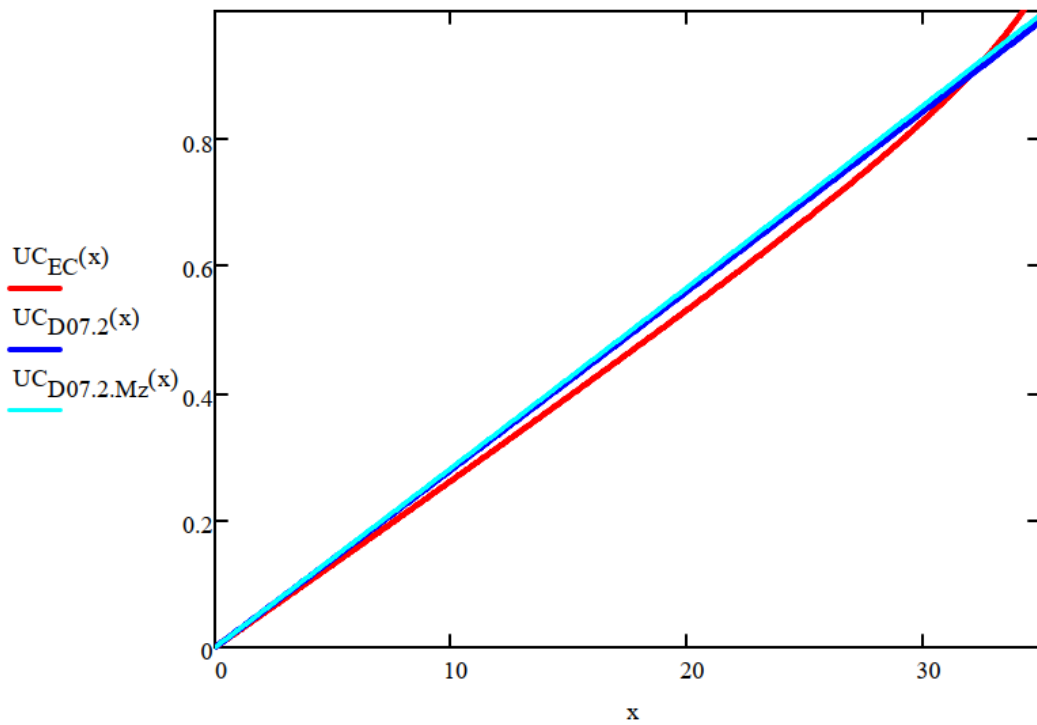
$$UC_{D07.Mz} = 1.29$$

$$UC_{EC} = 1.34$$

$$\frac{UC_{EC}}{UC_{D07}} = 1.13$$



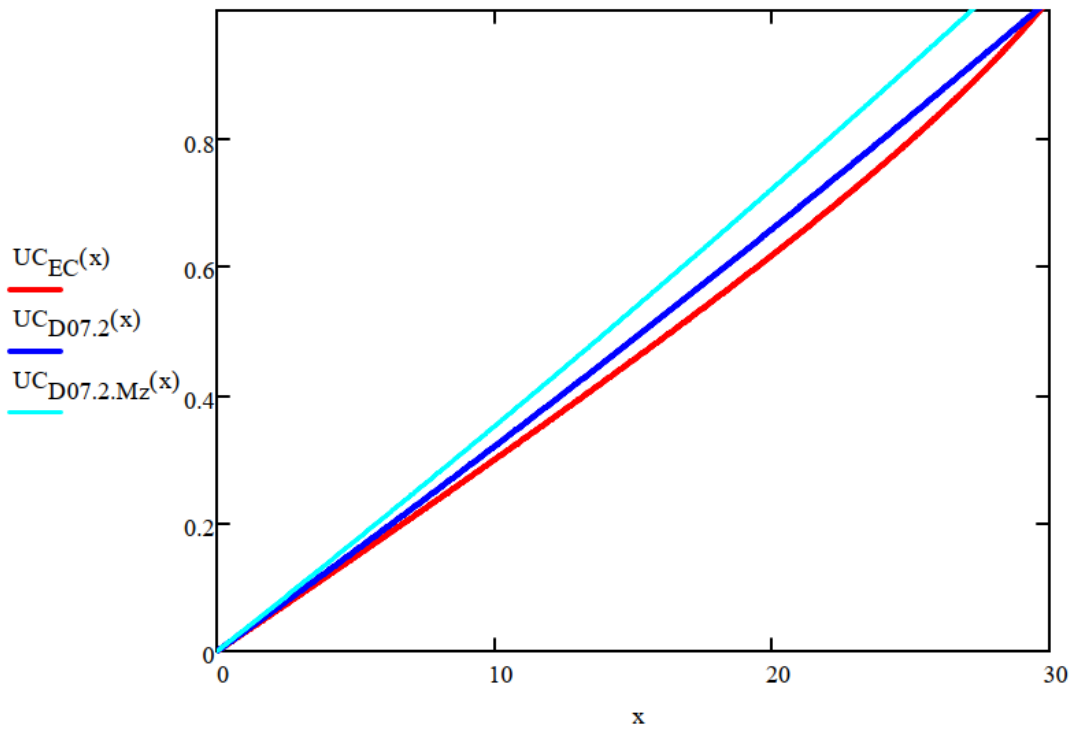
**HEB1000, L=15m, Geen verkanting, Horizontale belasting = 0,3% qv,Ed**



$x := 35 \quad UC_{D07.2}(x) = 0.98 \quad UC_{D07.2.Mz}(x) = 1.00 \quad UC_{EC}(x) = 1.04$

Figuur 19

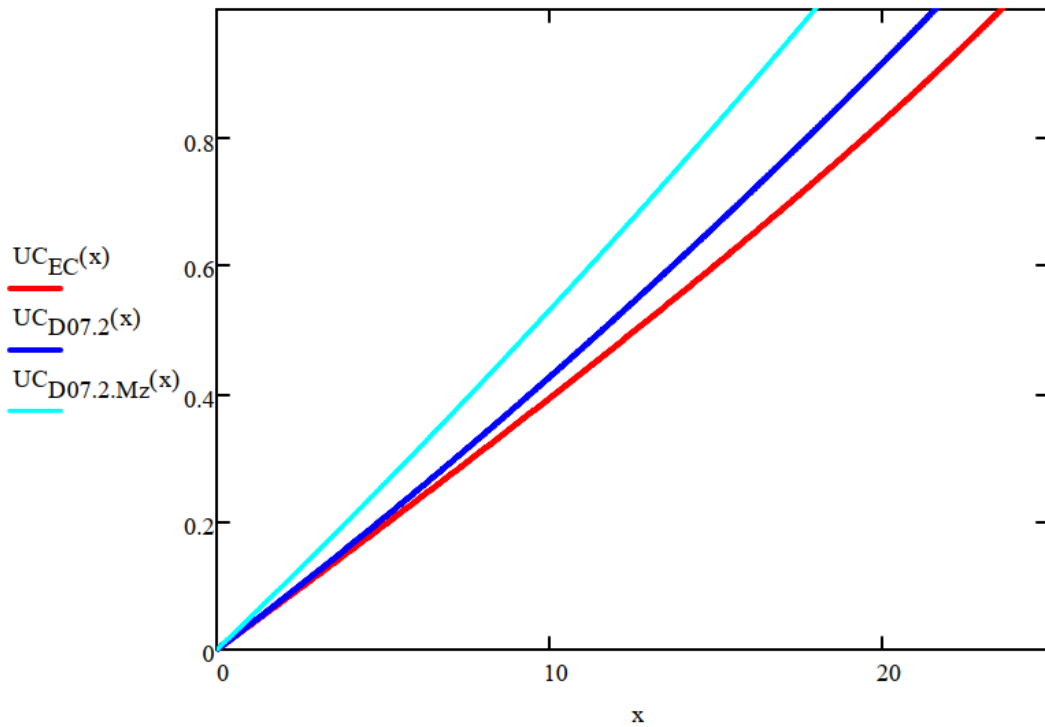
**HEB1000, L=15m, Geen verkanting, Horizontale belasting = 3% qv,Ed**



$x := 30 \quad UC_{D07.2}(x) = 1.02 \quad UC_{D07.2.Mz}(x) = 1.11 \quad UC_{EC}(x) = 1.02$

Figuur 20

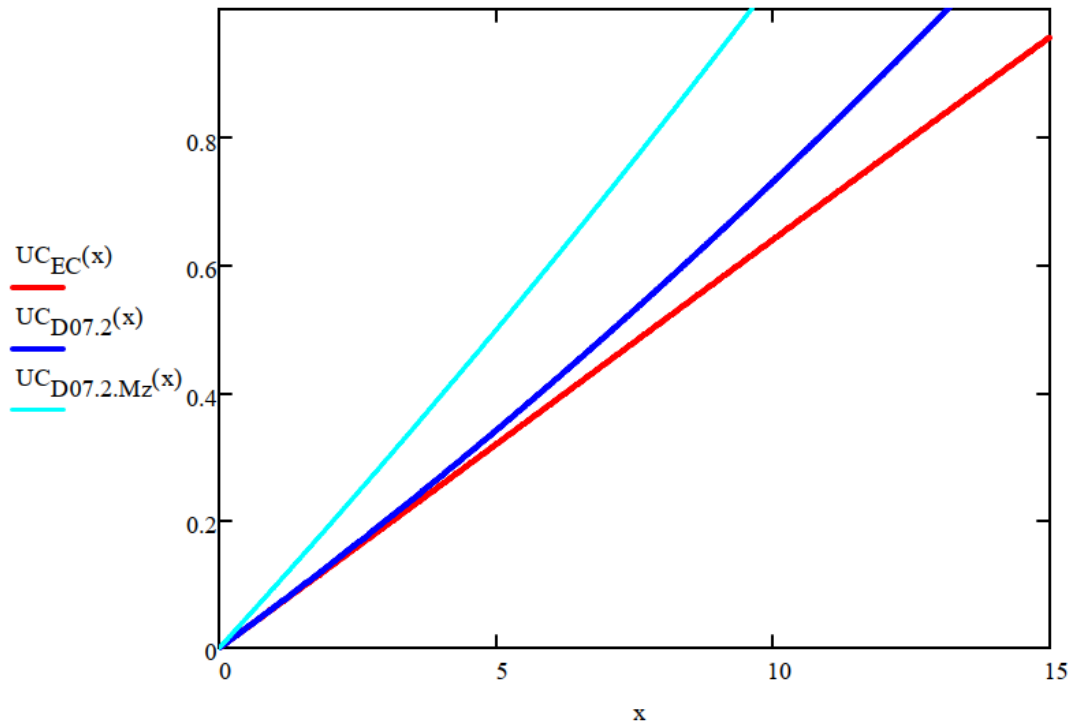
**HEB1000, L=15m, Geen verkanting, Horizontale belasting = 10%  $q_v, E_d$**



$x := 24 \quad UC_{D07.2}(x) = 1.13 \quad UC_{D07.2.Mz}(x) = 1.38 \quad UC_{EC}(x) = 1.02$

Figuur 21

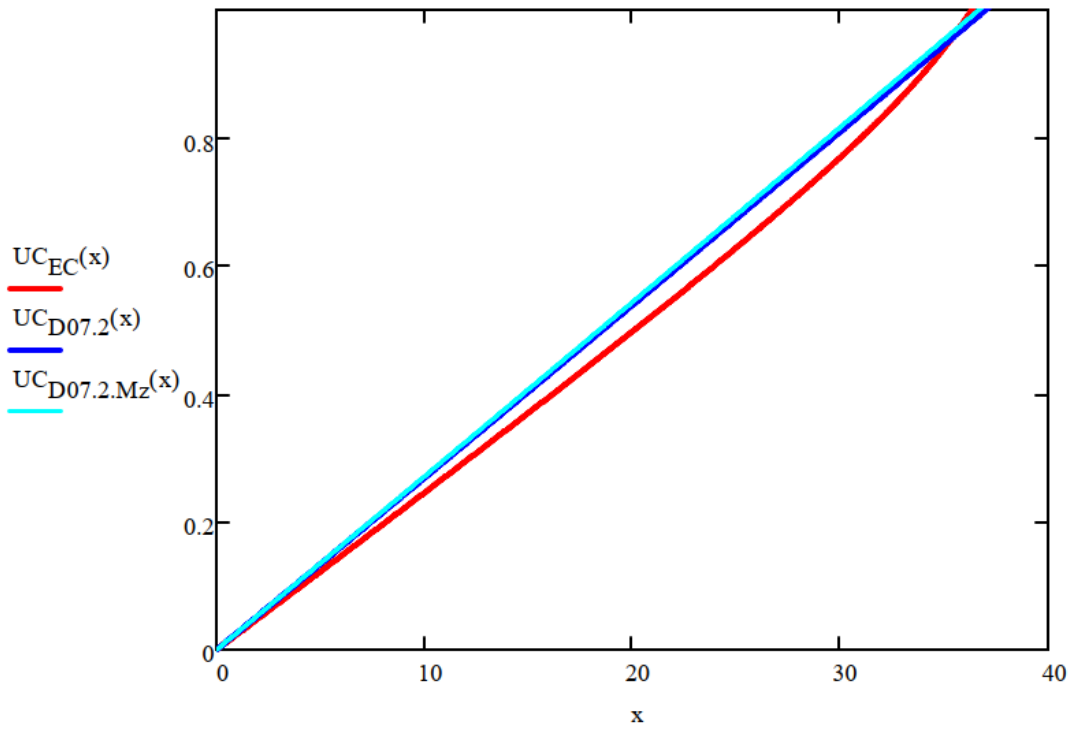
**HEB1000, L=15m, Geen verkanting, Horizontale belasting = 30%  $q_v, E_d$**



$x := 15 \quad UC_{D07.2}(x) = 1.17 \quad UC_{D07.2.Mz}(x) = 1.64 \quad UC_{EC}(x) = 0.96$

Figuur 22

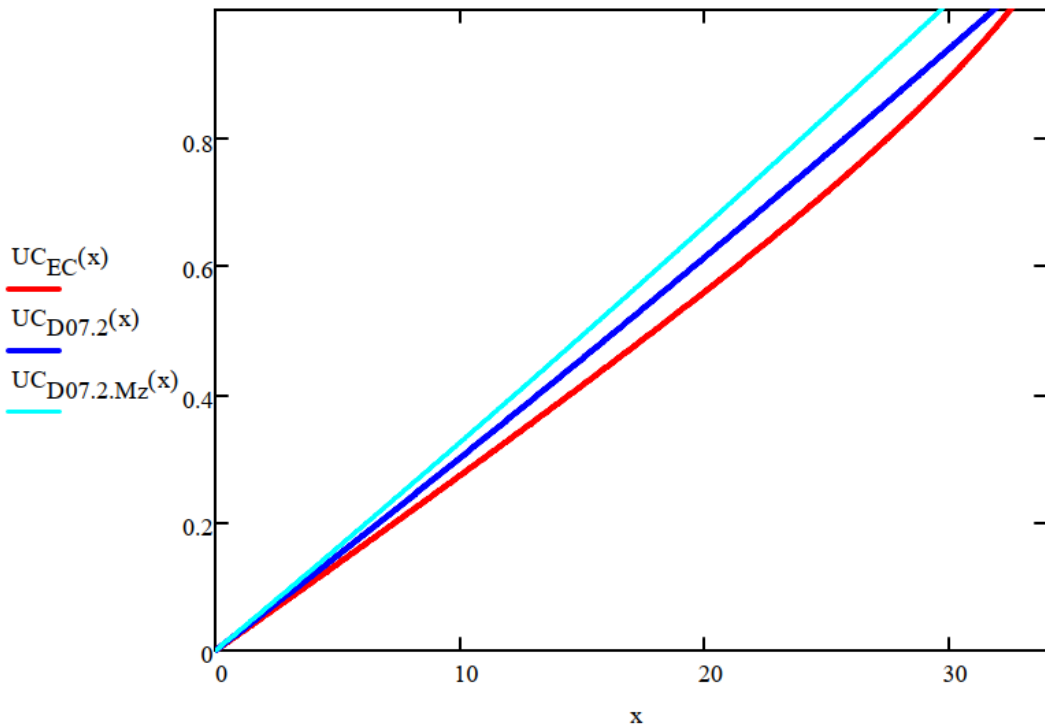
**HEB600, L=12m, Geen verkanting, Horizontale belasting = 0,3% qv,Ed**



$x := 37 \quad UC_{D07.2}(x) = 1.00 \quad UC_{D07.2.Mz}(x) = 1.01 \quad UC_{EC}(x) = 1.04$

Figuur 23

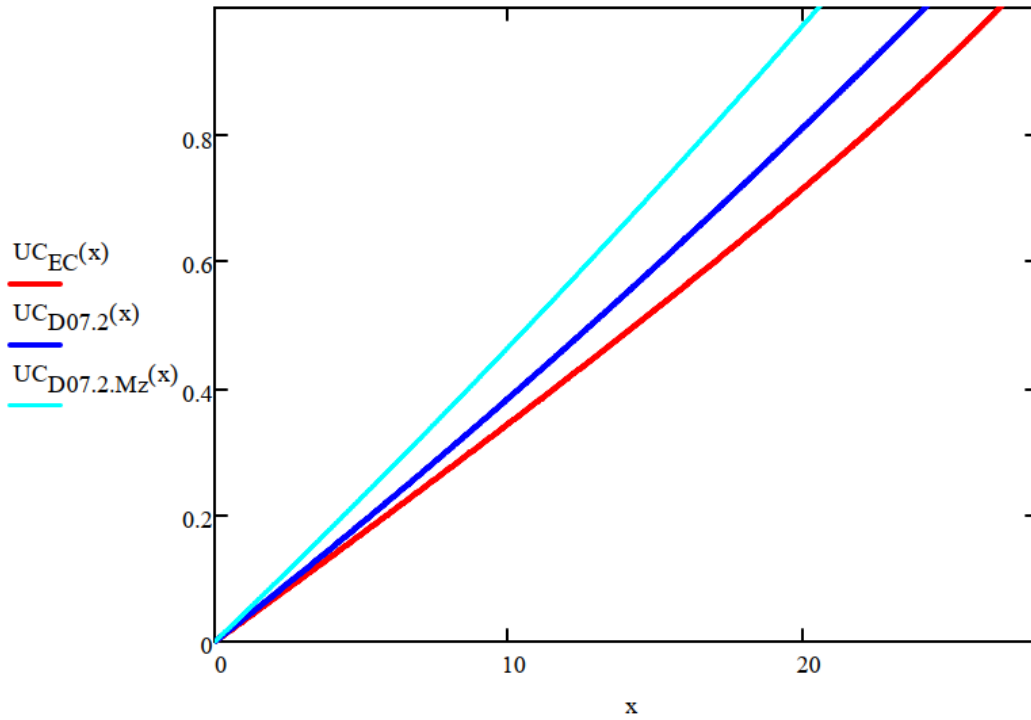
**HEB600, L=12m, Geen verkanting, Horizontale belasting = 3% qv,Ed**



$x := 33 \quad UC_{D07.2}(x) = 1.04 \quad UC_{D07.2.Mz}(x) = 1.12 \quad UC_{EC}(x) = 1.03$

Figuur 24

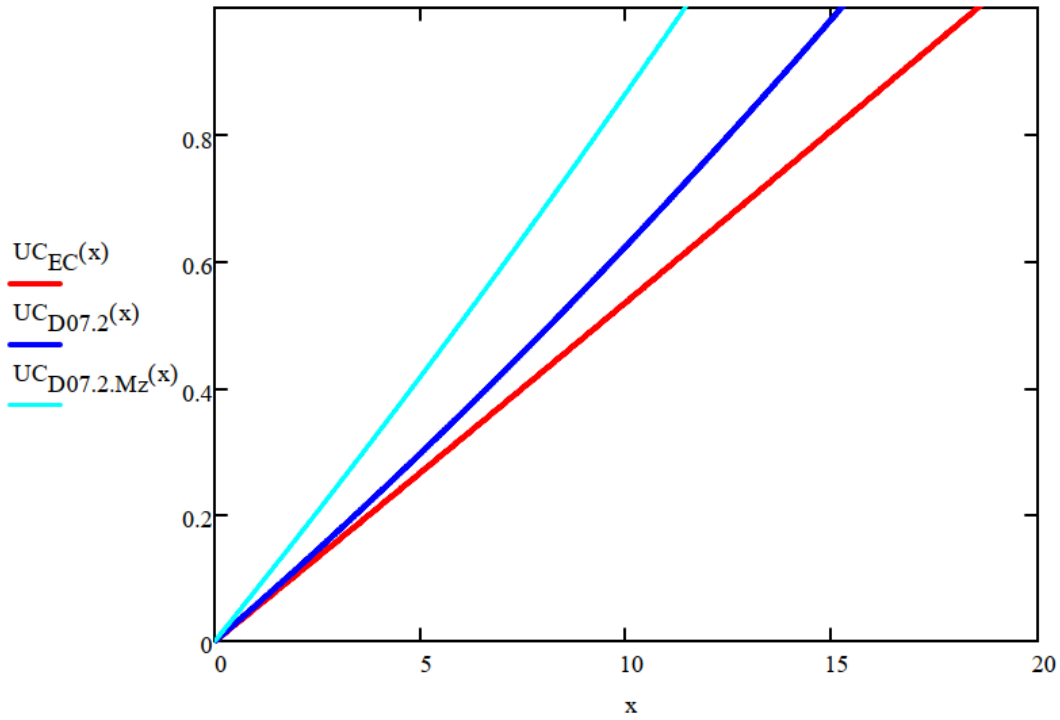
**HEB600, L=12m, Geen verkanting, Horizontale belasting = 10%  $q_v, Ed$**



$x := 27 \quad UC_{D07.2}(x) = 1.13 \quad UC_{D07.2.Mz}(x) = 1.35 \quad UC_{EC}(x) = 1.01$

Figuur 25

**HEB600, L=12m, Geen verkanting, Horizontale belasting = 30%  $q_v, Ed$**



$x := 19 \quad UC_{D07.2}(x) = 1.29 \quad UC_{D07.2.Mz}(x) = 1.75 \quad UC_{EC}(x) = 1.02$

Figuur 26

## B.2 INVLOED TORSIE OP KIP – REKENMETHODIEKEN – DEEL 2

Eerder is de rekenmethode conform Stubeco D07-2 H8.2 vergeleken met de rekenmethode uit de Eurocode (NEN-EN 1993-6 bijlage A).

Uit dit vergelijk werd de volgende conclusie getrokken:

- *Bij lage horizontale belasting/torsie (0,3% en 3%) is het verschil tussen de D07-methode en EC-methode minimaal;*
  - *Dit is nader bevestigd door een voorbeeldberekening van Johan;*
- *Bij hogere horizontale belasting/torsie (10% en 30%) is het verschil tussen de twee methodes noemenswaardig, in het voordeel van de EC-methode;*
  - *D07-2-methode is dus conservatief (verschil van 10% tot wel bijna 30%!);*
- *Het toevoegen van de spanningen uit Mz aan de D07-methode leidt tot conservatieve resultaten t.o.v. de EC-methode.*

Tijdens het overleg D07-2 Addendum ontstond de behoefte om een nader vergelijk te maken tussen liggers bij een “standaard” horizontale belasting van 3% op “standaard” typen onderslagen. Hierbij is het gewenst de uitersten van de gebruikelijke lengten van onderslagen te gebruiken.

Hier toe is er een aanvullend vergelijk gemaakt met de volgende profielen:

- HEB500;
- HEB800;
- HEB1000.

Per profieltype zijn bij een aantal slankheden de UC-waarden van elke methode (EC-methode en D07+Mz methode) bepaald, waarbij de EC-methode gelijk is gesteld aan 1,0. De volgende slankheden zijn gebruikt:

- $L = l/d = 10$ ;
- $L = l/d = 15$ ;
- $L = l/d = 20$ ;
- $L = l/d = 25$ .

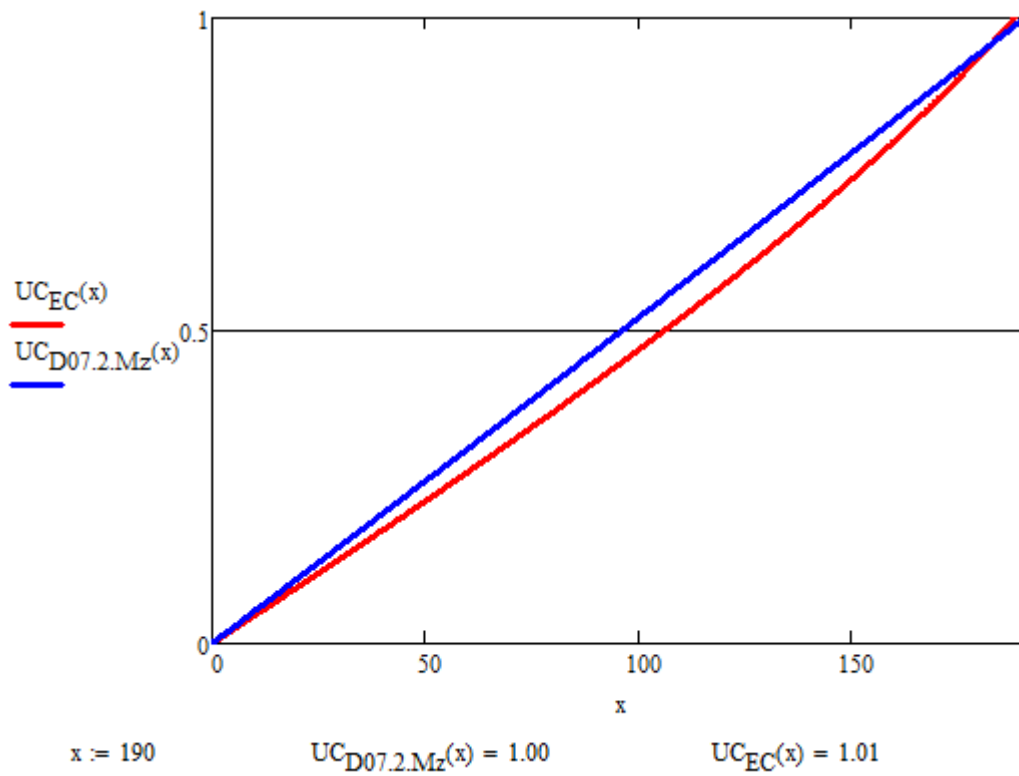
De resultaten van dit vergelijk zijn in onderstaande tabel weergegeven. De resultaten zijn ook weer uitgezet in onderstaande grafieken.

Profiel	$L = l/d = 10$			$L = l/d = 15$			$L = l/d = 20$			$L = l/d = 25$		
	EC	D07	q	EC	D07	q	EC	D07	q	EC	D07	q
	[-]	[-]	[kN/m]	[-]	[-]	[kN/m]	[-]	[-]	[kN/m]	[-]	[-]	[kN/m]
HEB500	1,01	1,00	190	1,01	1,05	79	0,99	1,08	41	0,99	1,11	24,5
HEB800	1,01	1,05	115	1,01	1,10	43	0,99	1,11	20,5	1,00	1,14	11,5
HEB1000	1,00	1,06	84	0,99	1,09	29,5	1,00	1,12	13,8	0,99	1,13	7,5

Tabel 5

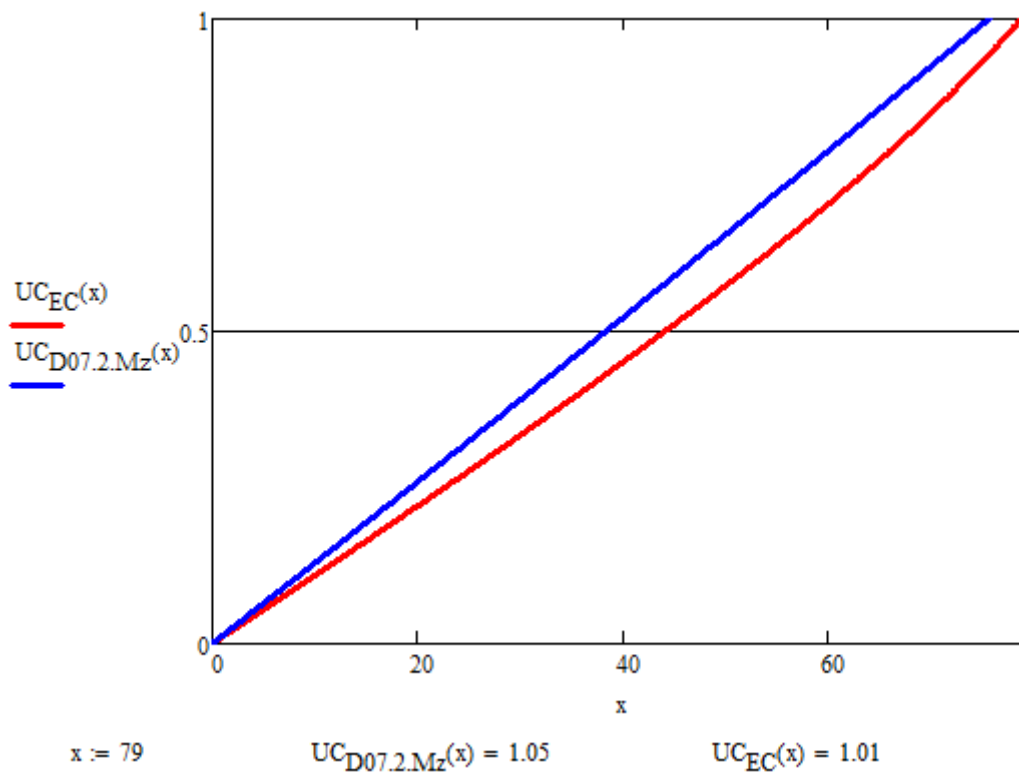
**Conclusie:** Uit het aanvullende vergelijk wordt geconcludeerd dat de D07+Mz-methode altijd een veilige berekening is. Naarmate de liggers langer worden, wordt het verschil tussen de twee methodes groter. Bij korte liggers is het verschil 0%-5%, bij lange liggers is het verschil 10%-15%.

**HEB500, L=5m (l/d = 10)**



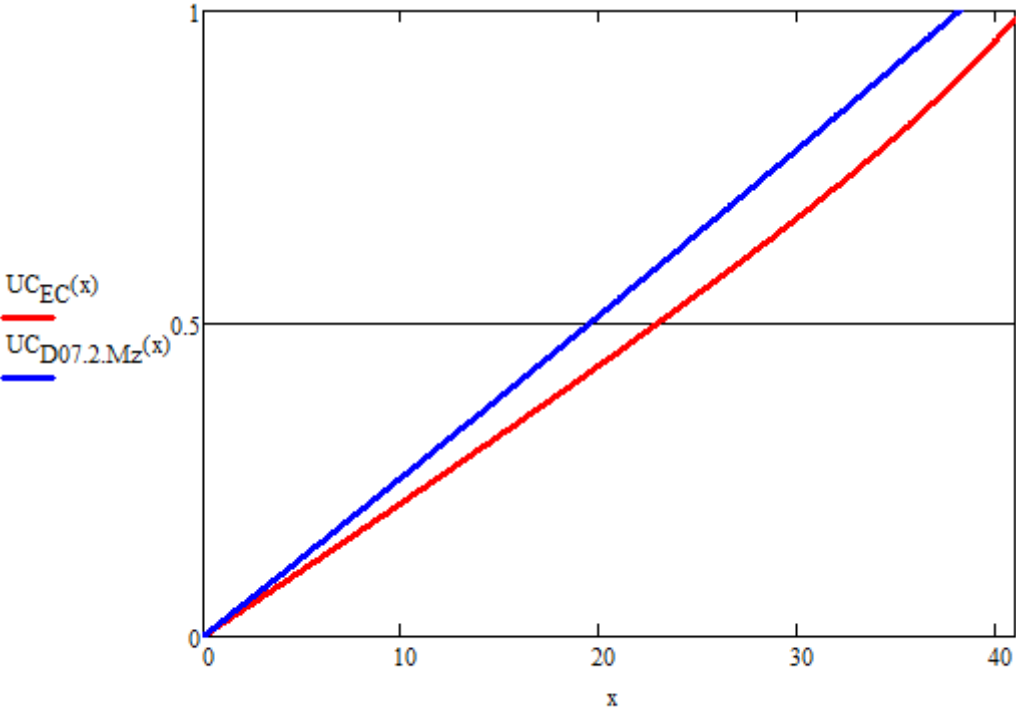
Figuur 27

**HEB500, L=7,5m (l/d = 15)**



Figuur 28

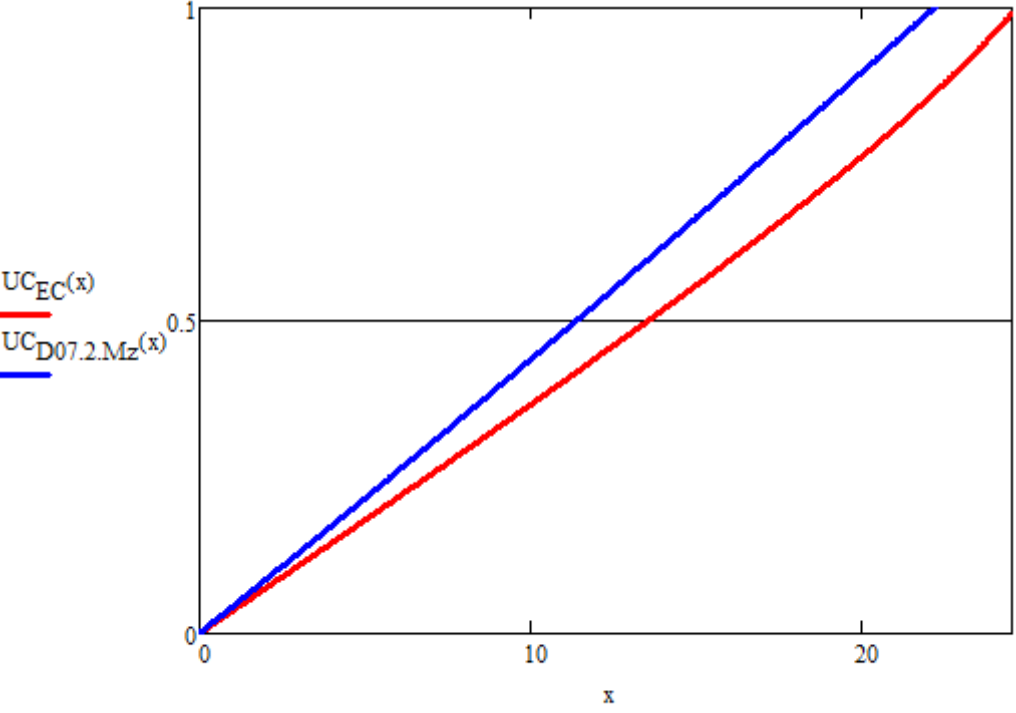
**HEB500, L=10m (l/d = 20)**



x := 41                      UC<sub>D07.2.Mz</sub>(x) = 1.08                      UC<sub>EC</sub>(x) = 0.99

Figuur 29

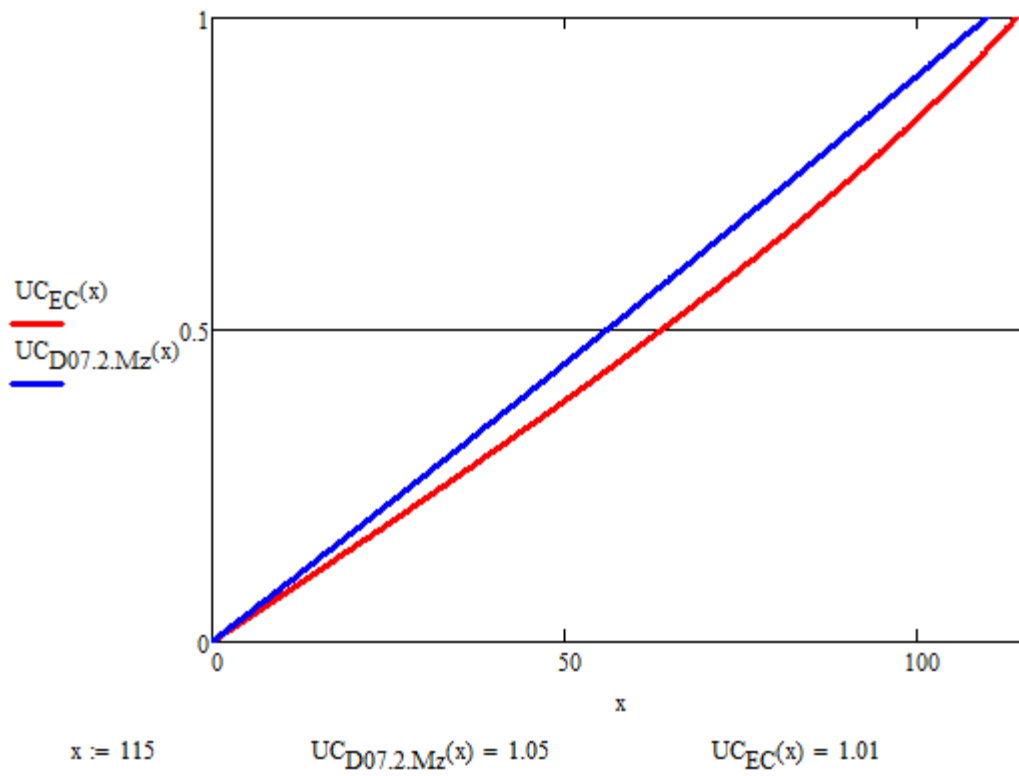
**HEB500, L=12,5m (l/d = 25)**



x := 24.5                      UC<sub>D07.2.Mz</sub>(x) = 1.11                      UC<sub>EC</sub>(x) = 0.99

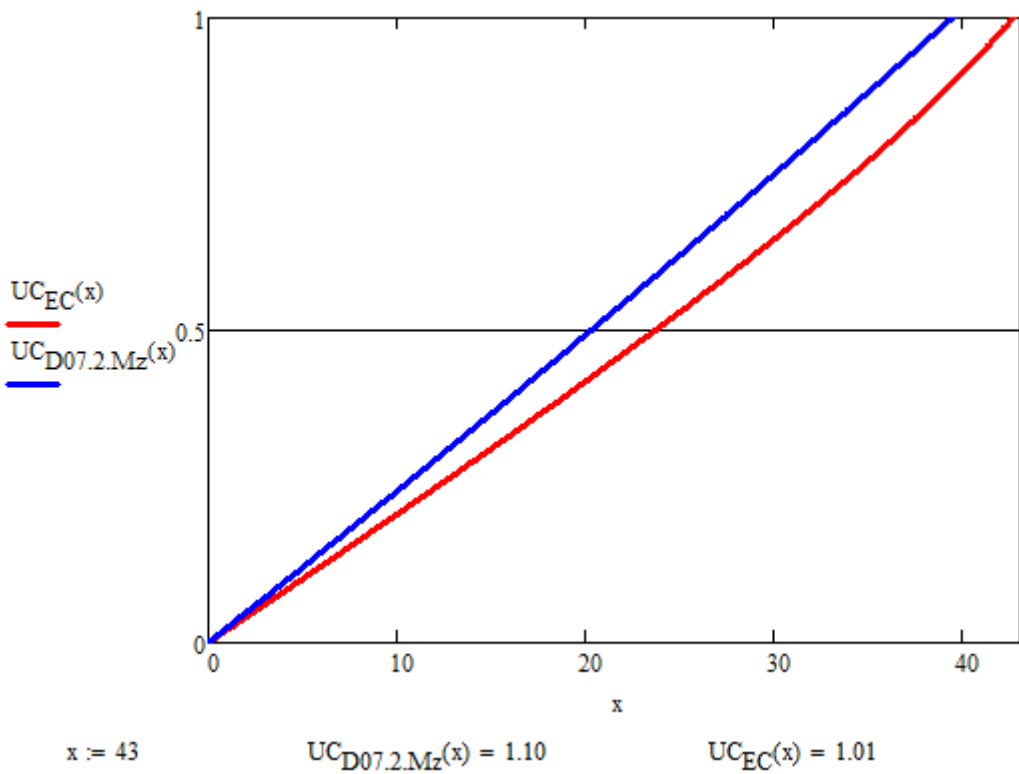
Figuur 30

**HEB800, L=8m (l/d = 10)**



Figuur 31

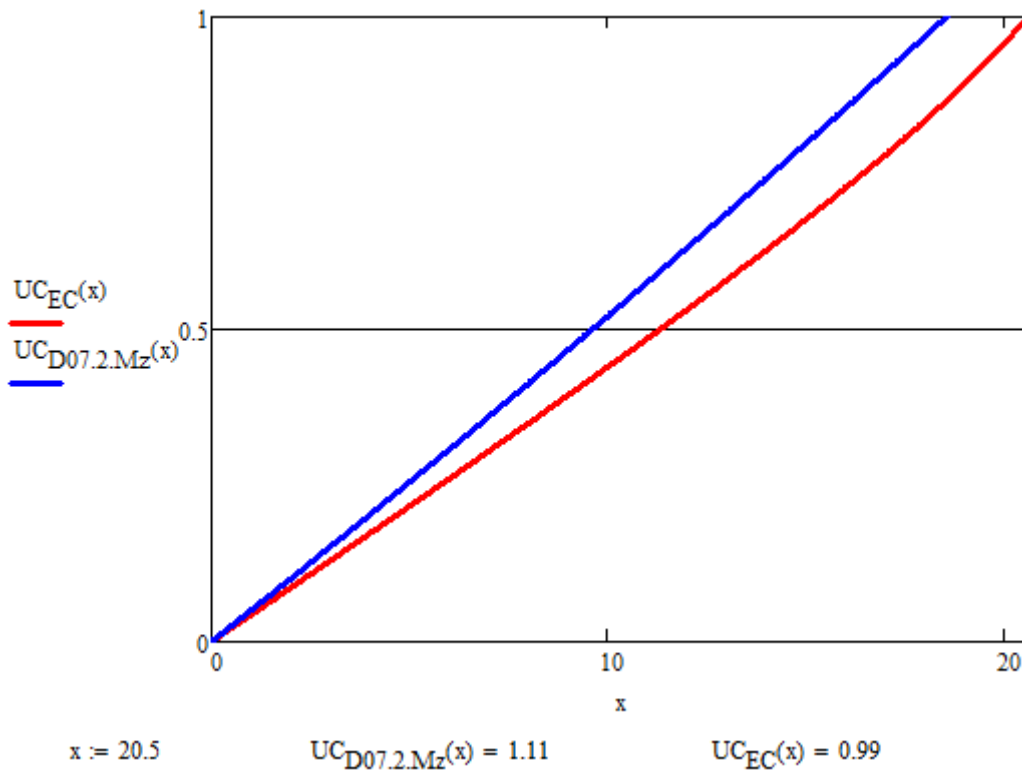
**HEB800, L=12m (l/d = 15)**



Figuur 32

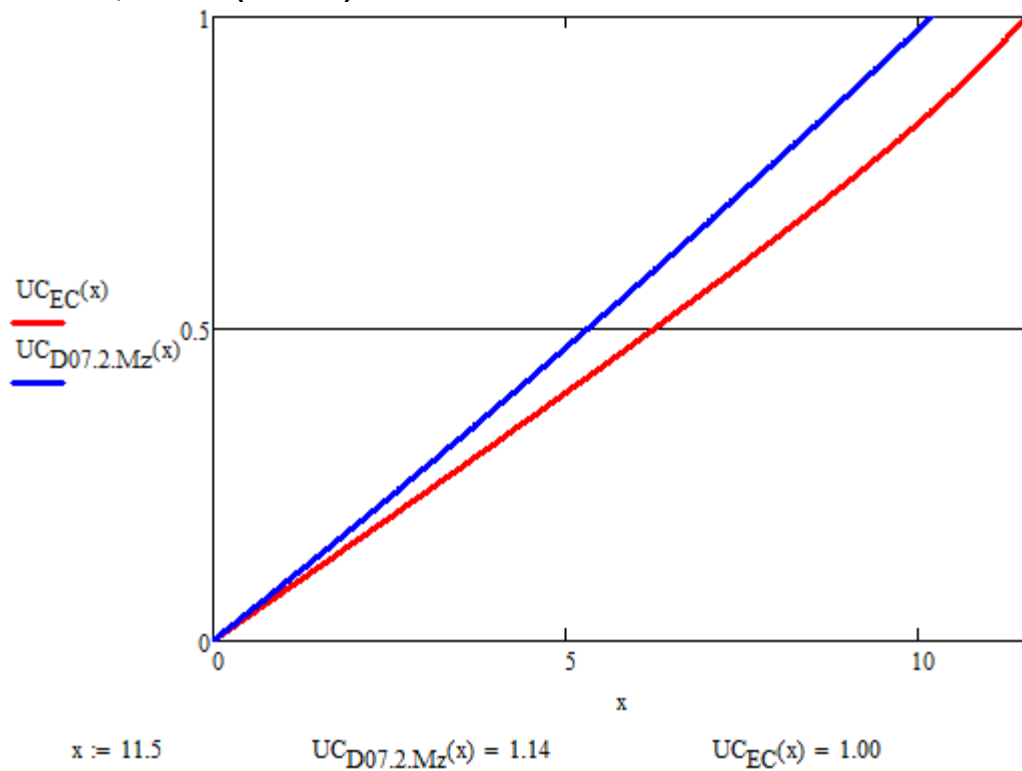


**HEB800, L=16m (l/d = 20)**



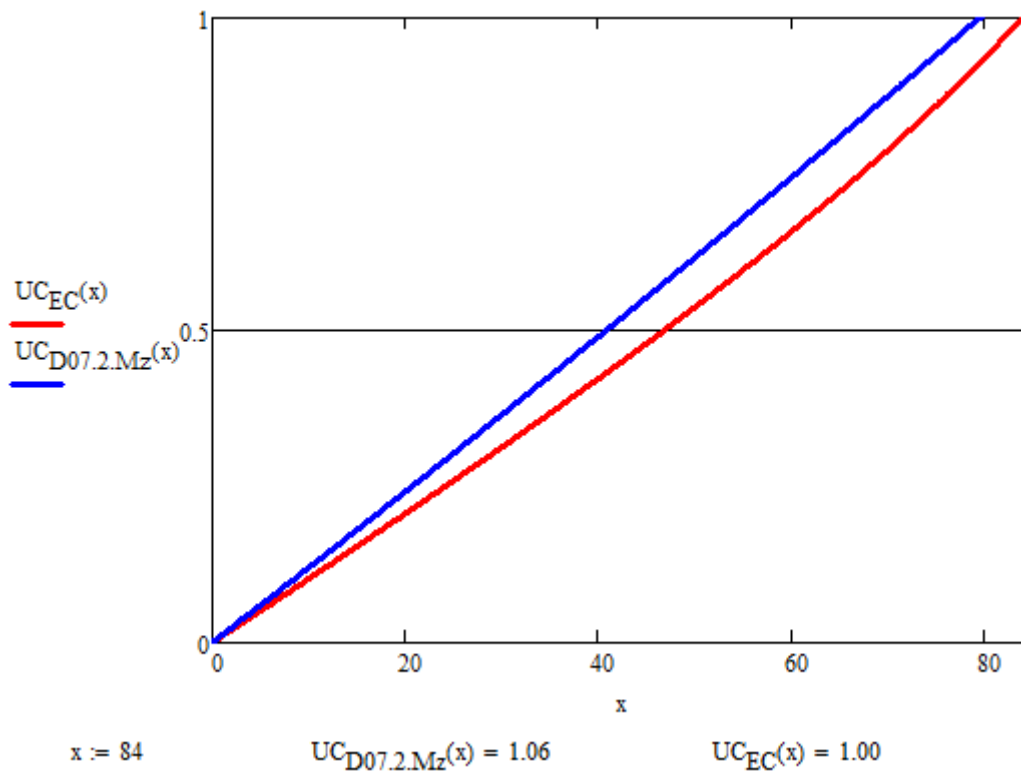
Figuur 33

**HEB800, L=20m (l/d = 25)**



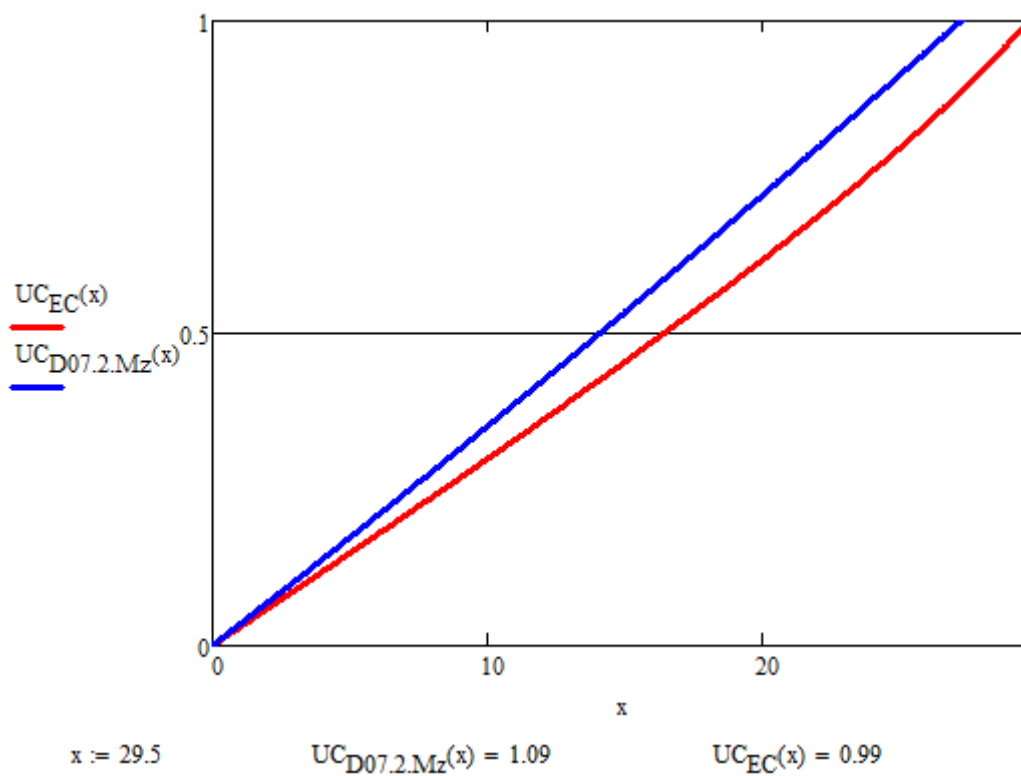
Figuur 34

**HEB1000, L=10m (l/d = 10)**



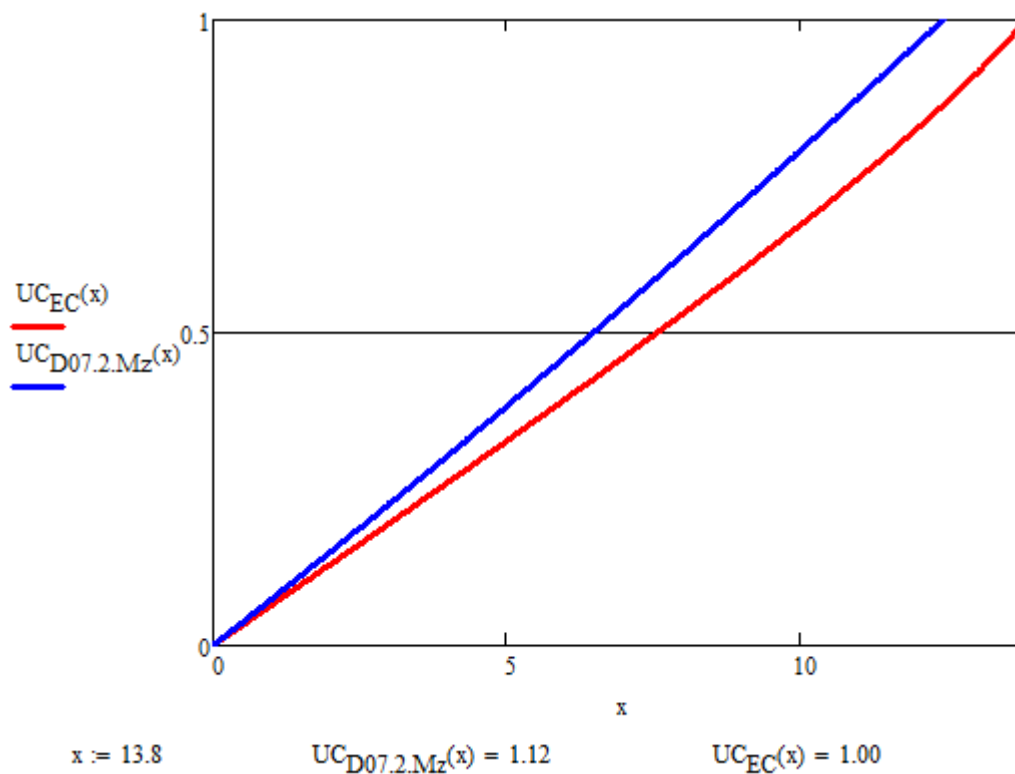
Figuur 35

**HEB1000, L=15m (l/d = 15)**



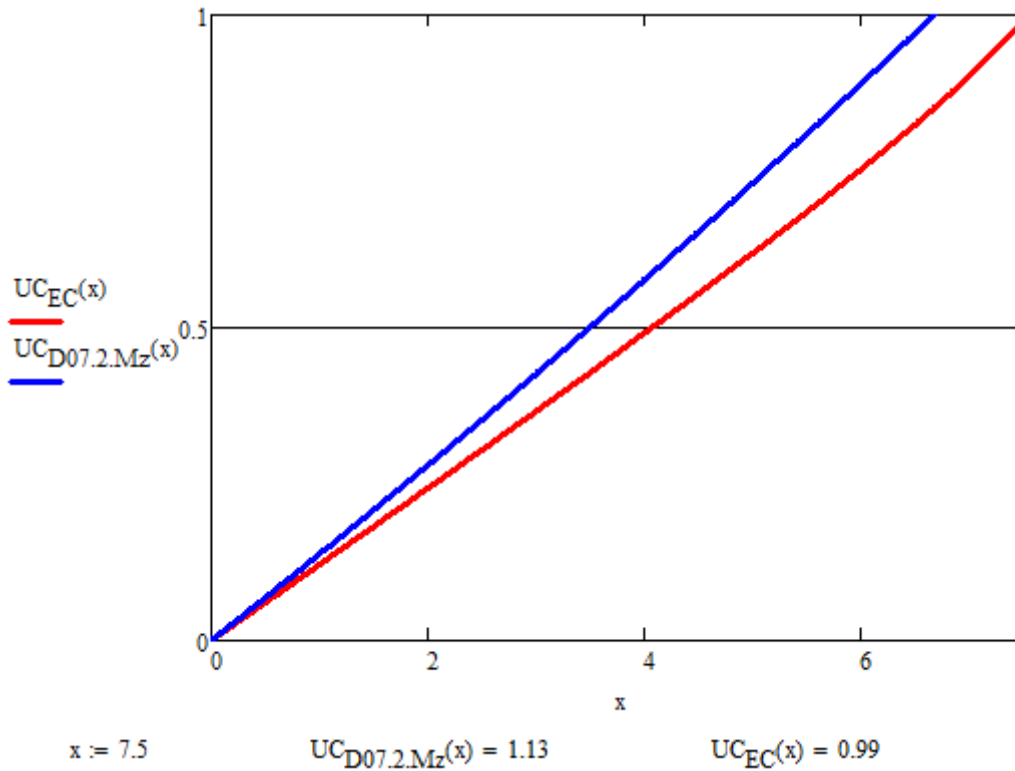
Figuur 36

**HEB1000, L=20m (l/d = 20)**



Figuur 37

**HEB1000, L=25m (l/d = 25)**



Figuur 38

## B.3 WRINGING HE1000B; LIGGER OP TWEE STEUNPUNTEN MET GAFFELOPLEGGINGEN $L_{th} = 10,00m$

**Project :** Stubeco rekenvoorbeeld  
**Onderdeel :** Lth =10,00m met alleen gelijkmatig verdeelde torsie

Profiel	HE1000B	$M_{t,Ed}$	=	14.0 [kNm]
h	= 1000 [mm].	L	=	10000 [mm]
$b_{fl}$	= 300 [mm].	$\bar{h}$	=	964.00 [mm]
$t_{fl}$	= 36 [mm].	$\lambda$	=	2790 [mm]
$t_w$	= 19 [mm].	$C_w$	=	$37636488 [mm^6 \times 10^{-6}]$
$I_z$	= $16280 [mm^4 \times 10^{-4}]$	E	=	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
$I_t$	= $1254 [mm^4 \times 10^{-4}]$	G	=	81000 [N/mm <sup>2</sup> ]
$I_w$	= $3.8E+07 [mm^6 \times 10^{-6}]$			

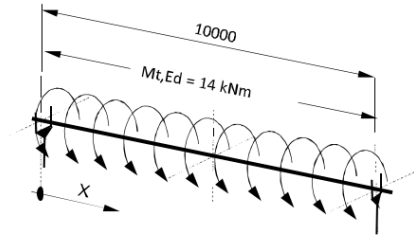


Fig. 1 Schematisering

### Formules en spanningen

$$\phi = [T \lambda^2 / (G I_T L)] \{ (xL - x^2) / 2 \lambda^2 + \cosh(x/\lambda) - \tanh(L/(2\lambda)) \cdot \sinh(x/\lambda) - 1 \}$$

$$\phi' = [T \lambda / (G I_T L)] \{ L / (2\lambda) - x/\lambda + \sinh(x/\lambda) - \tanh(L/(2\lambda)) \cdot \cosh(x/\lambda) \}$$

$$\phi'' = [T / (G I_T L)] \{ -1 + \cosh(x/\lambda) - \tanh(L/(2\lambda)) \cdot \sinh(x/\lambda) \}$$

$$\phi''' = [T / (G I_T L \lambda)] \{ \sinh(x/\lambda) - \tanh(L/(2\lambda)) \cdot \cosh(x/\lambda) \}$$

voor x= 0	$\tau_{sv,fl,max}$	=	9.49 [N/mm <sup>2</sup> ]
voor x= 0	$\tau_{sv,w,max}$	=	5.01 [N/mm <sup>2</sup> ]
voor x= 5000 mm	$\sigma_{fl,w,max}$	=	14.14 [N/mm <sup>2</sup> ]
voor x= 0	$\tau_{fl,w,max}$	=	0.53 [N/mm <sup>2</sup> ]
voor x= 0	$\tau_{fl,w,min}$	=	-0.53 [N/mm <sup>2</sup> ]

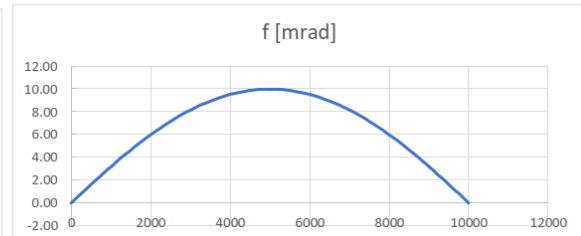
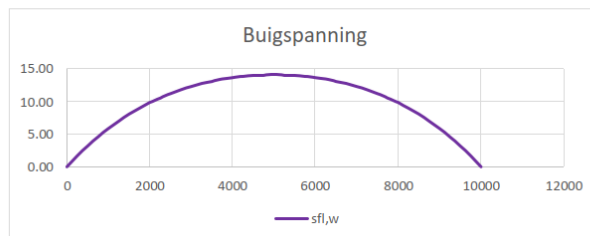
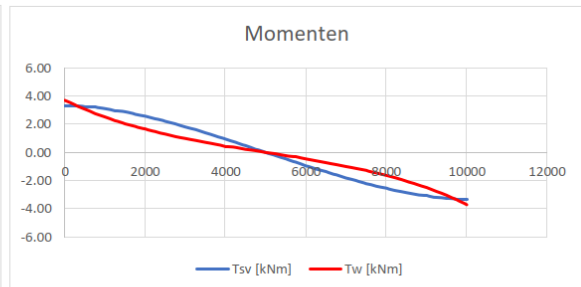
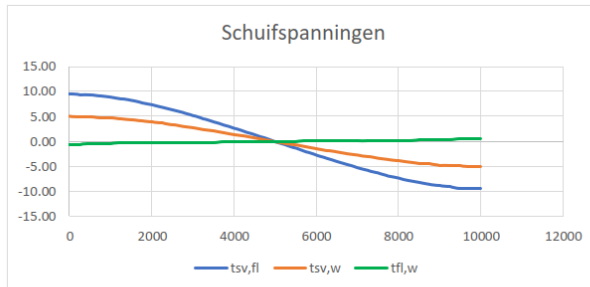
Uitvoer op: 7500 mm

Saint-Venant schuifspanning  $\tau_{fl,sv} = -6.34 [N/mm^2]$   
 $\tau_{w,sv} = -3.34 [N/mm^2]$

Spanningen uit werving  $\sigma_{fl,w} = 11.23 [N/mm^2]$   
 $\tau_{fl,w} = -0.53 [N/mm^2]$

omenten uit werving  $T_{sv} = -2.21 [kNm]$   
 $T_w = -1.29 [kNm]$   
 $B = 5.85 [kNm^2]$

### Grafieken



## B.4 WRINGING HE1000B; LIGGER OP TWEE STEUNPUNTEN MET GAFFELOPLEGGINGEN $L_{th} = 15,00m$

**Project :** Stubeco rekenvoorbeeld

**Onderdeel :**  $L_{th} = 15,00m$  met alleen gelijkmatig verdeelde torsie

Profiel	HE1000B	$M_{t,Ed}$	=	21.0 [kNm]
h	= 1000 [mm].	L	=	15000 [mm]
$b_{fl}$	= 300 [mm].	$\bar{h}$	=	964.00 [mm]
$t_{fl}$	= 36 [mm].	$\lambda$	=	2790 [mm]
$t_w$	= 19 [mm].	$C_w$	=	$37636488 [mm^6 \times 10^{-6}]$
$I_z$	= $16280 [mm^4 \times 10^{-4}]$	E	=	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
$I_t$	= $1254 [mm^4 \times 10^{-4}]$	G	=	81000 [N/mm <sup>2</sup> ]
$I_w$	= $3.8E+07 [mm^6 \times 10^{-6}]$			

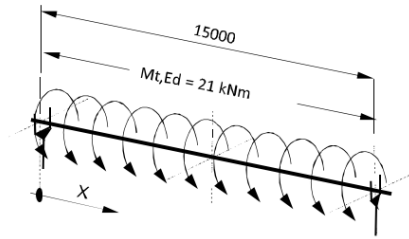


Fig. 1 Schematisering

Formules en spanningen

$$\phi = [T \lambda^2 / (G I_T L)] \{ (xL - x^2) / 2\lambda^2 + \cosh(x/\lambda) - \tanh(L/2\lambda) \cdot \sinh(x/\lambda) - 1 \}$$

$$\phi' = [T \lambda / (G I_T L)] \{ L / (2\lambda) - x/\lambda + \sinh(x/\lambda) - \tanh(L/2\lambda) \cdot \cosh(x/\lambda) \}$$

$$\phi'' = [T / (G I_T L)] \{ -1 + \cosh(x/\lambda) - \tanh(L/2\lambda) \cdot \sinh(x/\lambda) \}$$

$$\phi''' = [T / (G I_T L \lambda)] \{ \sinh(x/\lambda) - \tanh(L/2\lambda) \cdot \cosh(x/\lambda) \}$$

voor x= 0	$\tau_{sv,fl,max}$	=	19.03 [N/mm <sup>2</sup> ]
voor x= 0	$\tau_{sv,w,max}$	=	10.05 [N/mm <sup>2</sup> ]
voor x= 7500 mm	$\sigma_{fl,w,max}$	=	18.09 [N/mm <sup>2</sup> ]
voor x= 0	$\tau_{fl,w,max}$	=	0.56 [N/mm <sup>2</sup> ]
voor x= 0	$\tau_{fl,w,min}$	=	-0.56 [N/mm <sup>2</sup> ]

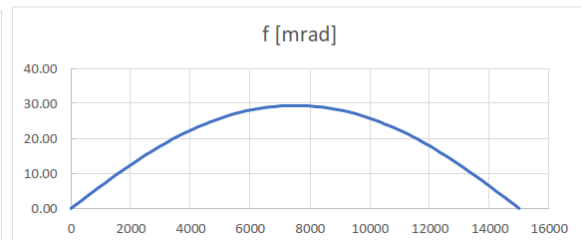
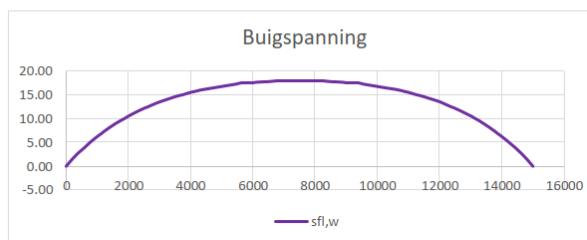
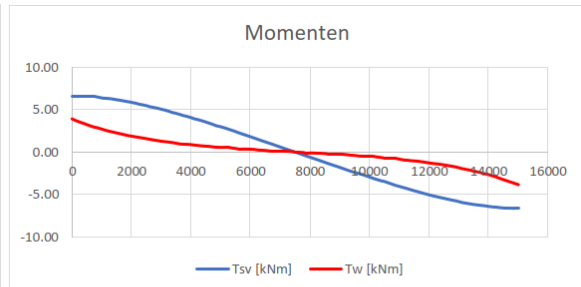
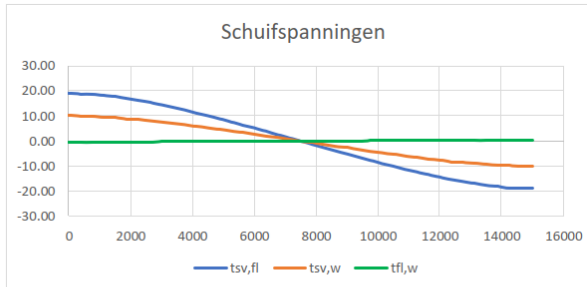
Uitvoer op: 7500 mm

Saint-Venant schuifspanning  $\tau_{fl,sv} = 0.00 [N/mm^2]$   
 $\tau_{w,sv} = 0.00 [N/mm^2]$

Spanningen uit wrijving  $\sigma_{fl,w} = 18.09 [N/mm^2]$   
 $\tau_{fl,w} = -0.56 [N/mm^2]$

omenten uit wrijving  $T_{sv} = 0.00 [kNm]$   
 $T_w = 0.00 [kNm]$   
 $B = 9.42 [kNm^2]$

Grafieken



# BIJLAGE C. HOOFDSTUK 5 ZIJDELINGSE VERVORMING ONDERSLAG

## C.1 INVLOED AFRONDINGSSTRALEN OP TORSIESTIJFHEID

heb1000

E	210000 N/mm <sup>2</sup>	
A	40000 mm <sup>2</sup>	
I <sub>t</sub>	12540000 mm <sup>4</sup>	a
I <sub>wa</sub>	37640000000000 mm <sup>6</sup>	
G	80769 N/mm <sup>2</sup>	
I <sub>t,cirkel</sub>		
I <sub>t,plaatprofiel (=scia)</sub>		
C <sub>w</sub>	37636488000000 mm <sup>6</sup>	100% aandeel afrondingsstralen minimaal
t <sub>flens</sub>	36 mm	
t <sub>lijf</sub>	19 mm	
b	300 mm	
h	1000 mm	

**Samenstellen I<sub>t,plaatprofiel</sub>**

bovenflens	si <sup>11</sup> /3/3 (1/3 geldt bij langwerpige rechthoekige doorsnede b/tff= 300/36=8,33)	4665600 mm <sup>4</sup>		incl discretisatiefout scia (kruising flens/lijf teveel)
lijf		2121717 mm <sup>4</sup>		
onderflens		4665600 mm <sup>4</sup>		bron dictaat Hoogenboom
		<u>11452917 mm<sup>4</sup></u>	b	<u>11535225</u>
				100,7%

Verschiil tussen plaatprofiel en werkelijk heb1000

1087082,667 mm<sup>4</sup> (a-b)

9% percentage te weinig in rek gebracht

er wordt zowel aan de boven- als aan de onderzijde een cirkelvormige staaf toegevoegd dus 9%/2 gelijkgesteld aan  $0,5 \cdot \pi \cdot r^4$  levert r

aandeel per cirkel

543541,3333

r

24,25 mm

d=

48,5 mm

Staaft met d=48,5mm ingevoerd in SCIA

Discretisatiefout

in het model is materiaal dubbel gemodelleerd, wat is het aandeel hiervan minimaal

Voor bovenstaande doorsnedegrootheden zie [14]

## C.2 BELASTINGEN

Onderstaand rekenvoorbeeld komt uit D07

### 8.1.1 Gegevens en uitgangspunten

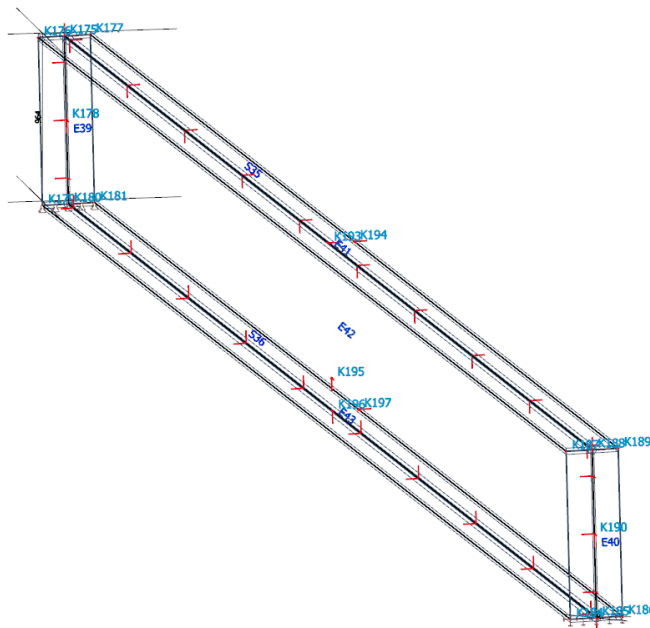
Overspanning	: $L_{th} = 15,00\text{m}$
Vloer dikte	: $h_b = 1,20\text{m}$
Profielafm. onderlagen	: HEB1000 h.o.h. 1,00m
Verkanting	: 2,5%
Berekening volgens gevolgklasse CC2, waarvoor geldt $K_{F1} = 1$	
Toegepaste staalsoort	: S235JR
Doorbuigingseis	: $u_z = \frac{L_{th}}{600}$
en t.g.v. vers gestort beton	: max. toelaatbaar $u_z = 50\text{mm}$


Onderstaande belastingen zijn ingevoerd in Scia.

### BG 1 → Eigen gewicht

$$A_{\text{hebl1000}} = 400 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

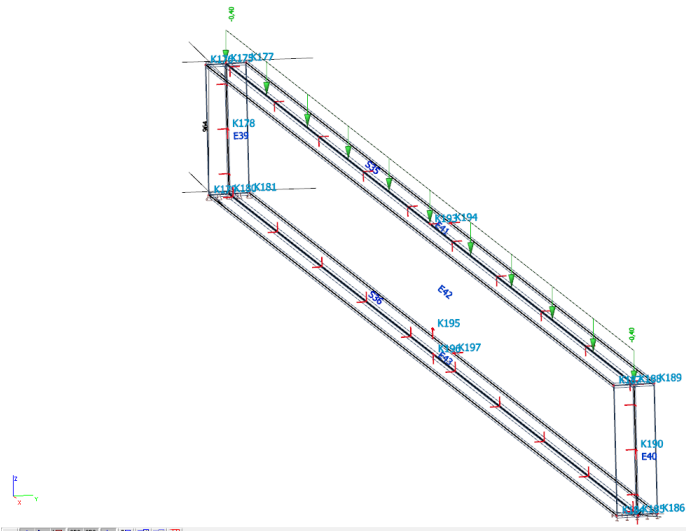
$$Q_{\text{eg}} = 78,5 \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-6} = 3,14 \text{ kN/m}^1$$



  
Figuur 39

### BG 2 → Rustende belasting

- $P_{RB} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- H.o.h. onderslagen 1,00 m
- $q_{RB} = 0,40 * 1,00 = 0,40 \text{ kN/m}$ , aangrijpend op bovenflens



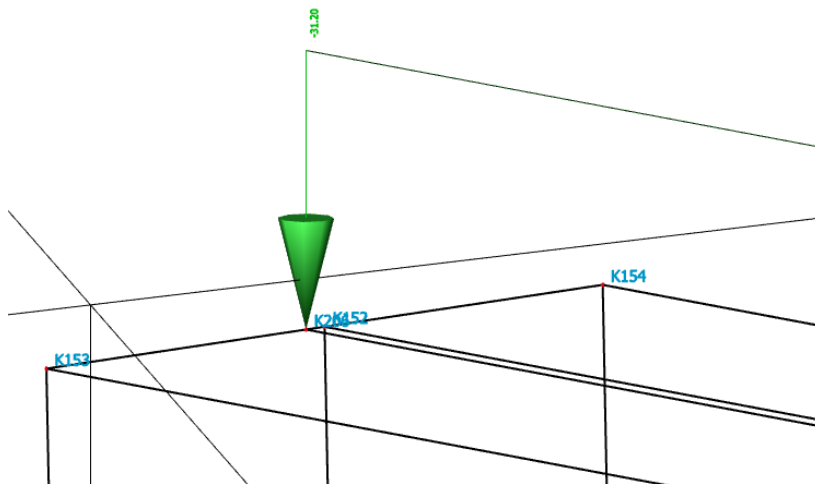
Figuur 40

$e = 0,01 \text{ m}$  (excentriciteit tov hart profiel)  
 $m_x =$  wordt verwaarloosd

### BG 3 → Beton

Dekdikte 1,20m

- $Q_{\text{beton;verticaal}} = 1,20 * 26 * 1,00 \text{ (h.o.h)} = 31,2 \text{ kN/m}$ ;
- $e = 0,01 \text{ m}$  (excentriciteit van 10 mm t.o.v. hartlijn bovenflens), deze belasting is excentrisch ten opzichte van hartlijn bovenflens geplaatst.



Figuur 41

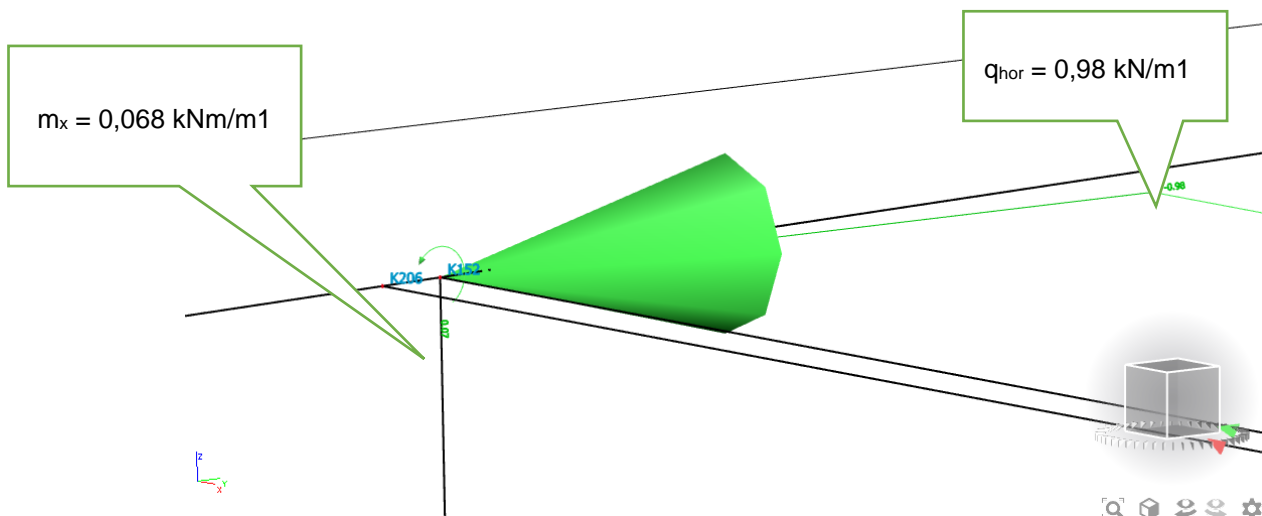


#### BG 4 Verkanting 2,5%

Aangezien de ligger onder verkanting is gemodelleerd hoeft deze niet afzonderlijk in rekening te worden gebracht.

#### BG 5 Horizontaal 3% (scheefstand, imperfecties cfm. NEN-EN 1990-1-6 aanbevolen waarde)

- $q_{hor} = 0,03 * q_{beton,verticaal} = 0,03 * (31,2+1,50) = 0,981 \text{ kN/m}^1$ , deze grijpt aan op bk tooglat.
- $h_s = 50 \text{ mm}$  (gemiddelde scheghoogte of tooglatdikte),
- $m_{x,Ek} = 0,03 * q_v * (0,5 \cdot t_f + h_s) = 0,03 * 32,7 * (0,036/2 + 0,05) = 0,068 \text{ kNm/m}^1$  aangrijpend in hart bovenflens. In het plaatmodel van Scia is de bovenflens als 2D-plaat gemodelleerd, de belasting dient bepaald te worden ten opzichte van de hartlijn van deze plaat.



Figuur 42

BG 6 vervallen

## BG 7 imperfecties

- $v_{0m} = k \cdot e_{0,d} = 2/3 \cdot (0,5 \cdot 75) = 25 \text{ mm}^1$

waarin:

$$e_0 = 1/200 \cdot L = 1/200 \cdot 15000 = 75 \text{ mm}; \text{ overeenkomstig tabel 5.1 van NEN-EN 1993-1-1}$$

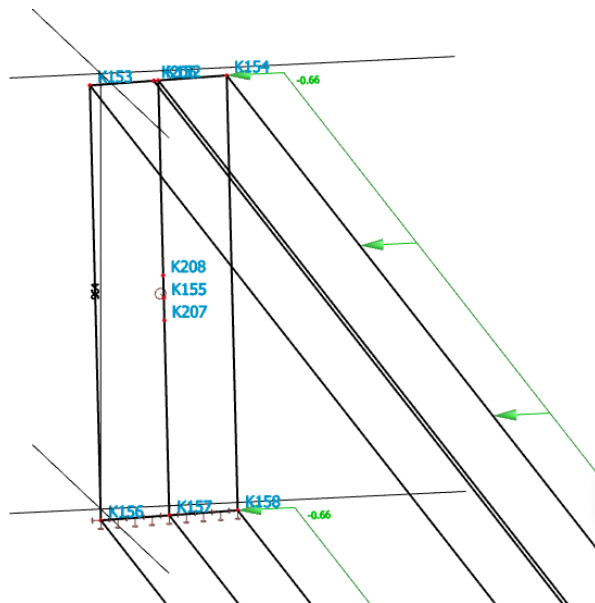
$$k = 0,5; \text{ overeenkomstig art.5.3.4.(c) van NEN-EN 1993-1-1}$$

kromming is als een horizontale belasting van  $q=1,314 \text{ kN/m}$  ingevoerd met als resultaat een initiële vervorming van 25 mm in het midden van de overspanning.

Noot

1) Voor een elastische berekening wordt de waarde  $v_{0m}$  met een factor 2/3 worden gereduceerd.

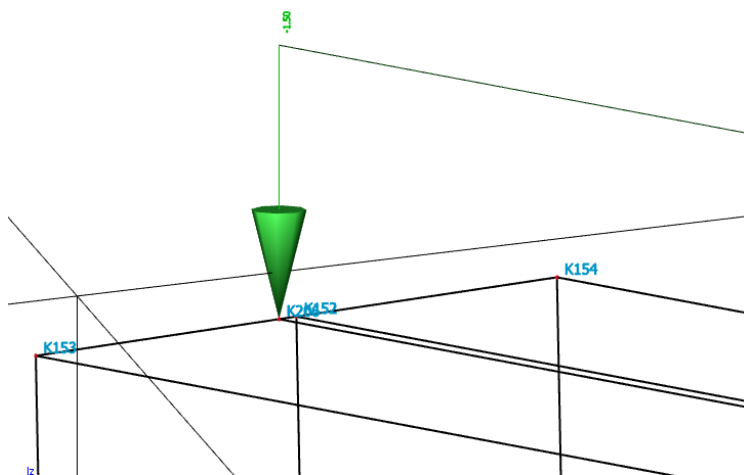
Er wordt rekening gehouden met equivalente horizontale belasting van  $1,314/2=0,657 \text{ kN/m}$  per flens:



Figuur 43

## BG 8 werkbelasting/ stortbelasting

- $Q_{\text{stortbelasting}} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 = 1,50 \text{ kN/m}^1$
- $e = 0,01 \text{ m}$  vanuit hartlijn bovenflens



Figuur 44

### C.3 BELASTINGCOMBINATIES

De volgende lineaire combinatie is aangemaakt → Combi\_BGT\_50% - Lineair BGT waarin :

- $BG1 * 1,00 + BG 2 * 1,00 + BG 3 * 0,50 + BG 5 * 0,50 + BG 8 * 1,00$

NB:

- om een goed beeld te krijgen van de vervorming en eventuele instabiliteitseffecten van het uitknikken van de bovenflens (bezwijken) hierbij uit te sluiten zijn de BG 3 (beton) en BG 5 (horizontaal) voor 50% ingevoerd;
- In BG 5 is de horizontaalbelasting genomen van de totale betonbelasting (=BG 3) en de werkbelasting (=BG8). De belastingfactor  $\gamma = 0,50$  [-] wordt toegepast op de totale horizontaalbelasting (3% van beton in BG 3 + werkbelasting in BG 8). Aangezien de verticale werkbelasting wel voor 100% aanwezig is dit niet geheel correct. Eveneens is de horizontaalbelasting a.g.v. BG 2 buiten beschouwing gelaten. Er wordt op deze manier iets te weinig horizontaalbelasting in de combinatie meegenomen, dit wordt verwaarloosd.

De volgende niet lineaire combinatie is aangemaakt → NLCombi\_50% waarin:

- $BG1 * 1,00 + BG 2 * 1,00 + BG 3 * 0,50 + BG 5 * 0,50 + BG 7 * 1,00 + BG 8 * 1,00$

## BIJLAGE D. HOOFDSTUK 5 SCIA BEREKENING ONDERSLAG HEB1000

### D.1 KNOPEN

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]	Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K152	20.000	18.072	0.964	K164	35.000	18.222	0.967
K153	20.000	17.922	0.960	K165	35.000	18.084	0.482
K154	20.000	18.222	0.967	K166	27.500	18.072	0.964
K155	20.001	18.084	0.482	K167	27.500	18.091	0.188
K156	20.000	17.946	-0.004	K168	27.500	18.222	0.967
K157	20.000	18.096	0.000	K169	27.500	18.096	0.000
K158	20.000	18.246	0.004	K170	27.500	18.246	0.004
K159	35.000	17.946	-0.004	K205	35.000	18.062	0.963
K160	35.000	18.096	0.000	K206	20.000	18.062	0.963
K161	35.000	18.246	0.004	K207	20.000	18.085	0.432
K162	35.000	17.922	0.960	K208	20.000	18.082	0.532

### D.2 STAVEN

Naam	Doorsnede	Materiaal	Lengte [m]	Beginknoop	Eindknoop	Type
S25	CS4 - Cirkel (48)	S 235_correctie	15.000	K152	K163	Balk (80)
S26	CS4 - Cirkel (48)	S 235_correctie	15.000	K157	K160	Balk (80)
S33	CS4 - Cirkel (48)	S 235_correctie	15.000	K152	K163	Balk (80)
S34	CS4 - Cirkel (48)	S 235_correctie	15.000	K160	K157	Balk (80)

### D.3 2D-ELEMENTEN

Naam	Laag	Type	Element type	Materiaal	Dikte type	D. [mm]
E34	Laag1	vloer (90)	Standaard	S 235	constant	10
E35	Laag1	vloer (90)	Standaard	S 235	constant	36
E36	Laag1	vloer (90)	Standaard	S 235	constant	19
E37	Laag1	vloer (90)	Standaard	S 235	constant	36
E38	Laag1	vloer (90)	Standaard	S 235	constant	10

### D.4 2D-ELEMENTEN INTERNE RANDEN

Naam	2D-element 1	2D-element 2	Intersectie	Lengte [m]	Vorm	Knoop	Rand
Rand29	E34	E36	Inter45	0.964	Polylijn	K157 K207 K208 K152	Lijnstrook
Rand30	E35	E36	Inter46	15.000	Polylijn	K152 K163	Lijnstrook
Rand31	E36	E37	Inter47	15.000	Polylijn	K160 K157	Lijnstrook
Rand32	E36	E38	Inter48	0.964	Polylijn	K163 K160	Lijnstrook
Rand37	E35			15.000	Lijn	K206 K205	Lijn
Rand38	E35			15.000	Polylijn	K163 K152	Lijnstrook
Rand39	E36			0.100	Lijn	K207 K208	Lijn

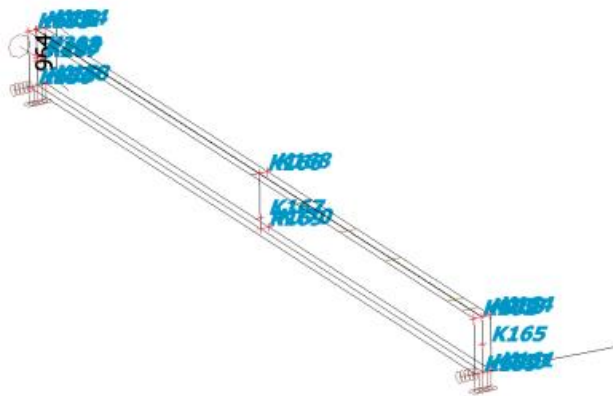
## D.5 ONDERSTEUNINGEN OP 2D ELEMENTRANDEN

Naam	2D-element Rand	Oors Coör	Pos x <sub>1</sub> Pos x <sub>2</sub>	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
Sle53	E37 5	Vanaf begin Rela	0.000 1.000	Vrij	Vast	Vast	Vrij	Vrij	Vrij
Sle54	E37 4	Vanaf begin Rela	0.000 1.000	Vrij	Vast	Vast	Vrij	Vrij	Vrij
Sle55	E37 1	Vanaf begin Rela	0.000 1.000	Vrij	Vast	Vast	Vrij	Vrij	Vrij
Sle56	E37 2	Vanaf begin Rela	0.000 1.000	Vrij	Vast	Vast	Vrij	Vrij	Vrij

## D.6 BELASTINGGEVALLEN

### D.6.1 BELASTINGGEVALLEN – BG1

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep	Richting
BG1	eg	Permanent Eigen gewicht	LG1	-Z



Figuur 45

### D.6.2 BELASTINGGEVALLEN – BG2

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep
BG2	rustend kist	Permanent Standaard	LG1



Figuur 46

### Lijnlast op 2D elementrand

Naam	Belastingsgeval	Type	Rich	Waarde - P <sub>1</sub> [kN/m]	Pos x <sub>1</sub>	Loc	Rand
		System	Verdeling	Waarde - P <sub>2</sub> [kN/m]	Pos x <sub>2</sub>	Coör	Oors
LFS36	BG2 - rustend kist	Kracht	Z	-0.40	0.000	Lengte	1
		GCS	Gelijkmatig		1.000	Rela	Vanaf begin

### D.6.3 BELASTINGGEVALLEN – BG3

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep
BG3	beton	Permanent Standaard	LG1



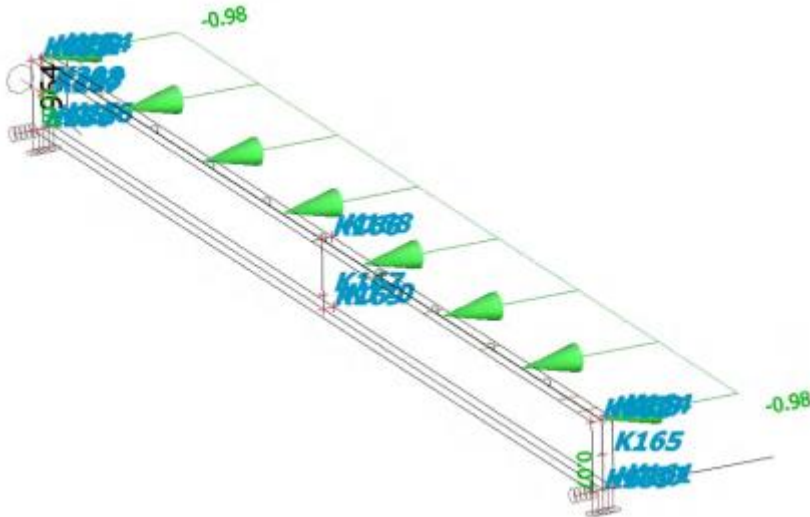
Figuur 47

### Lijnlast op 2D elementrand

Naam	Belastingsgeval	Type	Rich	Waarde - P <sub>1</sub> [kN/m]	Pos x <sub>1</sub>	Loc	Rand
		Systeem	Verdeling	Waarde - P <sub>2</sub> [kN/m]	Pos x <sub>2</sub>	Coör	Oors
LFS35	BG3 - beton	Kracht	Z	-31.20	0.000	Lengte	1
		GCS	Gelijkmatig		1.000	Rela	Vanaf begin

#### D.6.4 BELASTINGGEVALLEN – BG5

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep
BG5	horizontaal 3%	Permanent Standaard	LG1



Figuur 48

#### Lijnlast op 2D elementrand

Naam	Belastingsgeval	Type	Rich	Waarde - P <sub>1</sub> [kN/m]	Pos x <sub>1</sub>	Loc	Rand
		System	Verdeling	Waarde - P <sub>2</sub> [kN/m]	Pos x <sub>2</sub>	Coör	Oors
LFS41	BG5 - horizontaal 3%	Kracht GCS	Y Gelijkmatig	-0.98	0.000 1.000	Lengte Rela	1 Vanaf begin

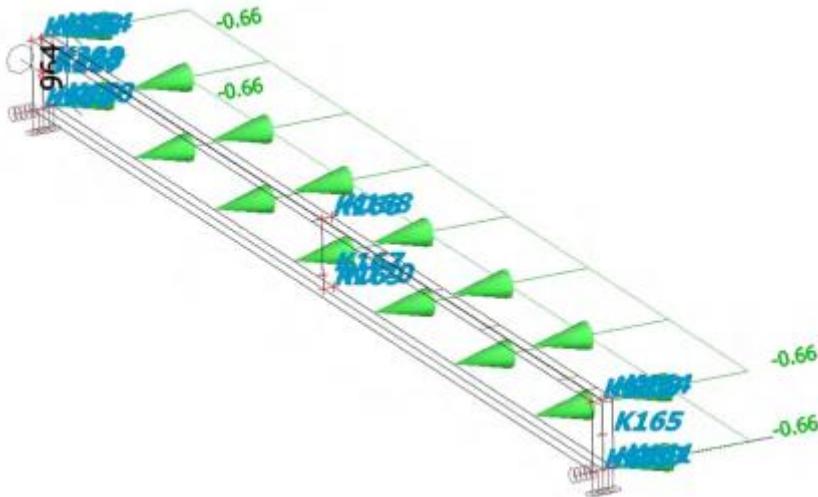
#### Lijnmoment op 2D elementrand

Naam	Belastingsgeval	Type	Rich	Waarde - M <sub>1</sub> [kNm/m]	Pos x <sub>1</sub>	Loc	Rand
		System	Verdeling	Waarde - M <sub>2</sub> [kNm/m]	Pos x <sub>2</sub>	Coör	Oors
LMS25	BG5 - horizontaal 3%	Moment LCS	Mx Gelijkmatig	0.07	0.000 1.000	Lengte Rela	1 Vanaf begin



## D.6.5 BELASTINGGEVALLEN – BG7

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep
BG7	imperfecties	Permanent Standaard	LG1



Figuur 49

### Lijnlast op 2D elementrand

Naam	2D-element	Type	Rich	Waarde - P <sub>1</sub> [kN/m]	Pos x <sub>1</sub>	Loc	Rand
	Belastingsgeval	Systeem	Verdeling	Waarde - P <sub>2</sub> [kN/m]	Pos x <sub>2</sub>	Coör	Oors
LFS37	E35	Kracht	Y	-0.66	0.000	Lengte	3
	BG7 - imperfecties	GCS	Gelijkmatig		1.000	Rela	Vanaf begin
LFS38	E37	Kracht	Y	-0.66	0.000	Lengte	3
	BG7 - imperfecties	GCS	Gelijkmatig		1.000	Rela	Vanaf begin

### D.6.6 BELASTINGGEVALLEN – BG8

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep
BG8	werkbelasting	Permanent Standaard	LG1



Figuur 50

#### Lijnlast op 2D elementrand

Naam	Belastingsgeval	Type	Rich	Waarde - P <sub>1</sub> [kN/m]	Pos x <sub>1</sub>	Loc	Rand
		System	Verdeling	Waarde - P <sub>2</sub> [kN/m]	Pos x <sub>2</sub>	Coör	Oors
LFS40	BG8 - werkbelasting	Kracht GCS	Z Gelijkmatig	-1.50	0.000 1.000	Lengte Rela	1 Vanaf begin

## D.7 COMBINATIES

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
Combi_UGT_100%	Lineair UGT	Lineair - UGT	BG1 - eg	1.35
			BG2 - rustend kist	1.35
			BG3 - beton	1.50
			BG5 - horizontaal 3%	1.50
			BG7 - imperfecties	1.00
			BG8 - werkbelasting	1.50
Combi_BGT_100%	Lineair BGT	Lineair - BGT	BG1 - eg	1.00
			BG2 - rustend kist	1.00
			BG3 - beton	1.00
			BG5 - horizontaal 3%	1.00
			BG8 - werkbelasting	1.00
			Combi_BGT_excl. hor.	Lineair BGT
BG2 - rustend kist	1.00			
BG3 - beton	1.00			
BG8 - werkbelasting	1.00			
Combi_alleen beton	Lineair BGT	Lineair - BGT	BG3 - beton	1.00
			BG5 - horizontaal 3%	1.00
Combi_BGT_70%	Lineair BGT	Lineair - BGT	BG1 - eg	1.00
			BG2 - rustend kist	1.00
			BG3 - beton	0.70
			BG5 - horizontaal 3%	0.70
Combi_BGT_50%	Lineair BGT	Lineair - BGT	BG8 - werkbelasting	1.00
			BG1 - eg	1.00
			BG2 - rustend kist	1.00
			BG3 - beton	0.50
			BG5 - horizontaal 3%	0.50
			BG8 - werkbelasting	1.00
			BG8 - werkbelasting	1.00

## D.8 NIET-LINEAIRE COMBINATIES

Naam	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
NLCombi1_50%_SLS_imp_BG	Bruikbaarheidsgrenstoestand	BG1 - eg	1.00
		BG2 - rustend kist	1.00
		BG3 - beton	0.50
		BG5 - horizontaal 3%	0.50
		BG8 - werkbelasting	1.00
NLCombi1_50%_ULS_knikvorm	Uiterste Grenstoestand	BG1 - eg	1.35
		BG2 - rustend kist	1.35
		BG3 - beton	0.75
		BG5 - horizontaal 3%	0.75
		BG8 - werkbelasting	1.50
NLCombi1_50%_SLS_knikvorm	Bruikbaarheidsgrenstoestand	BG1 - eg	1.00
		BG2 - rustend kist	1.00
		BG3 - beton	0.50
		BG5 - horizontaal 3%	0.50
		BG8 - werkbelasting	1.00
NLCombi1_50%_ULS_imp_BG	Bruikbaarheidsgrenstoestand	BG1 - eg	1.35
		BG2 - rustend kist	1.35
		BG3 - beton	0.75
		BG5 - horizontaal 3%	0.75
		BG8 - werkbelasting	1.50

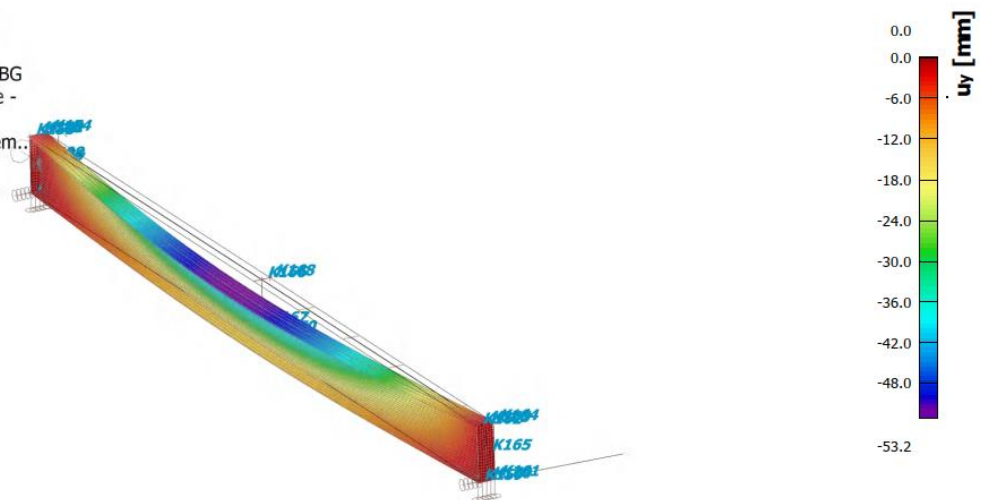
## D.9 STABILITEITSCOMBINATIES


Naam	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
S1	BG1 - eg	1.00
	BG2 - rustend kist	1.00
	BG3 - beton	0.50
	BG5 - horizontaal 3%	0.50
	BG8 - werkbelasting	1.00
S1/1 - 2.34		
S1/2 - 7.84		
S1/3 - 16.37		
S1/4 - 22.48		
S1/5 - 22.57		
S1/6 - 24.68		

## D.10 ONDERSLAG ONDER 2,5% VERK LINEAIR

### D.10.1 3D VERPLAATSING; U\_Y

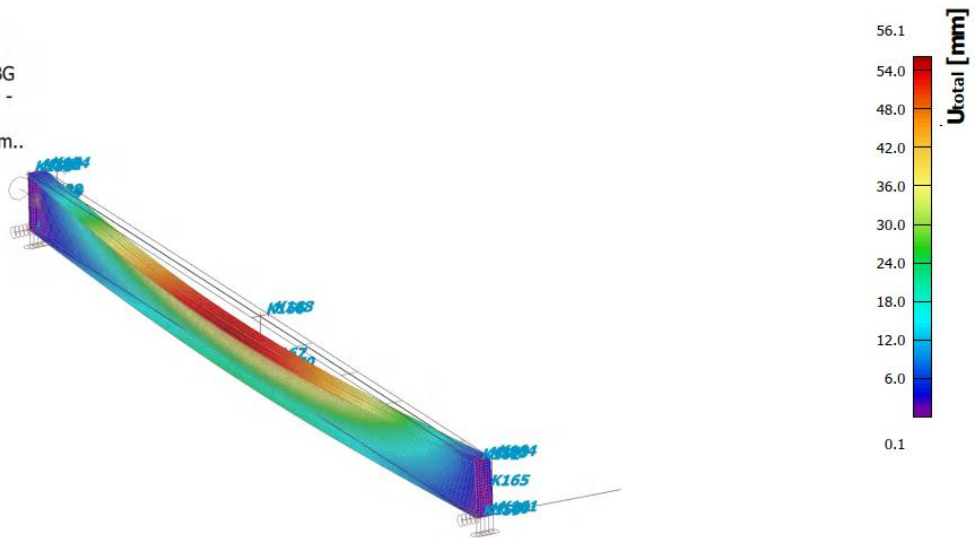
Waardes:  $u_y$   
 Niet-lineaire berekening  
 Niet-lineaire combinatie:  
 NLCombi1\_50%\_SLS\_imp\_BG  
 Selectie: Benoemde selectie -  
 onderslag solitair 1  
 Locatie: In knooppunten gem..  
 Systeem: Globaal



  
 Figuur 51

### D.10.2 3D VERPLAATSING; $U_{TOTAL}$

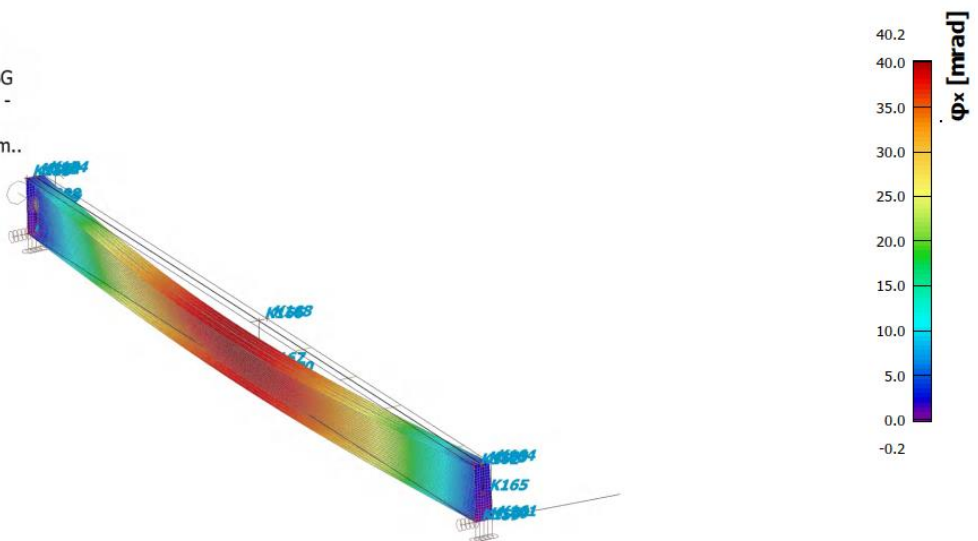
Waardes:  $U_{total}$   
Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie:  
NLCombi1\_50%\_SLS\_imp\_BG  
Selectie: Benoemde selectie -  
onderslag solitair 1  
Locatie: In knooppunten gem..  
Systeem: Globaal



Figuur 52

### D.10.3 3D VERPLAATSING; $\Phi_X$

Waardes:  $\Phi_x$   
Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie:  
NLCombi1\_50%\_SLS\_imp\_BG  
Selectie: Benoemde selectie -  
onderslag solitair 1  
Locatie: In knooppunten gem..  
Systeem: Globaal

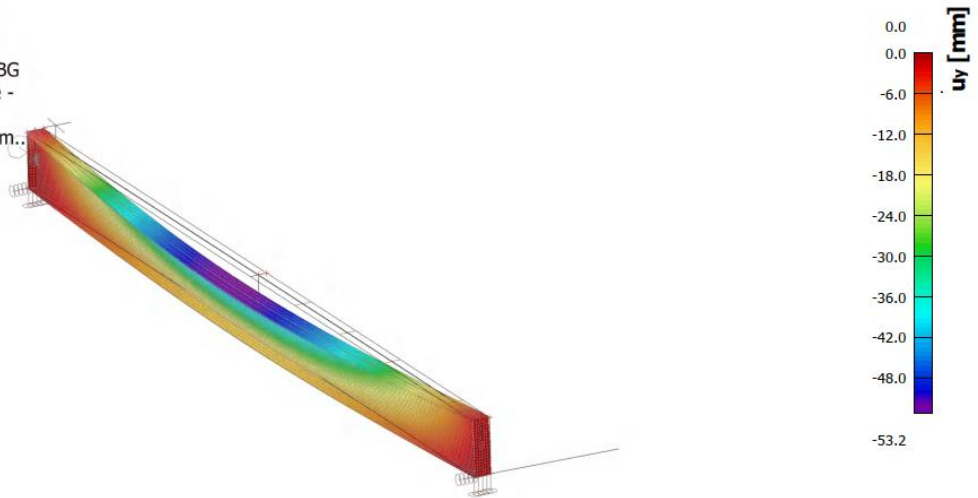



Figuur 53

## D.11 HOOFDSTUK

### D.11.1 3D VERPLAATSING; U<sub>Y</sub>

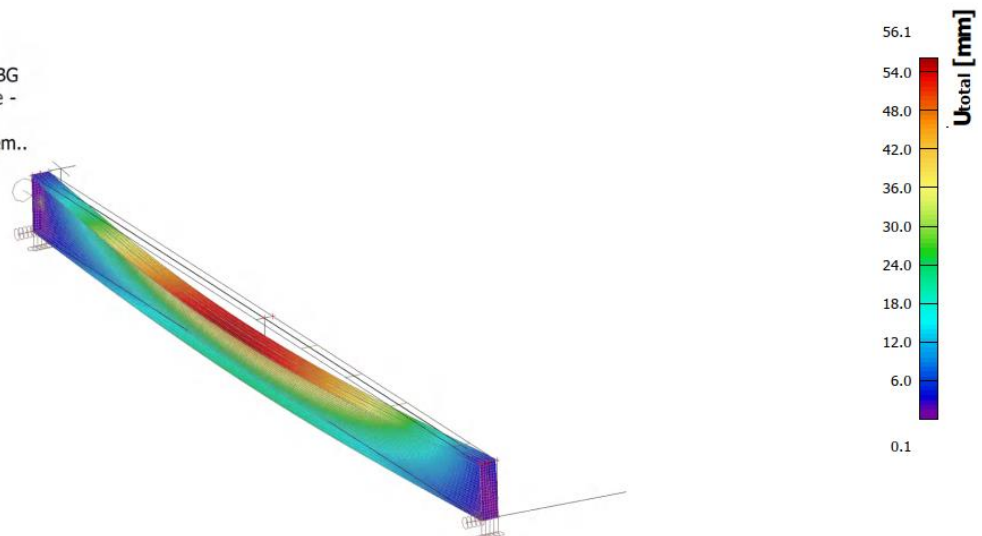
Waardes:  $u_y$   
Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie:  
NLCombi1\_50%\_SLS\_imp\_BG  
Selectie: Benoemde selectie -  
onderslag solitair 1  
Locatie: In knooppunten gem..  
Systeem: Globaal




  
Figuur 54

### D.11.2 3D VERPLAATSING; U<sub>TOTAL</sub>

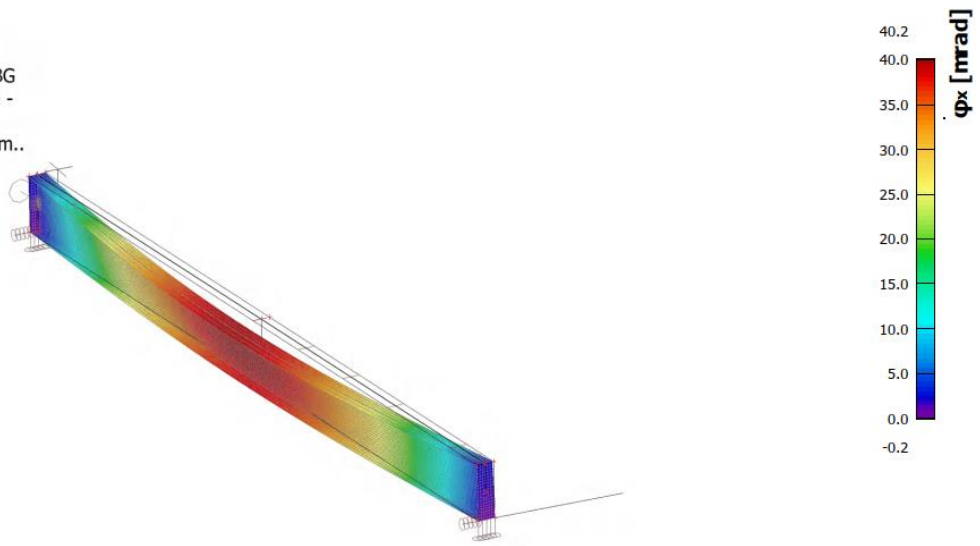
Waardes:  $U_{total}$   
Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie:  
NLCombi1\_50%\_SLS\_imp\_BG  
Selectie: Benoemde selectie -  
onderslag solitair 1  
Locatie: In knooppunten gem..  
Systeem: Globaal



  
Figuur 55

### D.11.3 3D VERPLAATSING; $\Phi_X$

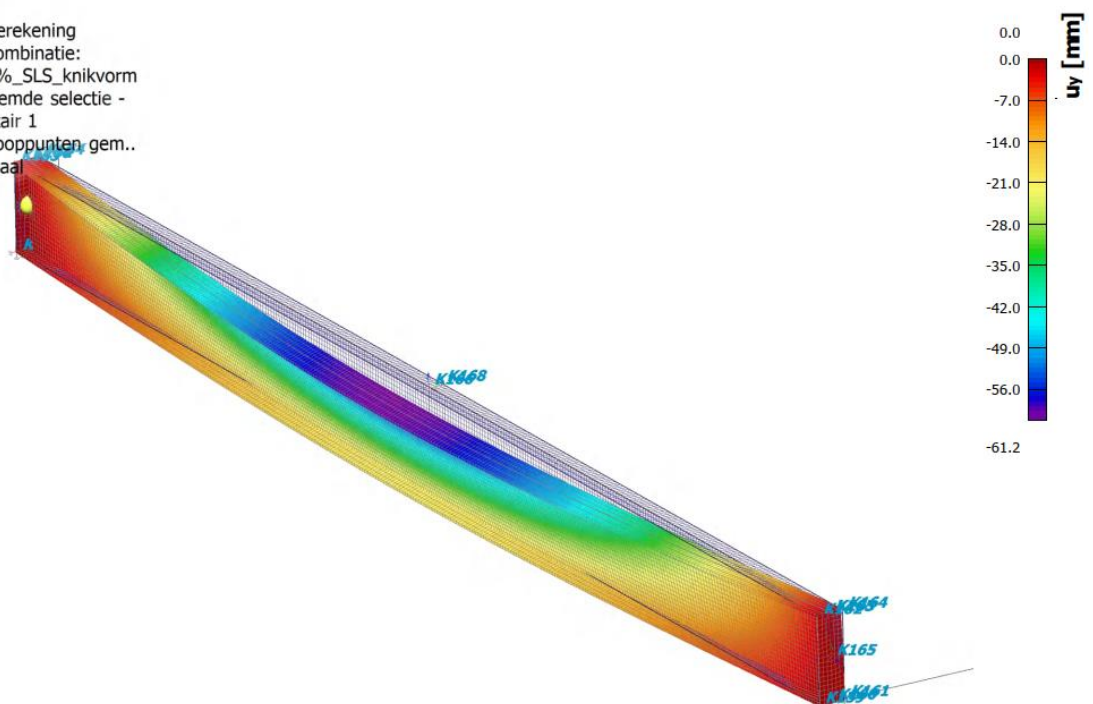
Waardes:  $\Phi_x$   
Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie:  
NLCombi1\_50%\_SLS\_imp\_BG  
Selectie: Benoemde selectie -  
onderslag solitair 1  
Locatie: In knooppunten gem..  
Systeem: Globaal



Figuur 56

### D.11.4 3D VERPLAATSING; $U_Y$

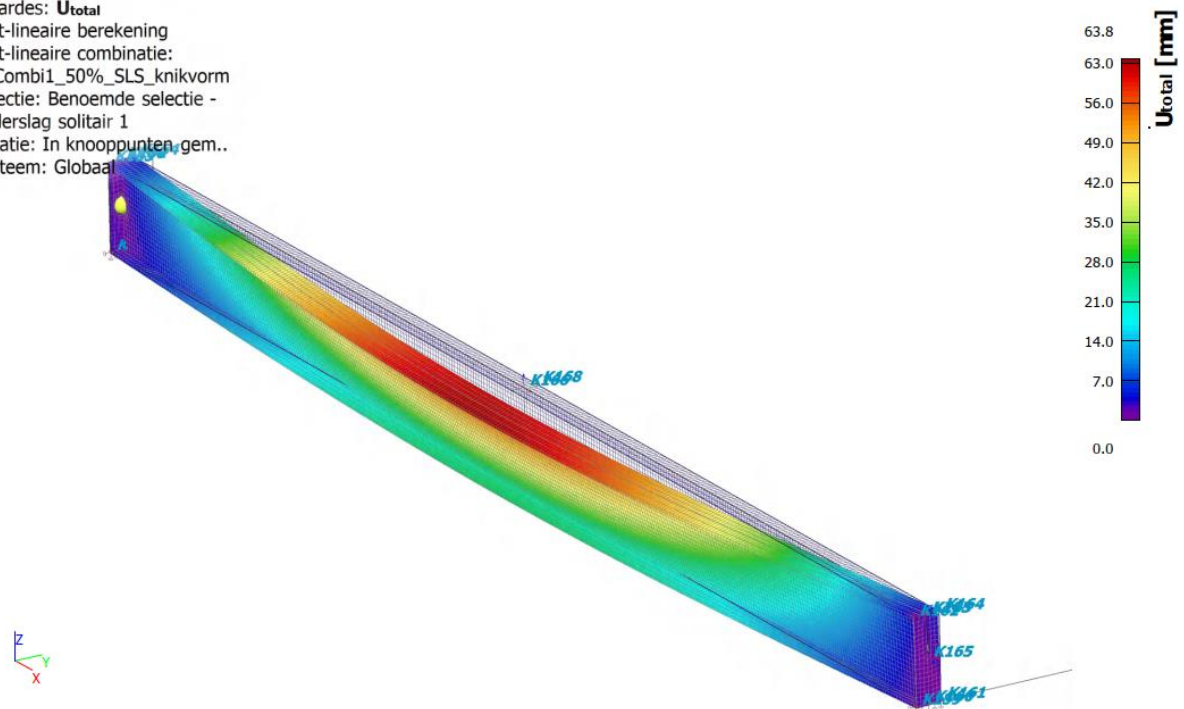
Waardes:  $u_y$   
Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie:  
NLCombi1\_50%\_SLS\_knikvorm  
Selectie: Benoemde selectie -  
onderslag solitair 1  
Locatie: In knooppunten gem..  
Systeem: Globaal



Figuur 57

### D.11.5 3D VERPLAATSING; $U_{TOTAL}$

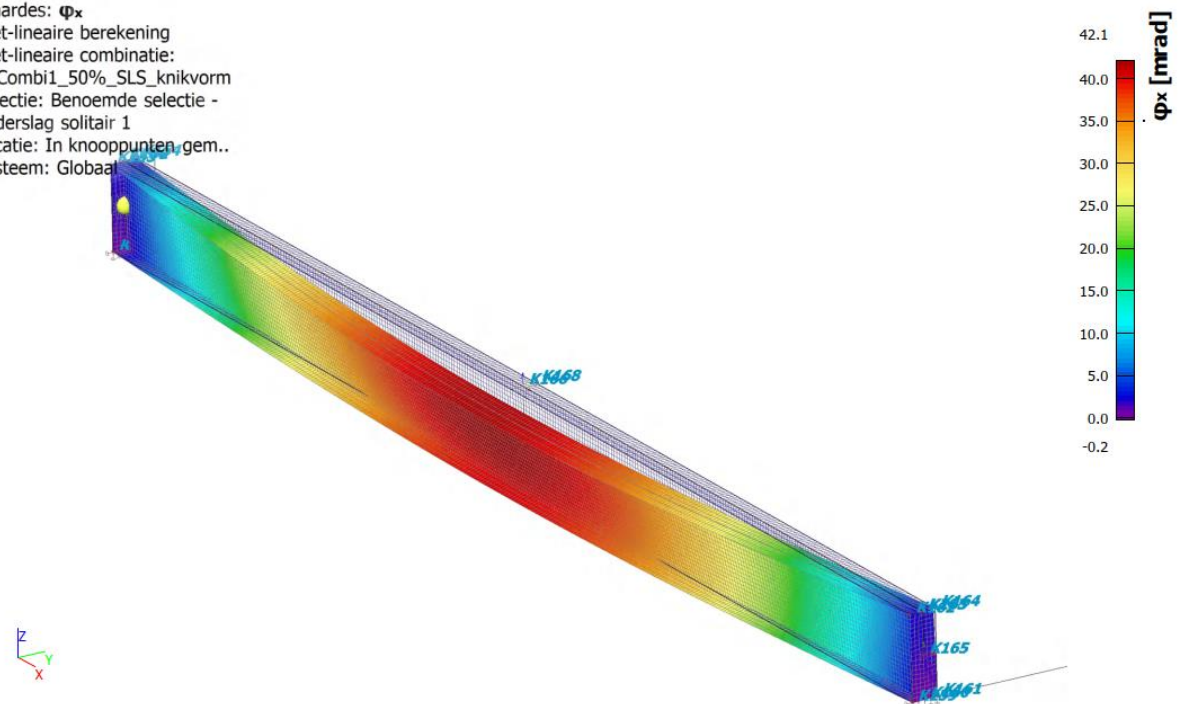
Waardes:  $U_{total}$   
Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie:  
NLCombi1\_50%\_SLS\_knikvorm  
Selectie: Benoemde selectie -  
onderslag solitair 1  
Locatie: In knooppunten.gem..  
Systeem: Globaal



Figuur 58

### D.11.6 3D VERPLAATSING; $\phi_X$

Waardes:  $\phi_x$   
Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie:  
NLCombi1\_50%\_SLS\_knikvorm  
Selectie: Benoemde selectie -  
onderslag solitair 1  
Locatie: In knooppunten.gem..  
Systeem: Globaal



Figuur 59



## D.12 OPLEGREACTIES PER BG

### D.12.1 RESULTANTE VAN REACTIES BG1

Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG1  
Extreem: Globaal  
Selectie: Alle  
Systeem: Globaal

x [m]	y [m]	z [m]	Belasting	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
27.000	18.095	0.032	BG1	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>46.55</b>	<b>-0.52</b>	<b>-23.27</b>	<b>0.00</b>

### D.12.2 RESULTANTE VAN REACTIES BG2

Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG2  
Extreem: Globaal  
Selectie: Alle  
Systeem: Globaal

x [m]	y [m]	z [m]	Belasting	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
27.000	18.095	0.032	BG2	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>6.00</b>	<b>-0.20</b>	<b>-3.00</b>	<b>0.00</b>

### D.12.3 RESULTANTE VAN REACTIES BG3

Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG3  
Extreem: Globaal  
Selectie: Alle  
Systeem: Globaal

x [m]	y [m]	z [m]	Belasting	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
27.000	18.095	0.032	BG3	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>468.00</b>	<b>-15.58</b>	<b>-233.98</b>	<b>0.00</b>

### D.12.4 RESULTANTE VAN REACTIES BG5

Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG5  
Extreem: Globaal  
Selectie: Alle  
Systeem: Globaal

x [m]	y [m]	z [m]	Belasting	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
27.000	18.095	0.032	BG5	<b>0.00</b>	<b>14.70</b>	<b>0.00</b>	<b>-14.70</b>	<b>0.00</b>	<b>7.35</b>

### D.12.5 RESULTANTE VAN REACTIES BG7

Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG7  
Extreem: Globaal  
Selectie: Alle  
Systeem: Globaal

x [m]	y [m]	z [m]	Belasting	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
27.000	18.095	0.032	BG7	<b>0.00</b>	<b>19.71</b>	<b>0.00</b>	<b>-8.94</b>	<b>0.00</b>	<b>9.85</b>

## D.12.6 RESULTANTE VAN REACTIES BG8

Lineaire berekening  
Belastingsgeval: BG8  
Extreem: Globaal  
Selectie: Alle  
Systeem: Globaal

x [m]	y [m]	z [m]	Belasting	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
27.000	18.095	0.032	BG8	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>22.50</b>	<b>-0.75</b>	<b>-11.25</b>	<b>0.00</b>

## D.13 OPLEGREACTIES PER BC

### D.13.1 RESULTANTE VAN REACTIES

Lineaire berekening  
Combinatie: Combi\_BGT\_50%  
Extreem: Globaal  
Selectie: Alle  
Systeem: Globaal

x [m]	y [m]	z [m]	Belasting	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
27.000	18.095	0.032	Combi_BGT_50%/1	<b>0.00</b>	<b>7.35</b>	<b>309.05</b>	<b>-16.61</b>	<b>-154.51</b>	<b>3.67</b>

Naam	Combinatiesleutel
Combi_BGT_50%/1	BG1 + BG2 + 0.50*BG3 + 0.50*BG5 + BG8

### D.13.2 RESULTANTE VAN REACTIES

Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie: NLCombi1\_50%\_SLS\_imp\_BG  
Extreem: Globaal  
Selectie: Alle  
Systeem: Globaal

x [m]	y [m]	z [m]	Belasting	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
27.000	18.095	0.032	NLCombi1_50%_SLS_imp_BG	<b>0.00</b>	<b>7.35</b>	<b>309.05</b>	<b>-31.37</b>	<b>-154.51</b>	<b>3.67</b>

### D.13.3 RESULTANTE VAN REACTIES

Niet-lineaire berekening  
Niet-lineaire combinatie: NLCombi1\_50%\_SLS\_knikvorm  
Extreem: Globaal  
Selectie: Alle  
Systeem: Globaal

x [m]	y [m]	z [m]	Belasting	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
27.000	18.095	0.032	NLCombi1_50%_SLS_knikvorm	<b>0.00</b>	<b>7.35</b>	<b>309.06</b>	<b>-32.30</b>	<b>-154.51</b>	<b>3.67</b>

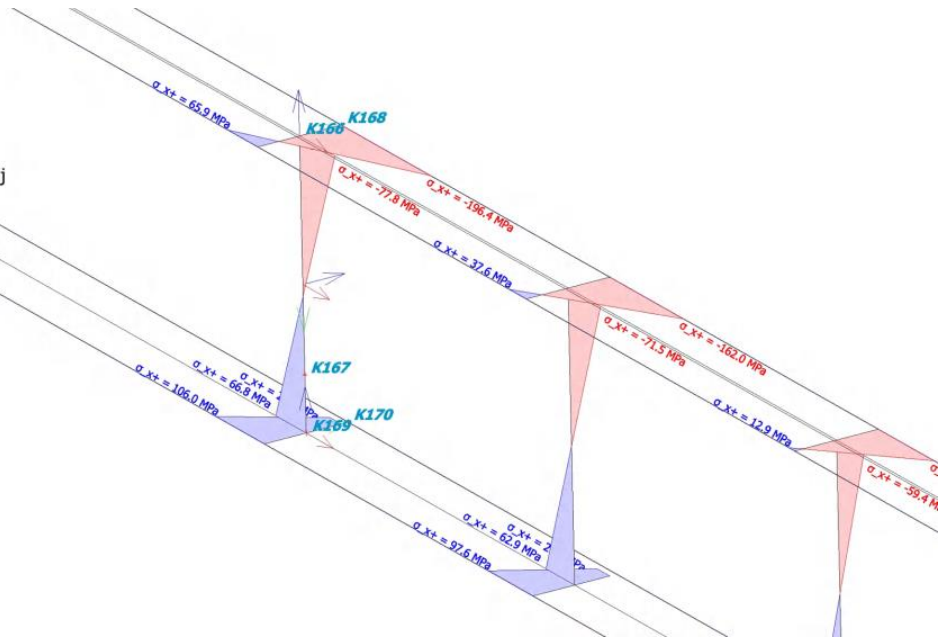
## D.14 SPANNINGEN

### D.14.1 2D-SPANNIG/ -REK; $\sigma_{x+}$ VELDMIDDEN

Waardes:  $\sigma_{x+}$   
 Niet-lineaire berekening  
 Niet-lineaire combinatie:  
 NlCombi1\_50%\_ULS\_knikvorm  
 Baan: Trapezoidaal (N + M)  
 Extreem: Net  
 Selectie: Alle  
 Locatie: In knooppunten gem. bij  
 macro. Rotatie van het vlakke  
 systeem: LCS - 2D element



Figuur 60

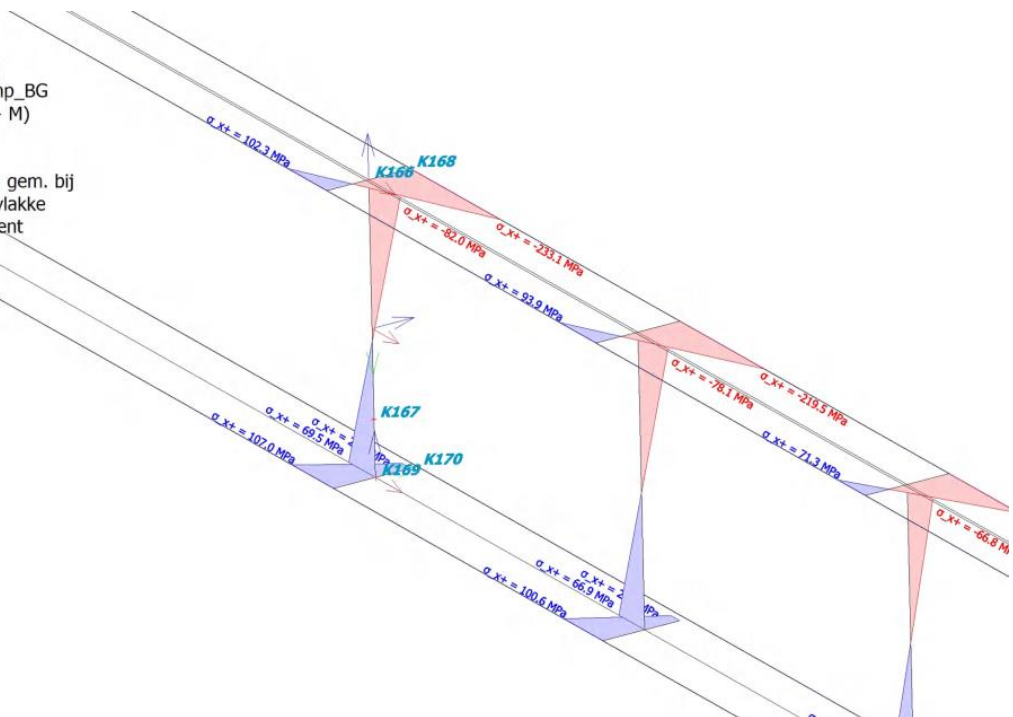


### D.14.2 2D-SPANNIG/ -REK; $\sigma_{x+}$ NABIJ OPLEGGING

Waardes:  $\sigma_{x+}$   
 Niet-lineaire berekening  
 Niet-lineaire combinatie:  
 NLCombi1\_50%\_ULS\_imp\_BG  
 Baan: Trapezoidaal (N + M)  
 Extreem: Net  
 Selectie: Alle  
 Locatie: In knooppunten gem. bij  
 macro. Rotatie van het vlakke  
 systeem: LCS - 2D element



Figuur 61

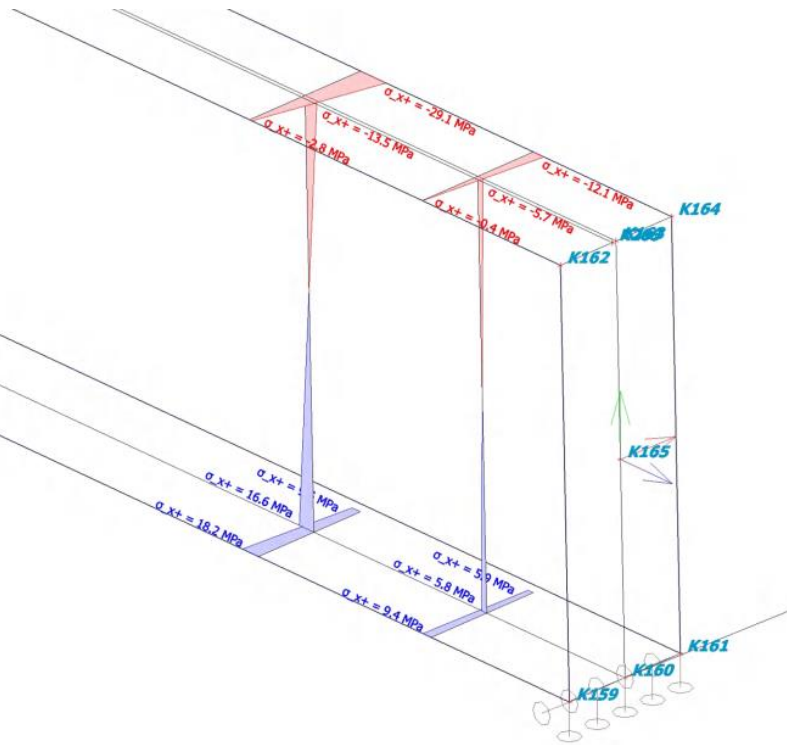


### D.14.3 2D-SPANNIG/-REK; $\sigma_{x+}$ VELDMIDDEN

Waardes:  $\sigma_{x+}$   
 Niet-lineaire berekening  
 Niet-lineaire combinatie:  
 NLCombi1\_50%\_ULS\_knikvorm  
 Baan: Trapezoidaal (N + M)  
 Extreem: Net  
 Selectie: Alle  
 Locatie: In knooppunten gem. bij  
 macro. Rotatie van het vlakke  
 systeem: LCS - 2D element



Figuur 62

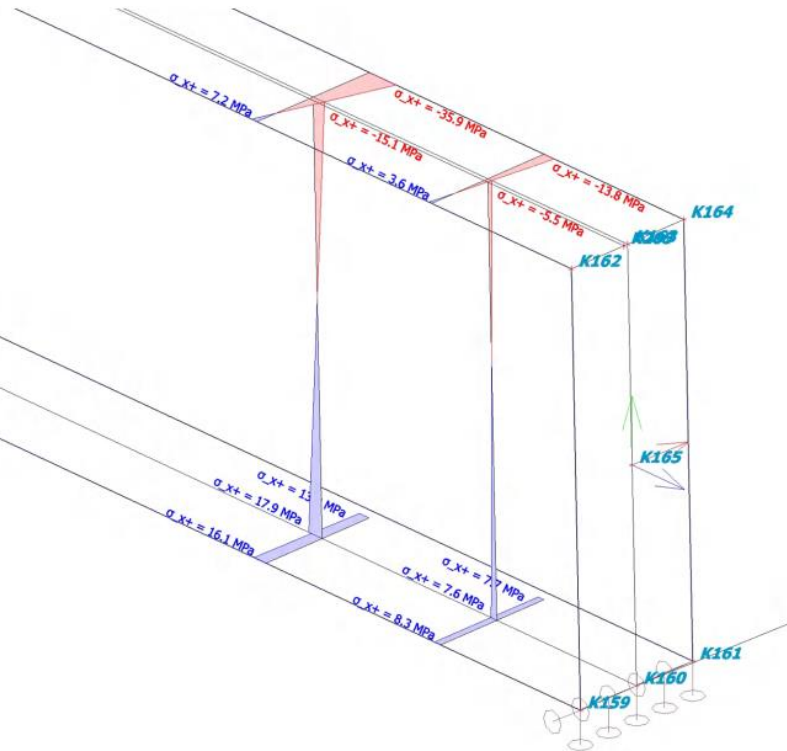


### D.14.4 2D-SPANNIG/-REK; $\sigma_{x+}$ NABIJ OPLEGGING

Waardes:  $\sigma_{x+}$   
 Niet-lineaire berekening  
 Niet-lineaire combinatie:  
 NLCombi1\_50%\_ULS\_imp\_BG  
 Baan: Trapezoidaal (N + M)  
 Extreem: Net  
 Selectie: Alle  
 Locatie: In knooppunten gem. bij  
 macro. Rotatie van het vlakke  
 systeem: LCS - 2D element

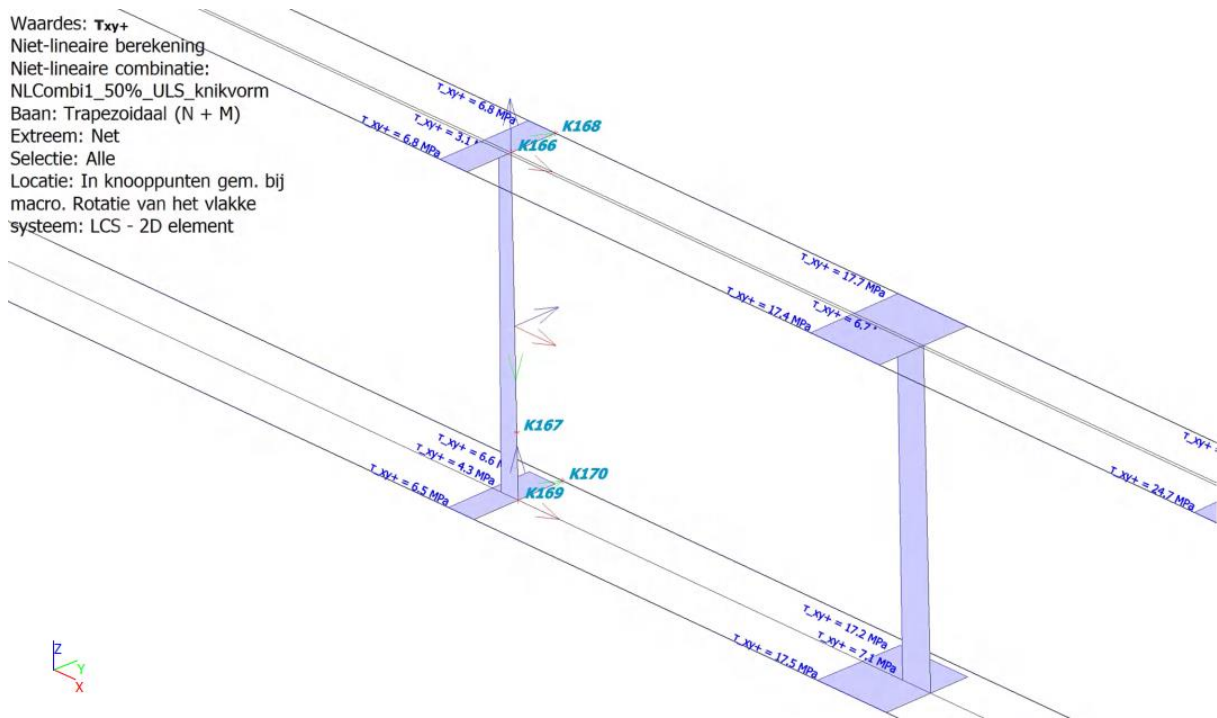


Figuur 63



### D.14.5 2D-SPANNIG/ -REK; T<sub>XY+</sub> VELDMIDDEN

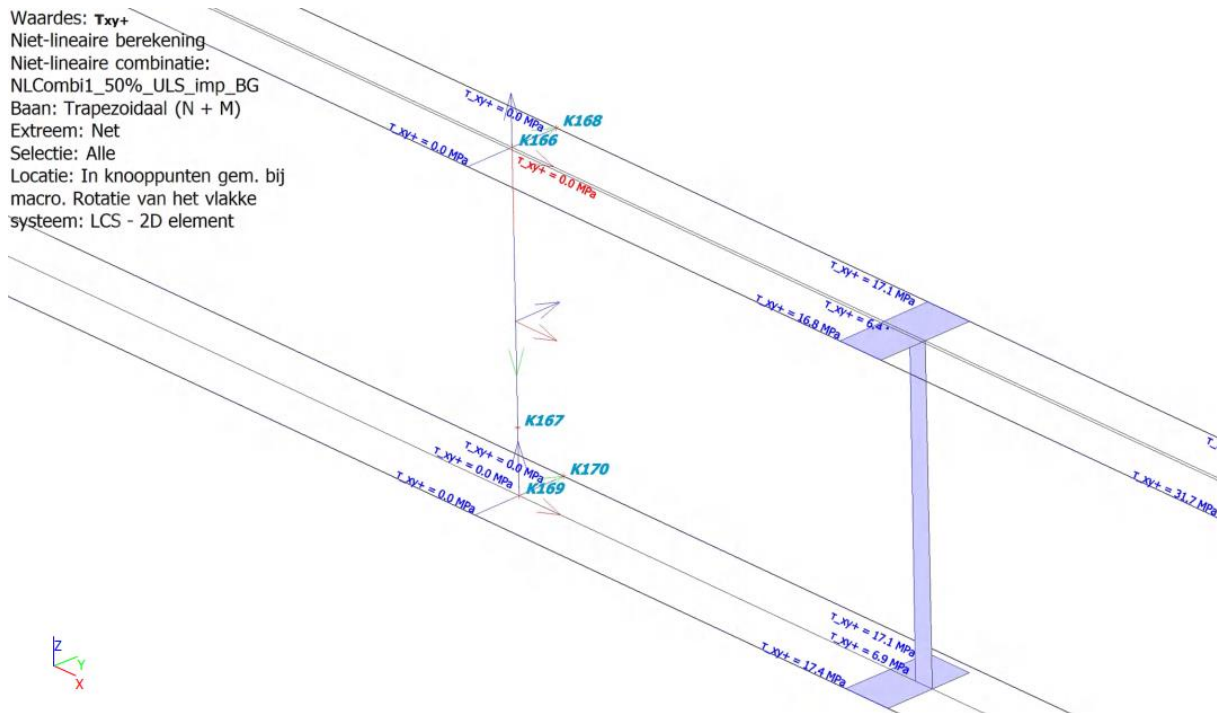
Waardes: T<sub>xy+</sub>  
 Niet-lineaire berekening  
 Niet-lineaire combinatie:  
 NLCombi1\_50%\_ULS\_knikvorm  
 Baan: Trapezoidaal (N + M)  
 Extreem: Net  
 Selectie: Alle  
 Locatie: In knooppunten gem. bij  
 macro. Rotatie van het vlakke  
 systeem: LCS - 2D element



Figuur 64

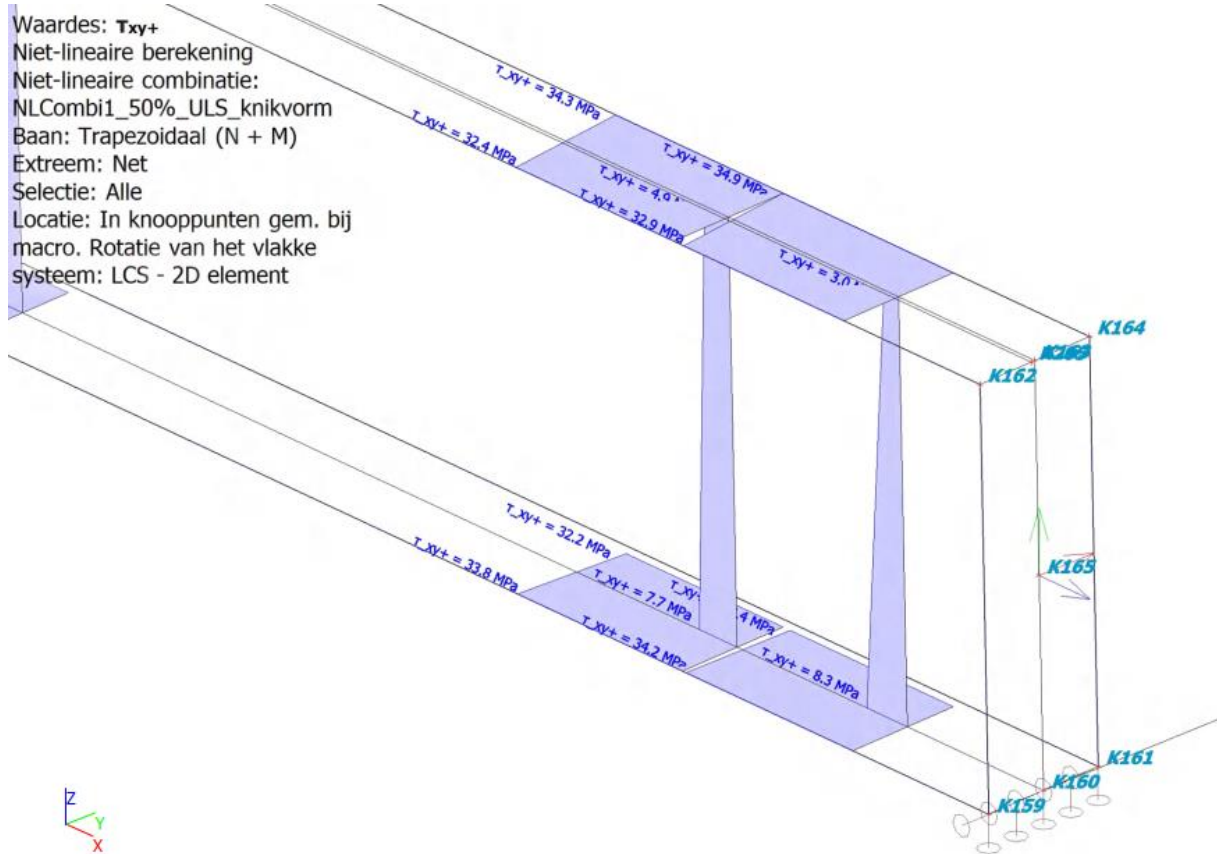
### D.14.6 2D-SPANNIG/ -REK; T<sub>XY+</sub> VELDMIDDEN

Waardes: T<sub>xy+</sub>  
 Niet-lineaire berekening  
 Niet-lineaire combinatie:  
 NLCombi1\_50%\_ULS\_imp\_BG  
 Baan: Trapezoidaal (N + M)  
 Extreem: Net  
 Selectie: Alle  
 Locatie: In knooppunten gem. bij  
 macro. Rotatie van het vlakke  
 systeem: LCS - 2D element



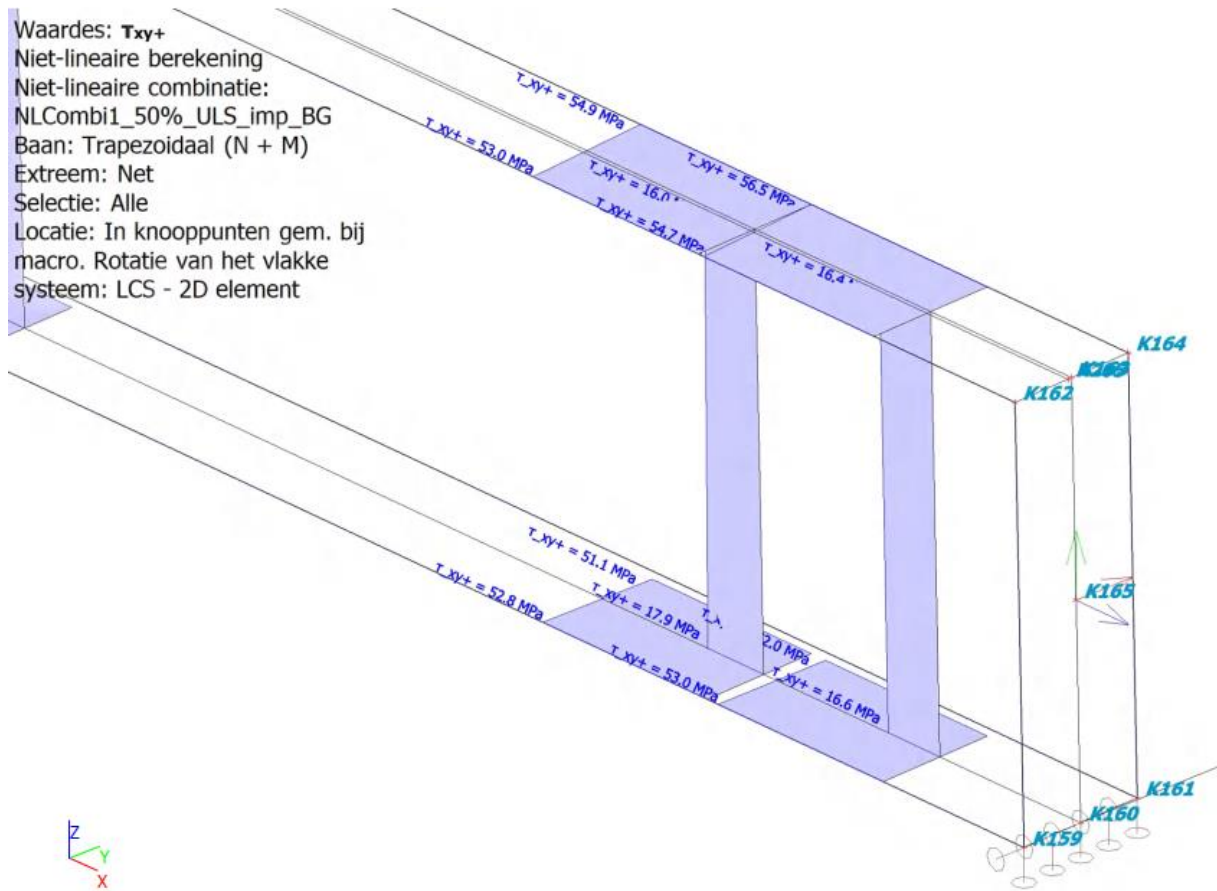
Figuur 65


### D.14.7 2D-SPANNIG/ -REK; T<sub>XY+</sub> VELDMIDDEN



Figuur 66

### D.14.8 2D-SPANNIG/ -REK; T\_XY+ NABIJ OPLEGGING

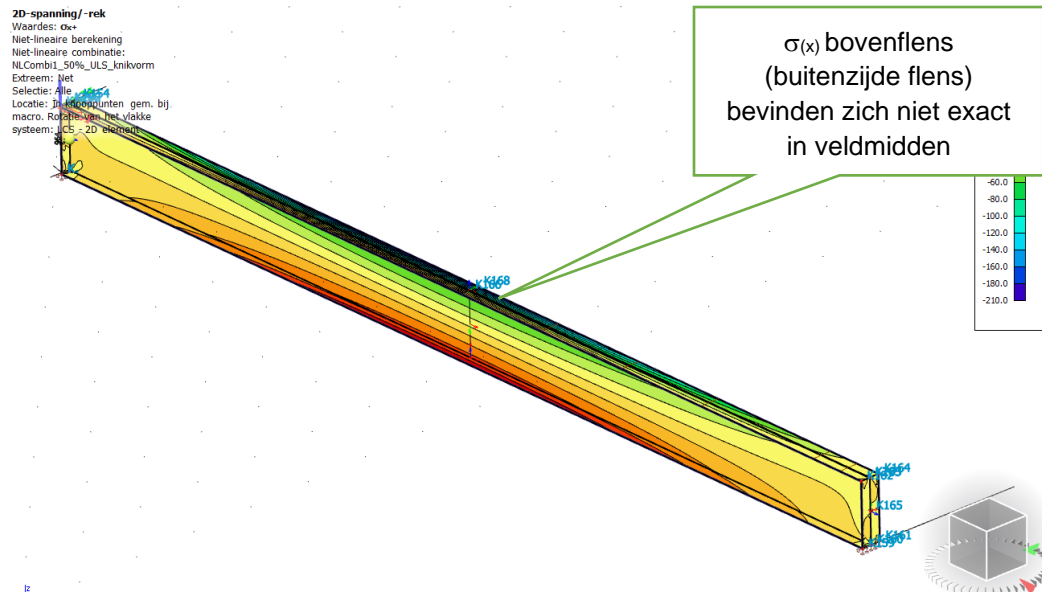


  
 Figuur 67

## D.14.9 SPANNINGEN ELASTISCH; GEOMETRISCH NIET-LINEAIRE BEREKENING

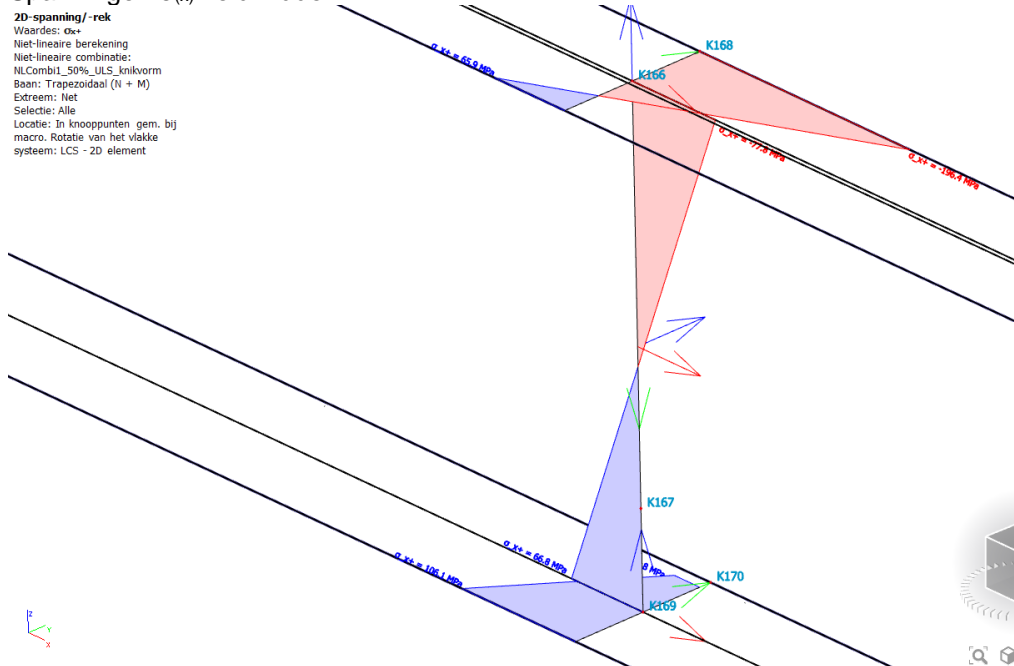
Hieronder de grafische uitvoer van SCIA

Normaalspanning  $\sigma_{(x)} = 210,0 \text{ N/mm}^2$



Figuur 68

Spanningen  $\sigma_{(x)}$  veldmidden:



Figuur 69

- $f_y / \gamma_{M1} = 235/1,1 = 214 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{E;d} = 196,4 \text{ N/mm}^2$

$196,4 < 214 \Rightarrow$  Voldoet.

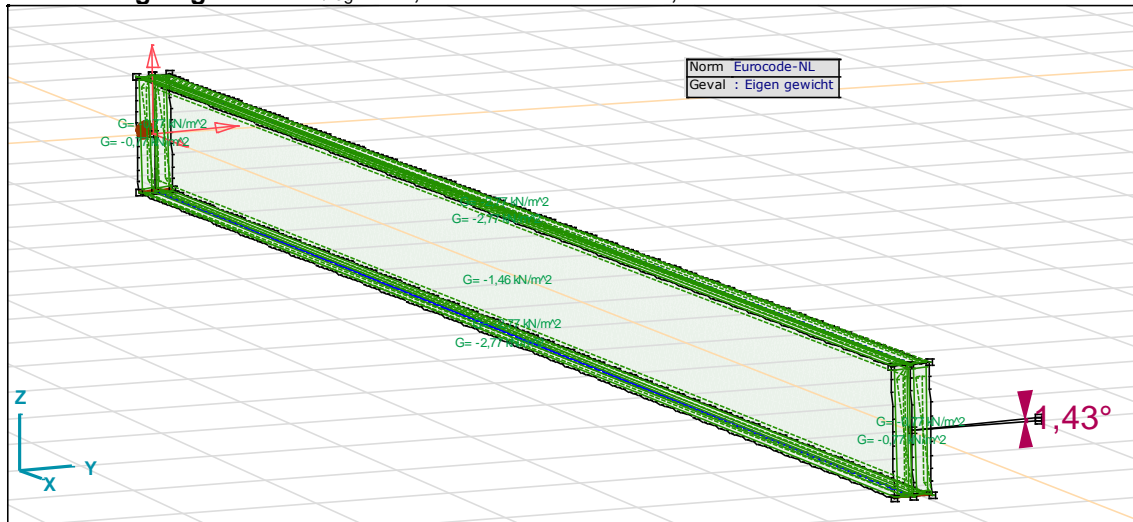


# BIJLAGE E. HOOFDSTUK 5 BEREKENING ONDERSLAG HE1000B AXISVM EN RFEM

## E.1 AXISVM BEREKENING

### E.1.1 BELASTINGSGEVALLEN

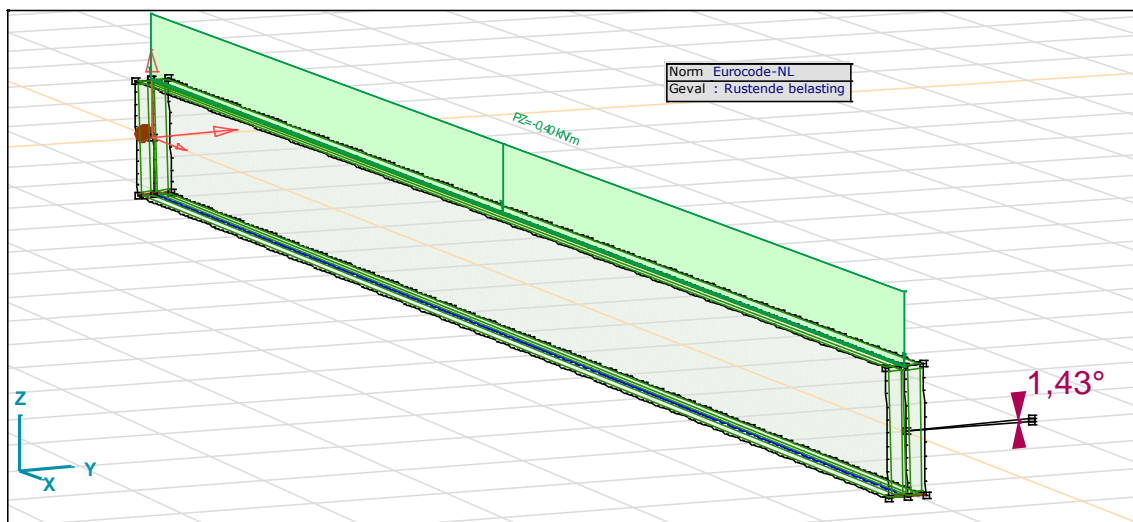
**BG 1 → Eigen gewicht:**  $Q_{eg} = 78,5 * 400 * 10^2 * 10^{-6} = 3,14 \text{ kN/m}^1$



Figuur 70

**BG 2 → Rustende belasting**

- $P_{RB} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- H.o.h. onderslagen 1,00 m
- $q_{RB} = 0,40 * 1,00 = 0,40 \text{ kN/m}^1$ , aangrijpend op bovenflens

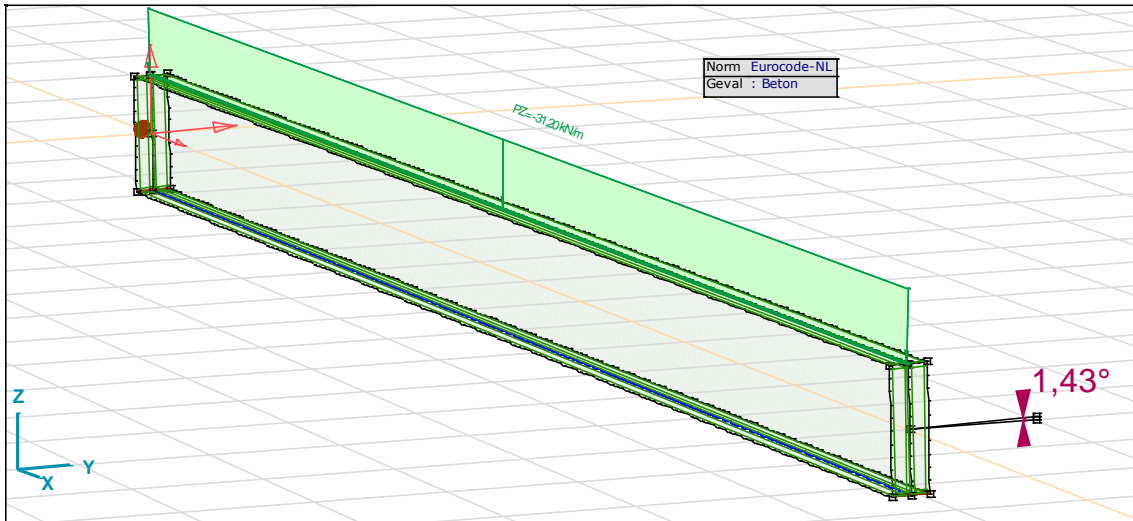


Figuur 71

### BG 3 → Beton

Dekdikte 1,20m

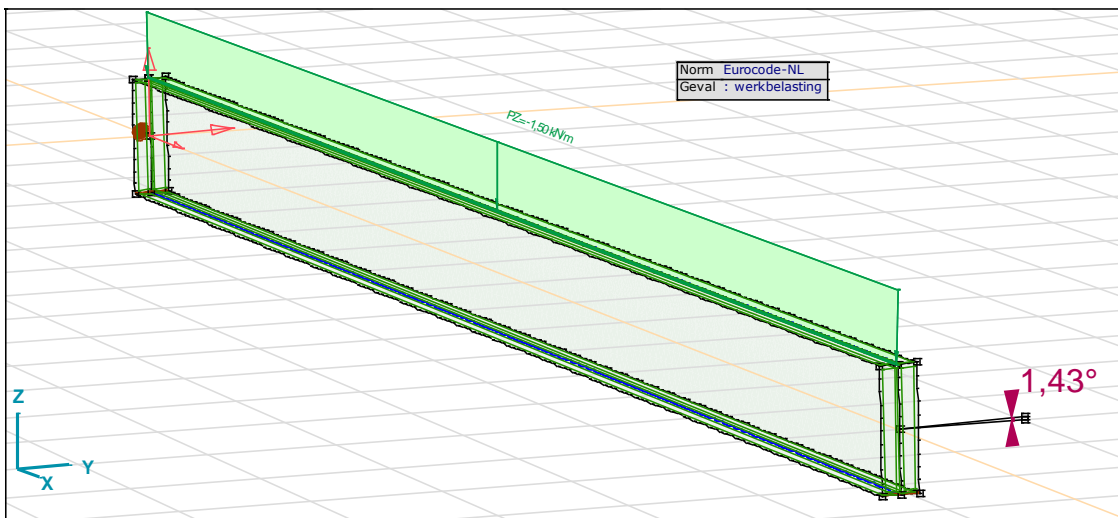
- $q_{\text{beton,verticaal}} = 1,20 * 26 * 1,00 \text{ (h.o.h)} = 31,2 \text{ kN/m}^1$



Figuur 72

### BG 4 Veranderlijke belasting

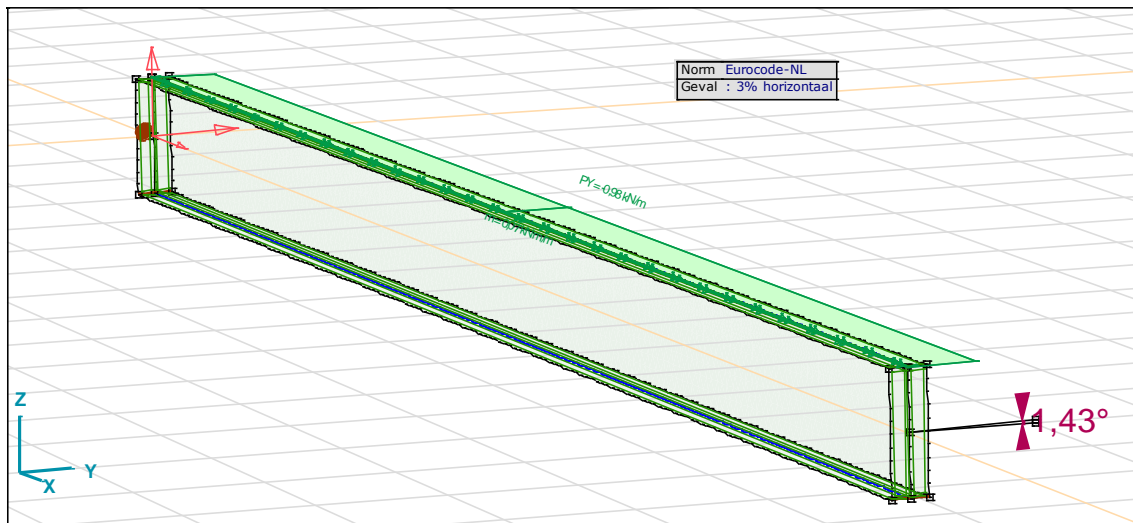
- $q_Q = 1,50 * 1,00 \text{ (h.o.h)} = 1,50 \text{ kN/m}^1$



Figuur 73

### BG 5 → 3% horizontaal (scheefstand)

- $q_{hor} = 0,03 \cdot q_{beton,verticaal} = 0,03 \cdot 32,7 = 0,981 \text{ kN/m}^1$ , deze grijpt aan op bk tooglat.
- Aangehouden wordt 50 mm boven hart van de bovenflens (gem. tooglatdikte),
- $m_x = 0,981 \cdot 0,05 = 0,04905 \text{ kNm/m}^1$ ; t.o.v. bovenkant flens



Figuur 74

### BG 6 → Imperfectie (kromming van de ligger)

- $v_{0m} = k \cdot e_{0,d} = 2/3 \cdot (0,5 \cdot 75) = 25 \text{ mm}^1$

waarin:

$$e_0 = 1/200 \cdot L = 1/200 \cdot 15000 = 75 \text{ mm}; \text{ overeenkomstig tabel 5.1 van NEN-EN 1993-1-1}$$
$$k = 0,5 [-]; \text{ overeenkomstig art.5.3.4.(c) van NEN-EN 1993-1-1}$$

kromming is als een horizontale belasting van  $q = 1,314 \text{ kN/m}$  ingevoerd met als resultaat een initiële van 25 mm in het midden van de overspanning; dit belastinggeval (BG 6) wordt als een imperfectie in de belastingcombinaties in rekening gebracht.

Noot

1) Voor een elastische berekening wordt de waarde  $v_{0m}$  met een factor 2/3 worden gereduceerd.

### E.1.2 BELASTINGCOMBINATIES

Voor 50% van het stortgewicht :

BC 1 – SLS :  $1,0 \times \text{EG} + 0,5 \times \text{Beton} + 0,5 \times F_{h,beton} + 1,0 \times \text{V.B.}$

BC 2 – SLS :  $1,35 \times \text{EG} + 0,75 \times \text{Beton} + 0,75 \times F_{h,beton} + 1,5 \times \text{V.B.}$

Opmerking

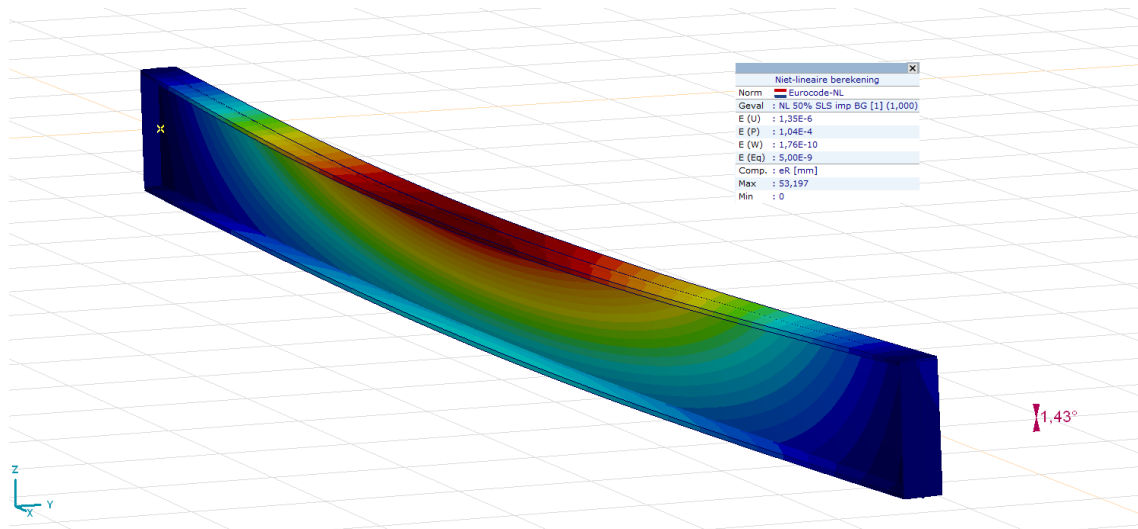
- BG 6 is als een imperfectie in de belastingcombinatie in rekening gebracht.

### E.1.3 VERVORMING

#### Vervormingen elastisch; geometrisch niet-lineaire berekening

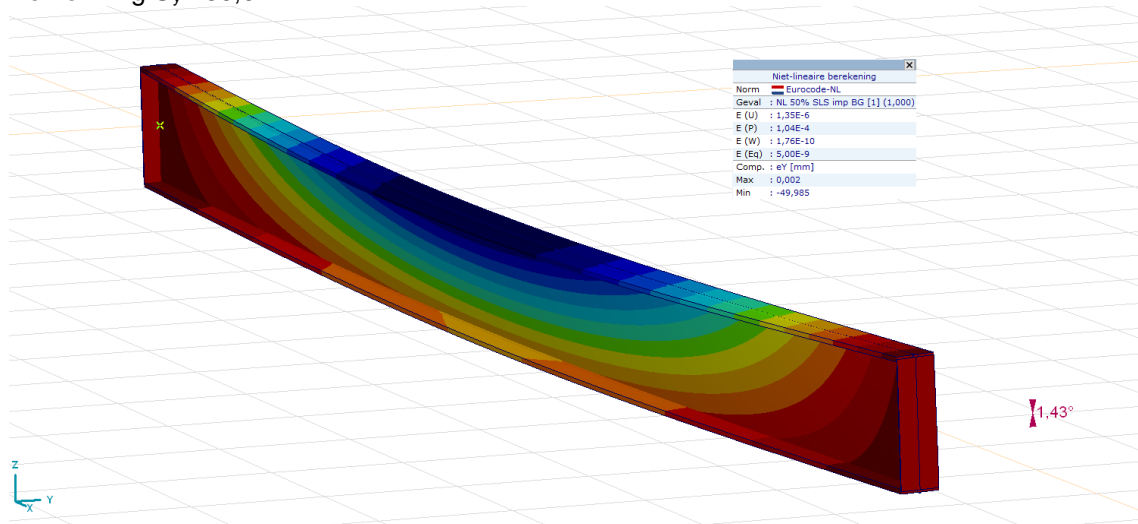
(inclusief een initiële lokale vooruitbuiging van  $e_{y,0} = 25$  mm, als bedoeld in art. 5.3.2(3b) van NEN-EN 1993-1-1+A1:2014)

Vervorming  $U_{\text{totaal}} = 53,2$  mm



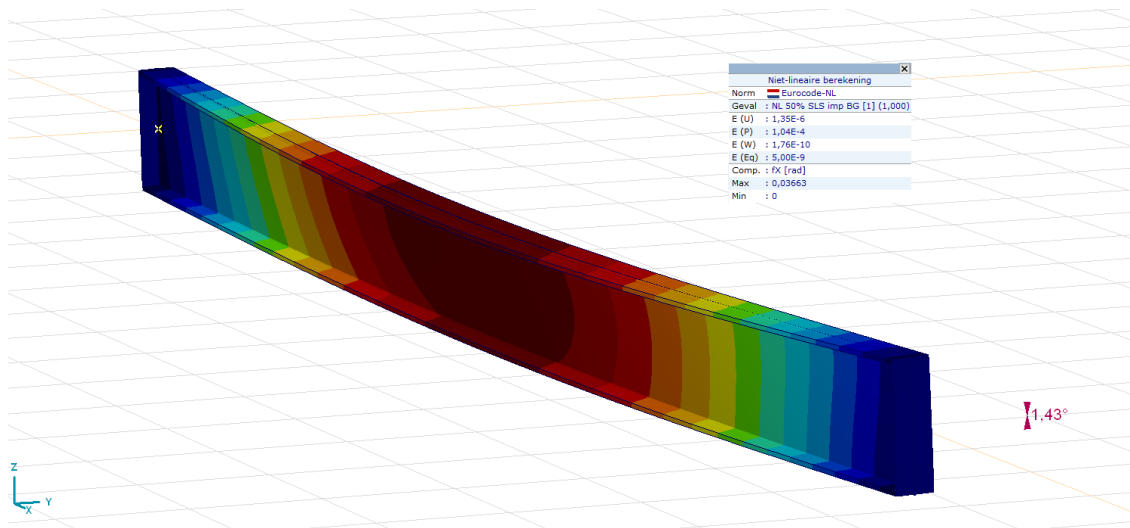
Figuur 75

Vervorming  $U_y = 50,0$  mm



Figuur 76

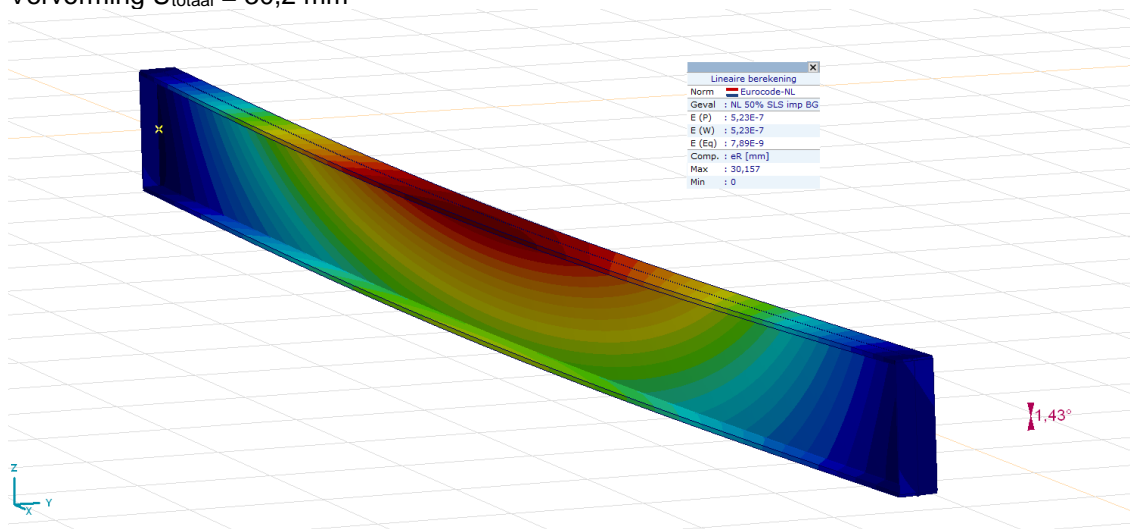
Hoekverdraaiing  $\phi(x) = 35,7 \text{ mrad}$



Figuur 77

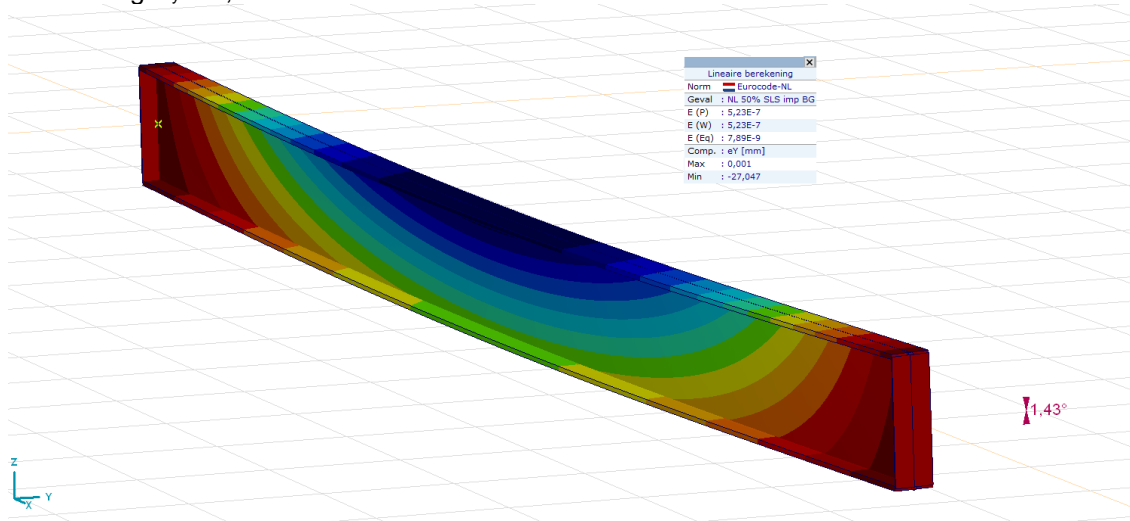
Vervormingen elastisch; geometrisch lineaire berekening

Vervorming  $U_{\text{totaal}} = 30,2 \text{ mm}$



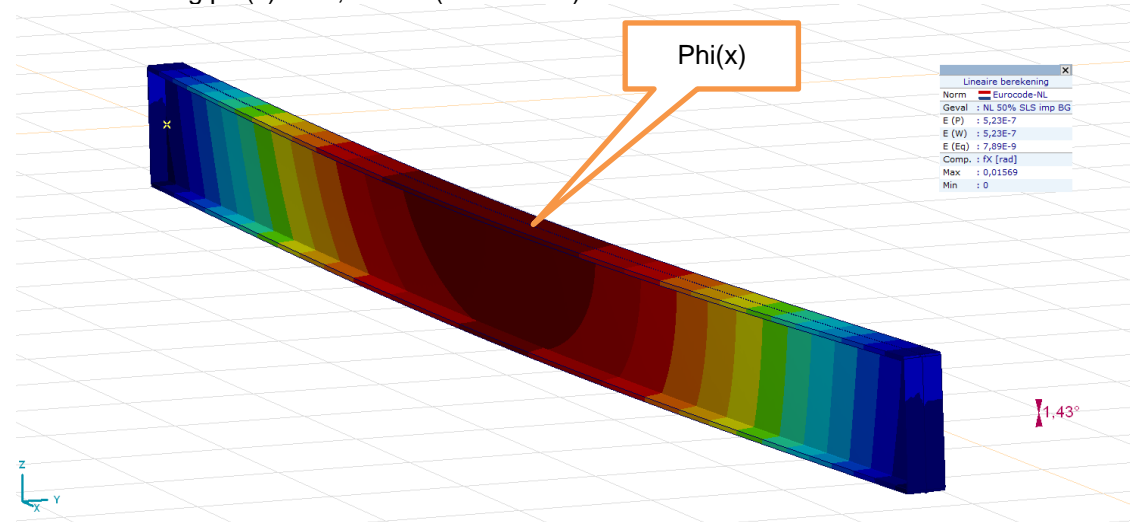
Figuur 78

Vervorming  $U_y=27,0$  mm



Figuur 79

Hoekverdraaiing  $\phi(x) = 15,7$  mrad (bovenflens)

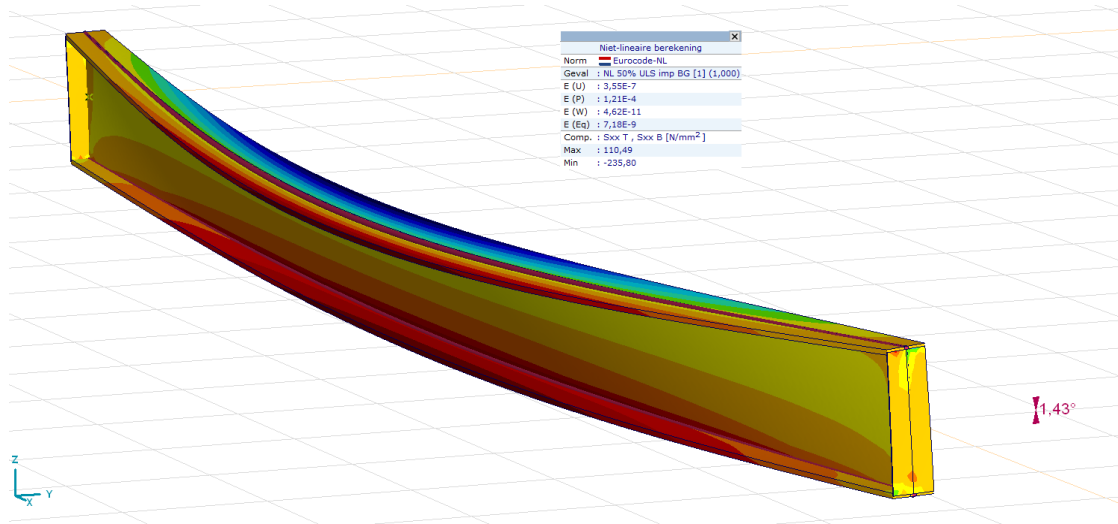


Figuur 80

## E.1.4 SPANNINGEN

### Spanningen: elastisch, geometrisch niet-lineaire berekening

Normaalspanning  $\sigma_{(x)} = 235,8 \text{ N/mm}^2$



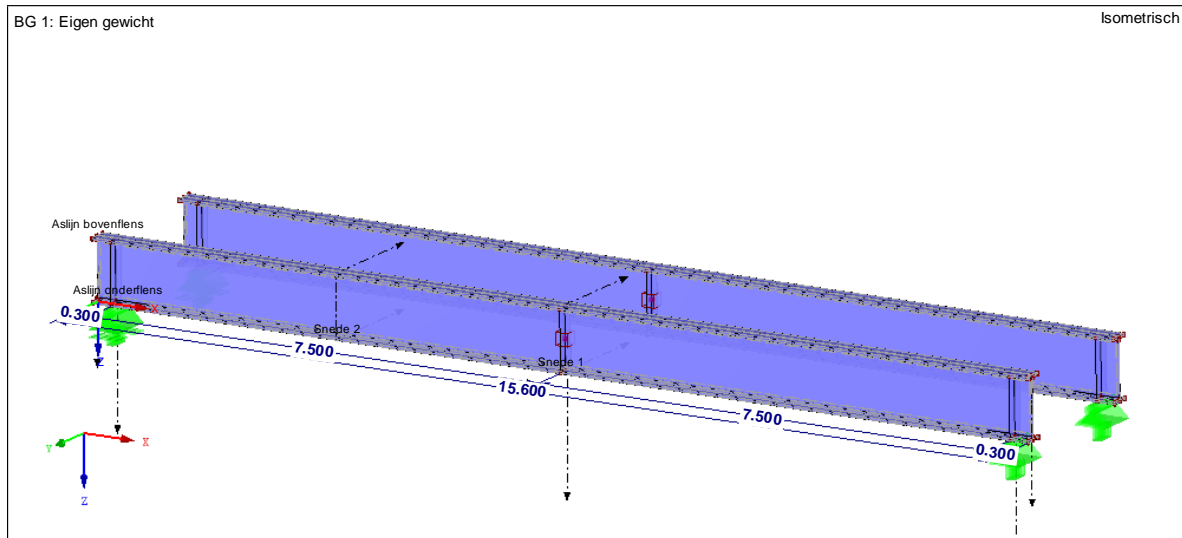
Figuur 81

Resulterende normaalspanning  $\sigma_{(x)} = 235,8 \text{ N/mm}^2 \leq f_y/g_{M1} = 235/1,1 = 213,6 \text{ N/mm}^2$

## E.2 BEREKENING RFEM

### E.2.1 BELASTINGSGEVALLEN

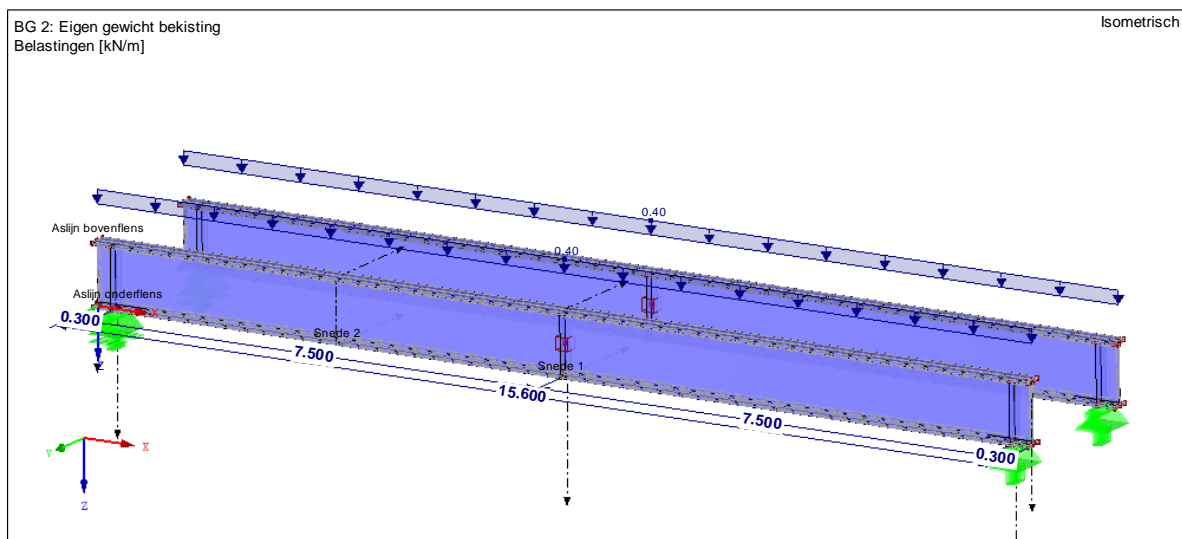
**BG 1 → Eigen gewicht:**  $Q_{eg} = 78,5 * 400 * 10^2 * 10^{-6} = 3,14 \text{ kN/m}^1$



Figuur 82

**BG 2 → Rustende belasting**

- $P_{RB} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- H.o.h. onderlagen 1,00 m
- $q_{RB} = 0,40 * 1,00 = 0,40 \text{ kN/m}^1$ , aangrijpend op bovenflens



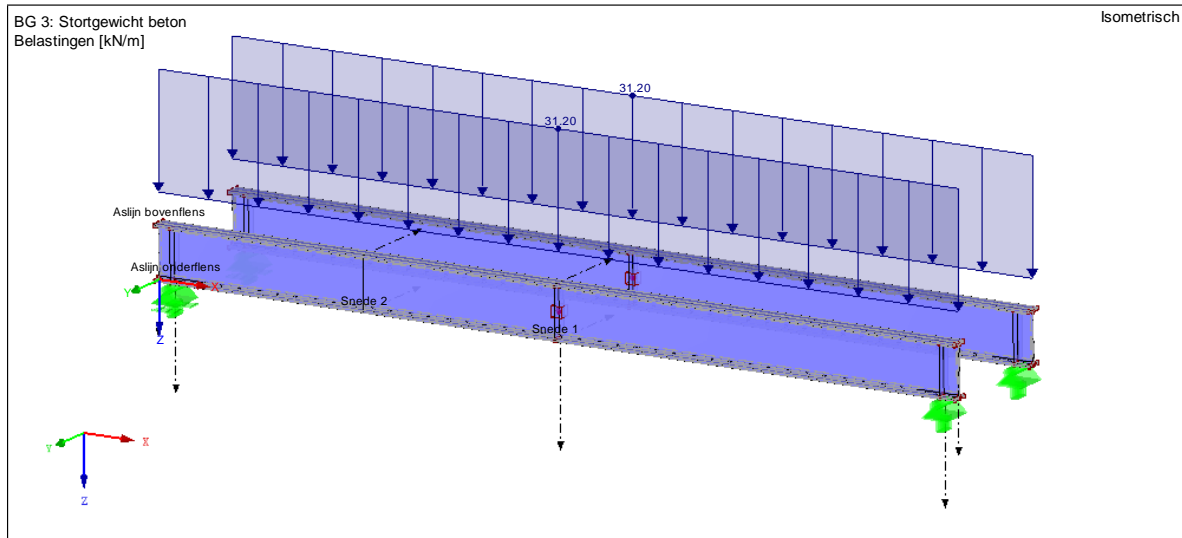
Figuur 83



### BG 3 → Beton

Dekdikte 1,20m

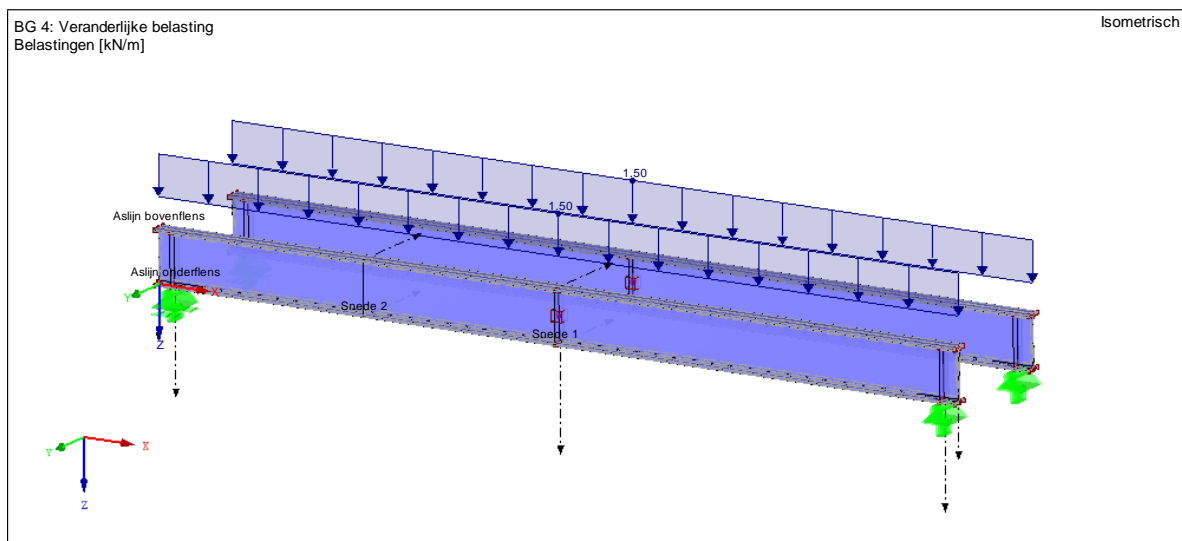
- $q_{\text{beton,verticaal}} = 1,20 * 26 * 1,00 \text{ (h.o.h)} = 31,2 \text{ kN/m}^1$



Figuur 84

### BG 4 Veranderlijke belasting

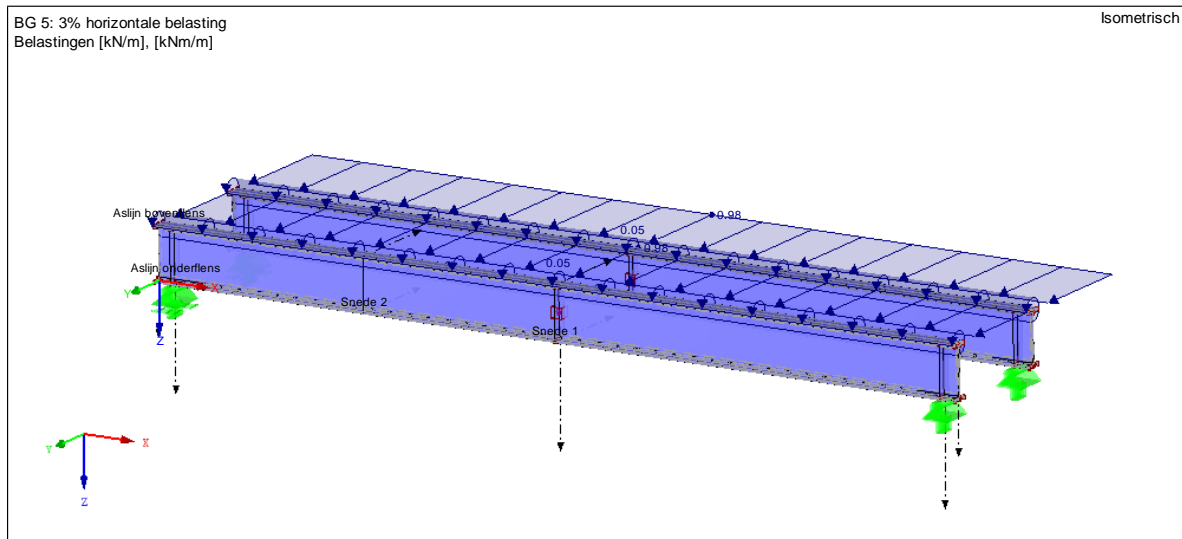
- $q_Q = 1,50 * 1,00 \text{ (h.o.h)} = 1,50 \text{ kN/m}^1$



Figuur 85

### BG 5 → 3% horizontaal (scheefstand)

- $q_{hor} = 0,03 \cdot q_{beton,verticaal} = 0,03 \cdot 32,7 = 0,981 \text{ kN/m}^1$ , deze grijpt aan op bk tooglat.
- Aangehouden wordt 50 mm boven hart van de bovenflens (gem. tooglatdikte),
- $m_x = 0,981 \cdot 0,05 = 0,04905 \text{ kNm/m}^1$ ; t.o.v. bovenkant flens



Figuur 86

### BG 6 → Imperfectie (kromming van de ligger)

- $v_{0m} = k \cdot e_{0,d} = 2/3 \cdot (0,5 \cdot 75) = 25 \text{ mm}^1$

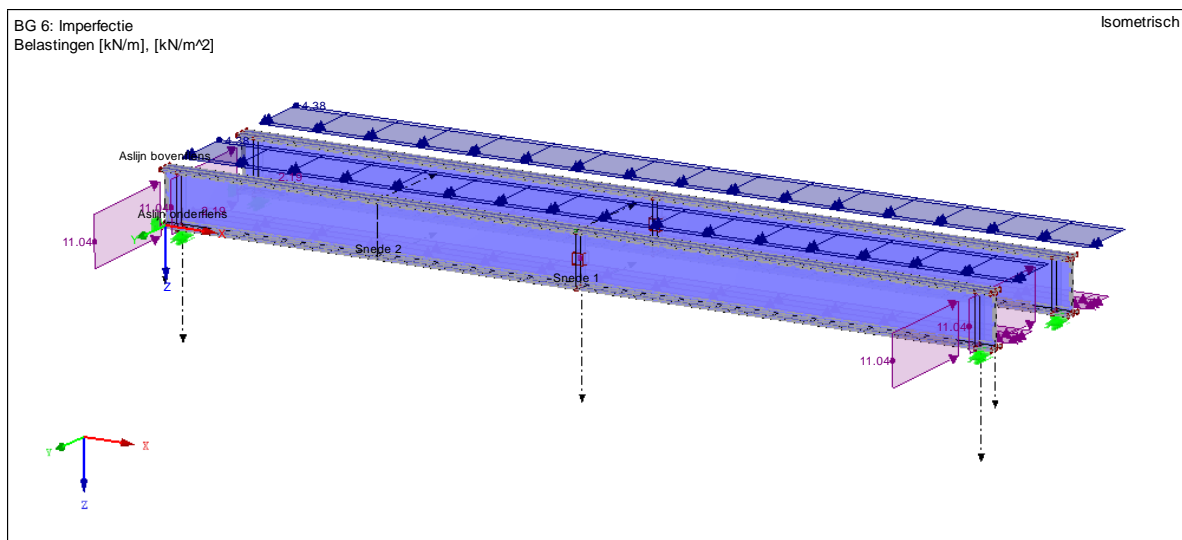
waarin:

$e_0 = 1/200 \cdot L = 1/200 \cdot 15000 = 75 \text{ mm}$ ; overeenkomstig tabel 5.1 van NEN-EN 1993-1-1  
 $k = 0,5 [-]$ ; overeenkomstig art.5.3.4.(c) van NEN-EN 1993-1-1

kromming is als een horizontale belasting van  $q = 1,314 \text{ kN/m}$  ingevoerd met als resultaat een initiële van 25 mm in het midden van de overspanning; dit belastinggeval (BG 6) wordt als een imperfectie in de belastingcombinaties in rekening gebracht.

Noot

1) Voor een elastische berekening wordt de waarde  $v_{0m}$  met een factor 2/3 worden gereduceerd.

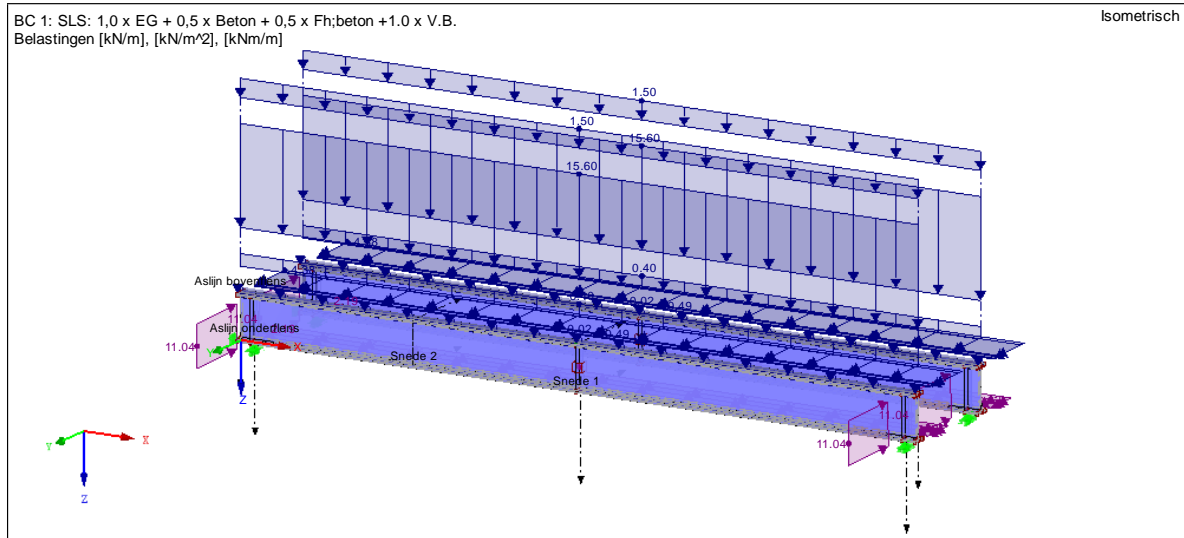


Figuur 87

## E.2.2 BELASTINGCOMBINATIES

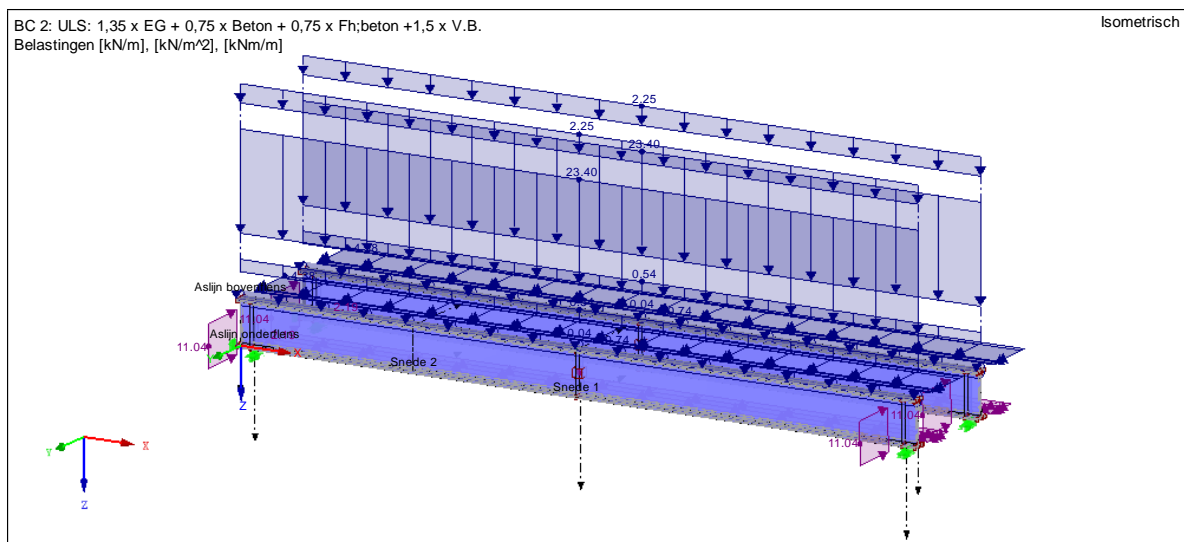
Voor 50% van het stortgewicht :

BC 1 – SLS :  $1,0 \times \text{EG} + 0,5 \times \text{Beton} + 0,5 \times F_{h;\text{beton}} + 1,0 \times \text{V.B.}$



Figuur 88

BC 2 – SLS :  $1,35 \times \text{EG} + 0,75 \times \text{Beton} + 0,75 \times F_{h;\text{beton}} + 1,5 \times \text{V.B.}$



Figuur 89

Opmerking

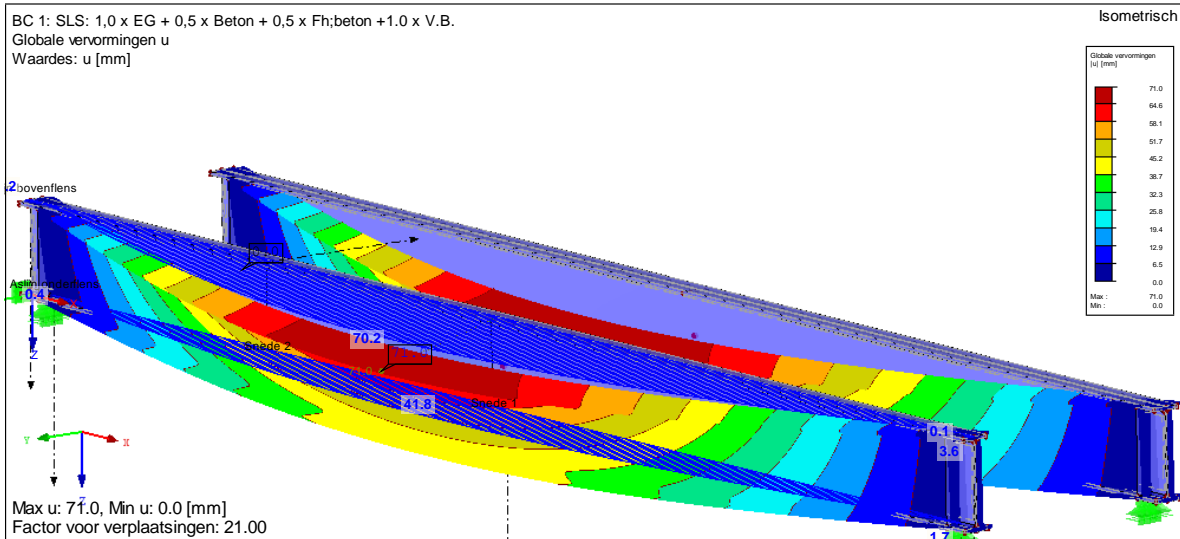
- BG 6 is als een imperfectie in de belastingcombinatie in rekening gebracht.

## E.2.3 VERVORMING

### Vervormingen elastisch; geometrisch niet-lineaire berekening

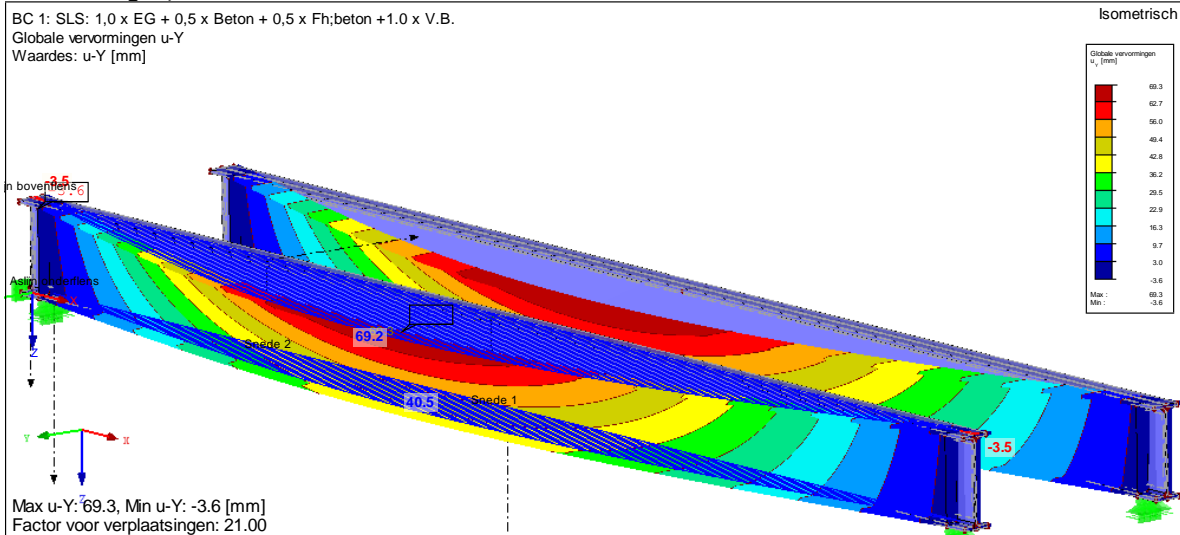
(inclusief een initiële lokale vooruitbuiging van  $e_{y,0} = 25$  mm, als bedoeld in art. 5.3.2(3b) van NEN-EN 1993-1-1+A1:2014)

Vervorming  $U_{\text{totaal}} = 71$  mm



Figuur 90

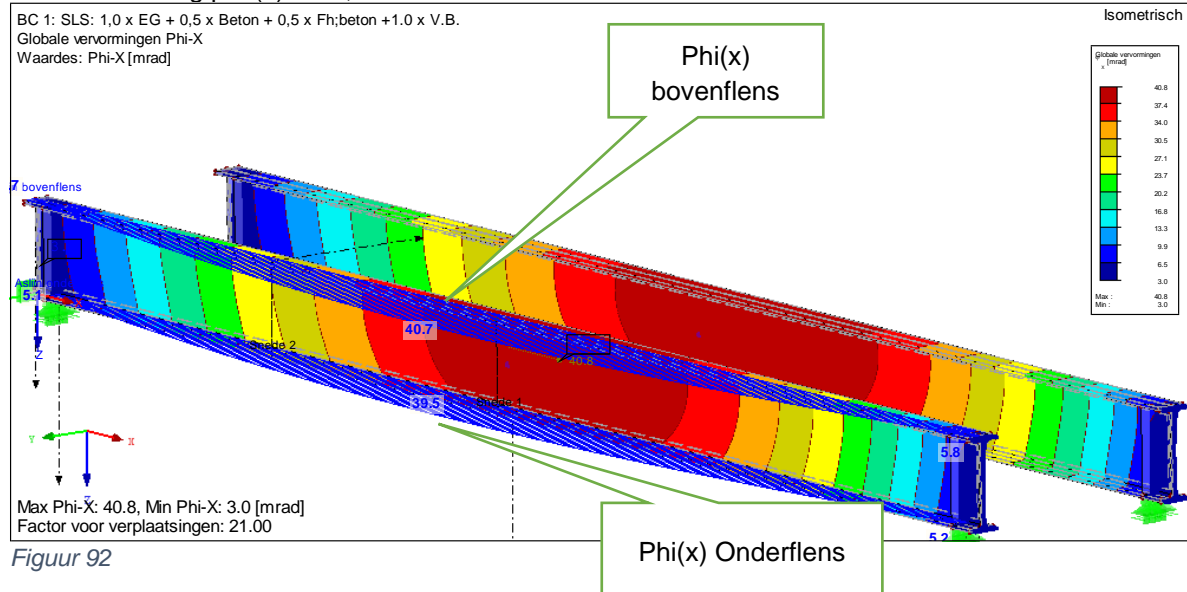
Vervorming  $U_y = 69,3$  mm



Figuur 91

### Hoekverdraaiing $\phi(x) = 40,8$ mrad

BC 1: SLS: 1,0 x EG + 0,5 x Beton + 0,5 x Fh;beton +1.0 x V.B.  
 Globale vervormingen Phi-X  
 Waardes: Phi-X [mrad]

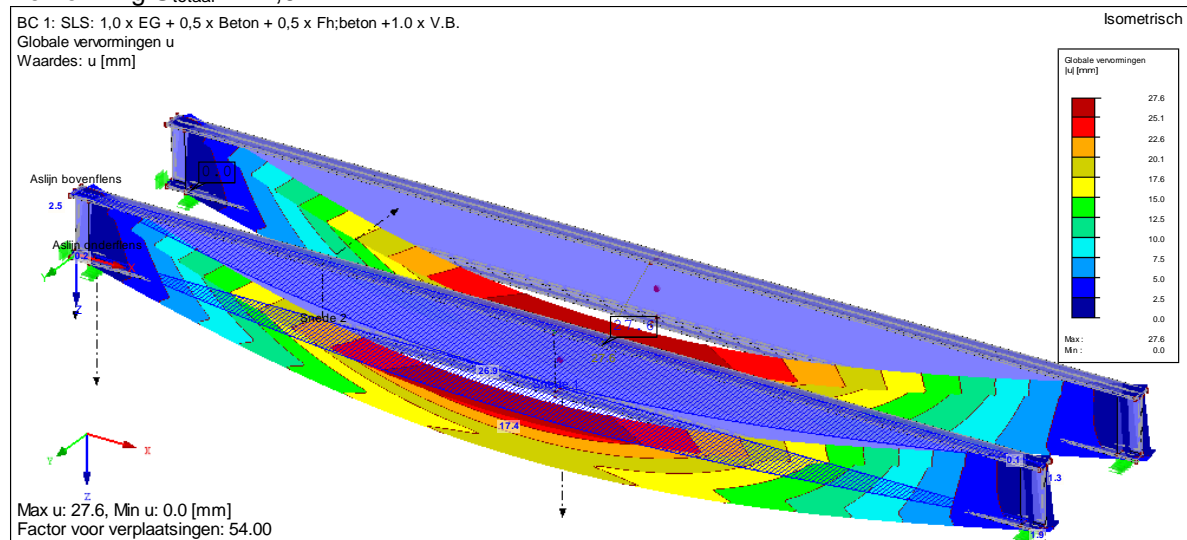


Figuur 92

### Vervormingen elastisch; geometrisch lineaire berekening

### Vervorming $U_{\text{totaal}} = 27,6$ mm

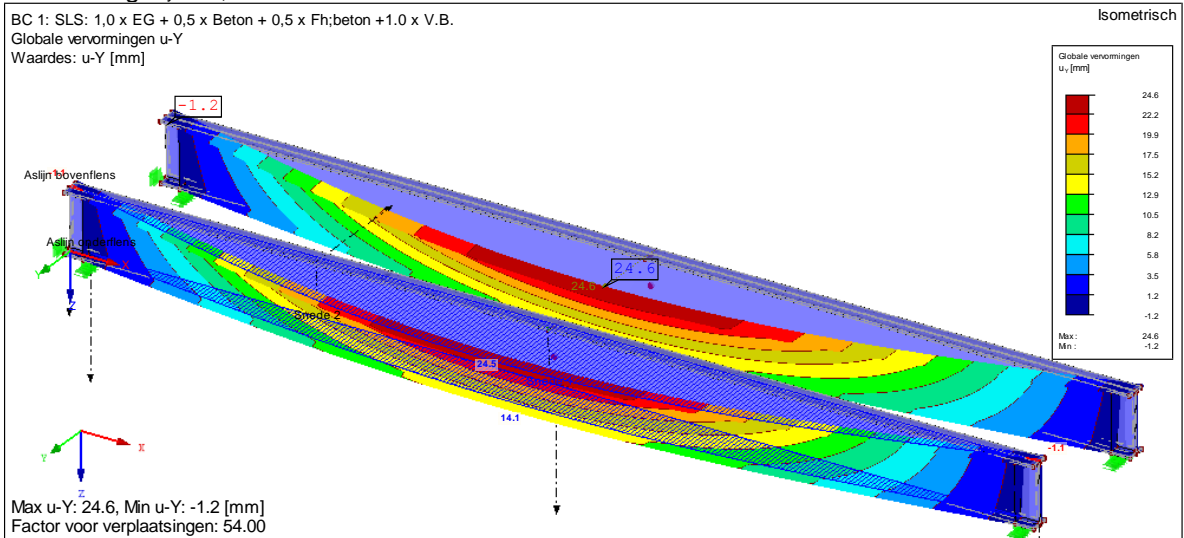
BC 1: SLS: 1,0 x EG + 0,5 x Beton + 0,5 x Fh;beton +1.0 x V.B.  
 Globale vervormingen u  
 Waardes: u [mm]



Figuur 93

### Vervorming $U_y=24,6$ mm

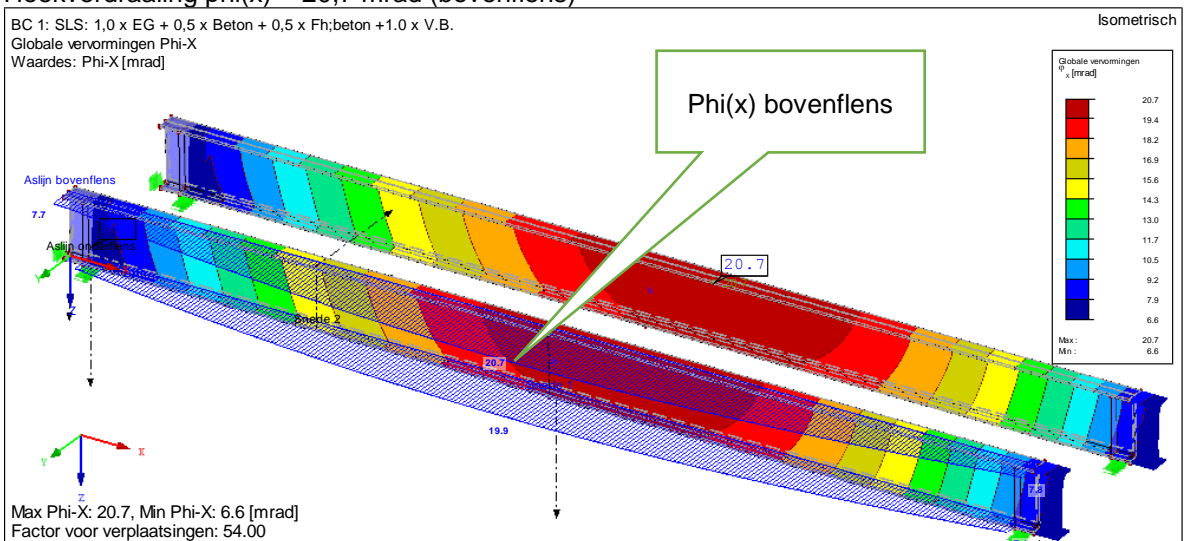
BC 1: SLS: 1,0 x EG + 0,5 x Beton + 0,5 x Fh;beton +1,0 x V.B.  
 Globale vervormingen u-Y  
 Waardes: u-Y [mm]



Figuur 94

### Hoekverdraaiing $\phi(x) = 20,7$ mrad (bovenflens)

BC 1: SLS: 1,0 x EG + 0,5 x Beton + 0,5 x Fh;beton +1,0 x V.B.  
 Globale vervormingen Phi-X  
 Waardes: Phi-X [mrad]



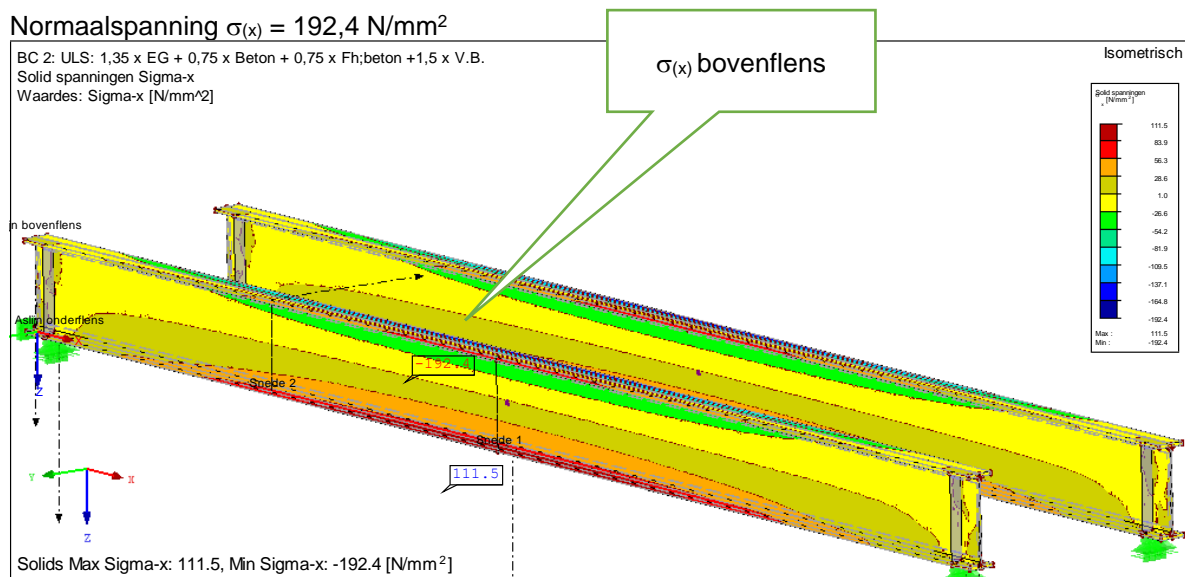
Figuur 95

## E.2.4 SPANNINGEN

### Spanningen: elastisch, geometrisch niet-lineaire berekening

Normaalspanning  $\sigma_{(x)} = 192,4 \text{ N/mm}^2$

BC 2: ULS: 1,35 x EG + 0,75 x Beton + 0,75 x Fh;beton + 1,5 x V.B.  
Solid spanning Sigma-x  
Waardes: Sigma-x [N/mm<sup>2</sup>]



Figuur 96

Resulterende normaalspanning  $\sigma_{(x)} = 192,4 \text{ N/mm}^2 \leq f_y / \gamma_{M1} = 235 / 1,1 = 213,6 \text{ N/mm}^2$

## BIJLAGE F. HOOFDSTUK 5 VOORBEELDBEREKENINGEN

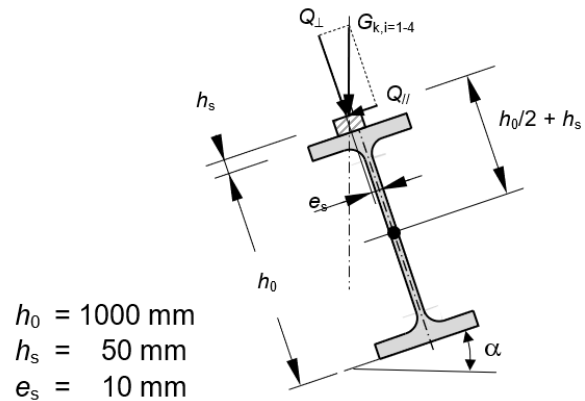
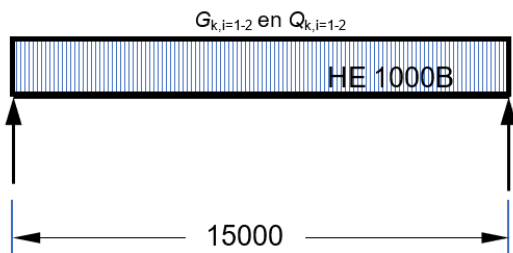
### F.1.1 9.1 TWEDE-ORDE BEREKENING ONDERSLAG HE 1000B MET 50% VAN HET STORTGEWICHT

(A) Gegevens en uitgangspunten

Profiel: HE 1000B (staalsoort S235): h.o.h 1000 mm, overspanning L = 15000 mm

(1) Schematisering

- type oplegging: gaffelopleggingen



$$\begin{aligned} h_0 &= 1000 \text{ mm} \\ h_s &= 50 \text{ mm} \\ e_s &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

verkanting ( $\alpha$ ) = 2,5%

Figuur 97 Schematisering onderslag HE 1000B

(2) Belastingen

(a) Verticale belasting

- eigen gewicht bekisting (betonplex en kinderbinten) :  $G_{k,1} = 0,40 \text{ kN/m}^1$
- eigen gewicht HE 1000B (onderslagen) :  $G_{k,2} = 3,20 \text{ kN/m}^1$
- massagewicht vers beton (veranderlijke belasting) :  $Q_{k,1} = 15,60 \text{ kN/m}^2$ ; (=  $1,2 \cdot 26,0/2$ )
- veranderlijke belasting (werkbelasting) :  $Q_{k,2} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

(b) Horizontale belasting

- 3% van de verticale belasting:  $Q_{h,1} = 0,03 \cdot (15,60 + 1,50) \cdot 1,0 = 0,513 \text{ kN/m}$

(c) Belastingcombinaties:

- ULS BC1:  $q_{v1,Ed} = \{1,35 \cdot (0,40 + 3,20) + 1,50 \cdot (0,6 \cdot 26 + 1,50)\} \cdot 1,0 = 30,51 \text{ kN/m}$   
 $q_{h1,Ed} = (1,5 \cdot 0,513) \cdot 1,0 = 0,77 \text{ kN/m}$

- SLS BC2:  $q_{v2,Ek} = \{1,0 \cdot (0,40 + 3,20) + 1,0 \cdot (0,6 \cdot 26 + 1,50)\} \cdot 1,0 = 20,70 \text{ kN/m}$   
 $q_{h2,Ek} = (1,0 \cdot 0,513) \cdot 1,0 = 0,513 \text{ kN/m}$

(d) Wringing:

- uit verkanting dek 2,5% :  $0,025 \cdot q_{v1,Ed} \cdot (h/2 + h_s) = 0,025 \cdot 30,51 \cdot (1,0/2 + 0,05) = 0,42 \text{ kNm/m}$
- uit excentriciteit tooglat :  $q_{v,Ed} \cdot e_s = 30,51 \cdot 0,01 = 0,31 \text{ kNm/m}$
- uit horizontale belasting 3%:  $0,03 \cdot q_{v,Ed} \cdot (h/2 + h_s) = 0,030 \cdot 30,51 \cdot (1,0/2 + 0,05) = 0,50 \text{ kNm/m}$
- uit zijdelingse uitbuiging :  $q_{v1,Ed} \cdot (2/\pi + 0,1) \cdot v_0 = 30,51 \cdot (2/\pi + 0,1) \cdot 9,9 \cdot 10^{-3} = 0,22 \text{ kNm/m}$   
 $m_{x,Ed} = 1,45 \text{ kNm/m}$



waarin:

$$v_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{h1,Ek} \cdot L^4}{EI_z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,513 \cdot 15000^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 16280 \cdot 10^4} = 9,9 \text{ mm}$$

(B) Tweede orde berekening overeenkomstig bijlage A2 van NEN-EN 1993-6:2008

$$u.c. = \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{C_{Mz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_w \cdot k_{zw} \cdot k_\alpha \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rk} / \gamma_{M1}}$$

$$u.c. = \frac{858}{0,371 \cdot 3029 / 1,1} + \frac{0,95 \cdot 22}{256 / 1,1} + \frac{0,682 \cdot 0,905 \cdot 3,124 \cdot 9,76}{122 / 1,1} = 1,10 > 1,0 [-]$$

waarin:

$$M_{y,Ed} = 1/8 \cdot q_{v1} \cdot L^2 = 1/8 \cdot 30,51 \cdot 15,0^2 = 858 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Rk} = W_{y,el} \cdot f_y = 12890 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 3029 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 1/8 \cdot q_{h1} \cdot L^2 = 1/8 \cdot 0,77 \cdot 15,0^2 = 22 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rk} = W_{z,el} \cdot f_y = 1090 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 256 \text{ kNm}$$

$$C_{mz} = 0,95 - 0,8 \cdot \alpha_s = 0,95 - 0,8 \cdot 0 = 0,95 [-]; \text{ voor } \alpha_s = M_h / M_s = 0 / 22 = 0 [-]$$

$$T_{w,Ed} = 9,76 \text{ kNm}^2$$

$$T_{w,Rk} = 1/6 \cdot b_{fl}^2 \cdot t_{fl} \cdot (h - t_{fl}) f_y = 1/6 \cdot 300^2 \cdot 36 \cdot (1000 - 36) \cdot 235 \cdot 10^{-9} = 122 \text{ kNm}^2$$

$$k_w = 0,7 - 0,2 \cdot T_{w,Ed} / (T_{w,Rk} / \gamma_{M1}) = 0,7 - 0,2 \cdot 9,76 / (122 / 1,1) = 0,682 [-]; \text{ voor } T_{w,Ed} / (T_{w,Rk} / \gamma_{M1}) \leq 0,5$$

$$k_{zw} = 1 - M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 1 - 22 / (256 / 1,1) = 0,905 [-]$$

$$k_\alpha = 1 / (1 - M_{y,Ed} / M_{y,cr}) = 1 / (1 - 858 / 1262) = 3,124 [-]$$

voor:

$$M_{cr} = 1262 \text{ kNm}; \text{ zie } \S. 8.1.10 \text{ (pag. ) van rapport D07-2}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 1,55 [-] \quad \textit{idem}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \lambda_{LT,0})] + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,55 - 0,40)] + 0,75 \cdot 1,55^2 = 1,683 [-]$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT} - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}) = 1 / (1,683 + (1,683^2 - 0,75 \cdot 1,55^2)^{0,5}) = 0,371 [-]$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2) = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,94) \cdot (1 - 2,0 \cdot (1,55 - 0,8)^2) = 1,0 [-]$$

$$\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 0,371 / 1,0 = 0,371 [-]$$

(C) Tweede orde doorsnedeberekening overeenkomstig  $\alpha_g$ -methode

(overeenkomstig *RubStahl-Bericht 2-2002 Bemessung von Träger unter Biegung und Torsion nach Th. II Ordnung; Jörg Fricke*)

(1) Uitgangspunten

(a) Doorsnedegrootheden HE 1000B

$$I_z = 16280 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

$$I_T = 1254 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_{\omega} = 37640 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

(b) Materiaalcoëfficiënt:  $\gamma_{M1} = 1,1$  [-]

(2) Tussenwaarden:

$$\varepsilon_T = L \cdot \sqrt{\frac{GI_T}{EI_{\omega}}} = 15 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{\frac{81000 \cdot 1254 \cdot 10^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 37640 \cdot 10^9}} = 5,377 \text{ [-]}$$

$$I_T^* = I_T \cdot \left( \frac{10}{\varepsilon_T^2} + 1 \right) = 1254 \cdot 10^4 \cdot \left( \frac{10}{5,377^2} + 1 \right) = 1688 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

(3) Imperfecties

Staafimperfectie voor een op buiging belaste ligger overeenkomstig art. 5.3.4(3) van NEN-EN 1993-1-1

$$v_{0m} = k \cdot e_{0,d} = 2/3 \cdot 0,5 \cdot 75 = 25 \text{ mm}^1)$$

waarin:

$$e_0 = \text{initiële uitbuiging} = 1/200 \cdot L = 1/200 \cdot 15000 = 75 \text{ mm}; \text{ overeenkomstig tabel 5.1 van NEN-EN 1993-1-1 voor knikkromme c}$$

Noot

1) Voor elastische berekening mag de waarde van  $v_{0m}$  met 2/3 worden gereduceerd

(4) Hoekverdraaiing

Randvoorwaarde hoekverdraaiing:  $|\vartheta_m^{\text{II}}| \leq 0,3 \text{ rad}$

$$\vartheta_m^{\text{II}} = \alpha_g \cdot \left( 1,09 \cdot \frac{q_{v1} \cdot v_{0m}}{GI_T^*} \cdot \left( \frac{L}{\pi} \right)^2 + \frac{|m_x| \cdot L^2}{8 \cdot GI_T^*} \right) \cdot \text{sign}(m_x) =$$

$$\vartheta_m^{\text{II}} = 2,415 \cdot \left( 1,09 \cdot \frac{30,51 \cdot 25}{81000 \cdot 1688 \cdot 10^4} \cdot \left( \frac{15000}{\pi} \right)^2 + \frac{1,45 \cdot 10^3 \cdot 15000^2}{8 \cdot 81000 \cdot 1688 \cdot 10^4} \right) \cdot 1,0$$

$$\vartheta_m^{\text{II}} = 0,106 \text{ rad} \leq 0,3 \text{ rad}$$

waarin:

$$\bar{q} = \bar{q}_{\text{mx}} = q_{v1} \cdot \left( \frac{L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{1,25 \cdot q_{v1} \cdot (L/\pi)^4 - 1,03 \cdot EI_z / \gamma_M \cdot Z_F}{EI_z \cdot GI_T^*}$$

$$\bar{q} = \bar{q}_{\text{mx}} = 30,51 \cdot \left( \frac{15000}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{1,25 \cdot 30,51 \cdot (15000/\pi)^4 - 1,03 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 16280 \cdot 10^4 \cdot (-550)}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 16280 \cdot 10^4 \cdot 81000 \cdot 1688 \cdot 10^4} = 0,586 \text{ [-]} < 1$$

$$\alpha_g = \frac{1}{1 - \bar{q}} = \frac{1}{1 - 0,586} = 2,415 \text{ [-]}$$

voor:

$$\text{sign}(m_x) = 1 \text{ [-]; voor } m_x > 0$$

(5) Snedekrachten

(a) Eerste orde snedekrachten

$$M_{y,m} = q_{v1} \cdot L^2 / 8 = 30,51 \cdot 15,0^2 / 8 = 858,09 \text{ kNm}$$

$$M_{z,m} = q_{h1} \cdot L^2 / 8 = 0,531 \cdot 15,0^2 / 8 = 14,93 \text{ kNm}$$

$$V_{z,a} = q_{v1} \cdot L / 2 = 30,51 \cdot 15,0 / 2 = 228,83 \text{ kN}$$

(b) Tweede orde snedekrachten

$$M_{z,m}^{II} = -M_{y,m} \cdot g_M^{II} = -858 \cdot 10^6 \cdot 0,106 = -91 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{xp,A}^{II} = G I_T \cdot g_m^{II} \cdot \pi / L = 81000 \cdot 1254 \cdot 10^4 \cdot 0,106 \cdot \pi / 15000 = 22,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{\omega,M}^{II} = \alpha_g \cdot \frac{m_{x,m}^I \cdot L^2}{\varepsilon_T^2} \cdot \left[ 1 - \frac{2 \cdot \sinh(\varepsilon_T / 2)}{\sinh(\varepsilon_T)} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{1,23 \cdot q_z \cdot v_{0m}}{74 \cdot |m_{x,m}^I|} \cdot (21 - \varepsilon_T) \right]$$

$$M_{\omega,M}^{II} = 2,415 \cdot \frac{2388 \cdot 15000^2}{5,377^2} \cdot \left[ 1 - \frac{2 \cdot \sinh(5,377 / 2)}{\sinh(5,377)} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{1,23 \cdot 30,51 \cdot 25}{74 \cdot 2388} \cdot (21 - 5,377) \right]$$

$$M_{\omega,M}^{II} = 35,59 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2$$

waarin:

$$m_{x,m}^I = (|m_x| + 1,23 \cdot q_z \cdot v_{0m}) \cdot \text{sgn}(m_x) = (1450 + 1,23 \cdot 30,51 \cdot 25) \cdot 1,0 = 2388 \text{ Nmm/mm}$$

(6) Resulterende staalspanningen

veldmidden:

$$\sigma_x = \frac{|M_y|}{I_y} \cdot z + \frac{M_z + |M_{z,m}^{II}|}{I_z} \cdot y + \frac{|M_{\omega,M}^{II}|}{I_{\omega}} \cdot \max(\omega) = \frac{858,09 \cdot 10^6}{644748 \cdot 10^4} \cdot 500 + \frac{(14,93 + 91) \cdot 10^6}{16280 \cdot 10^4} \cdot 150 + \frac{35,59 \cdot 10^9}{37,64 \cdot 10^{12}} \cdot 72,3 \cdot 10^3$$

$$\sigma_x = 66,5 + 97,6 + 68,4 = 233 \text{ N/mm}^2 \leq f_y / \gamma_M = 235 / 1,1 = 213 \text{ N/mm}^2$$

oplegging:

$$\tau_{xs} = \frac{|V_z| \cdot \max(S_y)}{I_y \cdot \min(t)} + \frac{M_{xp,A}}{I_T} \cdot \max(t) = \frac{228,83 \cdot 10^3 \cdot 7428 \cdot 10^3}{644748 \cdot 10^4 \cdot 19} + \frac{22,6 \cdot 10^6}{1254 \cdot 10^4} \cdot 36$$

$$\tau_{xs} = 13,9 + 64,9 = 78,8 \text{ N/mm}^2 \leq 0,58 \cdot f_y / \gamma_M = 0,58 \cdot 235 / 1,1 = 124 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{voldoet niet}$$

voor:

$$\gamma_M = \gamma_{M1} = 1,1 \text{ [-]}$$

## F.1.2 9.2 TWEDE ORDE BEREKENING ONDERSLAG HE 1000B MET 100% VAN HET STORTGEWICHT

(A) Gegevens en uitgangspunten

Profiel: HE 1000B (staalsoort S235): h.o.h 1000 mm, overspanning L = 15000 mm

(1) Schematisering

- overeenkomstig 8.1 ; met toepassing van kipsteun op  $L_1 = 7,50$  m

(2) Belastingen

(a) Verticale belasting

- eigen gewicht bekisting ( betonplex en kinderbinten) :  $G_{k,1} = 0,40$  kN/m<sup>1</sup>
- eigen gewicht HE 1000B ( onderslagen) :  $G_{k,2} = 3,20$  kN/m<sup>1</sup>
- massagewicht vers beton ( veranderlijke belasting) :  $Q_{k,1} = 31,20$  kN/m<sup>2</sup>; (=1,2·26,0/2 )
- veranderlijke belasting (werkbelasting) :  $Q_{k,2} = 1,50$  kN/m<sup>2</sup>

(b) Horizontale belasting

- 3% van de verticale belasting:  $Q_{h,1} = 0,03 \cdot (31,20 + 1,50) \cdot 1,0 = 0,981$  kN/m

(c) Belastingcombinaties:

- ULS BC1:  $q_{v1} = \{1,35 \cdot (0,40 + 3,20) + 1,50 \cdot (31,20 + 1,50)\} \cdot 1,0 = 53,91$  kN/m  
 $q_{h1} = (1,5 \cdot 0,981) \cdot 1,0 = 1,47$  kN/m

- SLS BC2:  $q_{v2} = \{1,0 \cdot (0,40 + 3,20) + 1,0 \cdot (31,20 + 1,50)\} \cdot 1,0 = 36,30$  kN/m  
 $q_{h2} = (1,0 \cdot 0,981) \cdot 1,0 = 0,981$  kN/m

(d) Wringing:

- uit verkanting dek 2,5% :  $0,025 \cdot q_{v1} \cdot (h/2 + h_s) = 0,025 \cdot 53,91 \cdot (1,0/2 + 0,05) = 0,74$  kNm/m
- uit excentriciteit tooglat :  $q_v \cdot e_s = 53,91 \cdot 0,01 = 0,54$  kNm/m
- uit horizontale belasting 3% :  $0,03 \cdot q_v \cdot (h/2 + h_s) = 0,030 \cdot 53,91 \cdot (1,0/2 + 0,05) = 0,89$  kNm/m
- uit zijdelingse uitbuiging :  $q_{v1} \cdot (2/\pi + 0,1) \cdot v_0 = 53,91 \cdot (2/\pi + 0,1) \cdot 18,9 \cdot 10^{-3} = 0,75$  kNm/m  
 $m_x = 2,92$  kNm/m

waarin:

$$v_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{h2} \cdot L^4}{EI_z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,981 \cdot 15000^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 16280 \cdot 10^4} = 18,9 \text{ mm}$$

(B) Tweede orde berekening overeenkomstig bijlage A2 van NEN-EN 1993-6:2008

(1) Stabiliteit

$$u.c. = \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{C_{Mz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_w \cdot k_{zw} \cdot k_a \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rk} / \gamma_{M1}}$$

$$u.c. = \frac{858}{0,691 \cdot 3029 / 1,1} + \frac{0,50 \cdot 10,34}{256 / 1,1} + \frac{0,628 \cdot 0,956 \cdot 1,442 \cdot 40,13}{122 / 1,1} = 0,79 \leq 1,0 [-]$$

waarin:

$$M_{y,Ed} = 1/8 \cdot q_{v1} \cdot L^2 = 1/8 \cdot 30,51 \cdot 15,0^2 = 858 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Rk} = W_{y,el} \cdot f_y = 12890 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 3029 \text{ kNm}$$

$$M_{z,i,Ed} = -1/8 \cdot q_{h1} \cdot L^2 = -1/8 \cdot 1,47 \cdot 7,5^2 = -10,34 \text{ kNm}$$

$$M_{z,v,Ed} = 1/16 \cdot q_{h1} \cdot L_1^2 = 1/16 \cdot 1,47 \cdot 7,5^2 = 5,17 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rk} = W_{z,el} \cdot f_y = 1090 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 256 \text{ kNm}$$

$$C_{mz} = 0,10 - 0,8 \cdot \alpha_s = 0,10 - 0,8 \cdot (-0,5) = 0,50 [-]; \text{ voor } \alpha_s = M_h/M_s = 5,17 / -10,34 = -0,5 [-]$$

$$T_{w,Ed} = 40,13 \text{ kNm}^2$$

$$T_{w,Rk} = 1/6 \cdot b_{fl}^2 \cdot t_{fl} \cdot (h - t_{fl}) f_y = 1/6 \cdot 300^2 \cdot 36 \cdot (1000 - 36) \cdot 235 \cdot 10^{-9} = 122 \text{ kNm}^2$$

$$k_w = 0,7 - 0,2 \cdot T_{w,Ed} / (T_{w,Rk} / \gamma_{M1}) = 0,7 - 0,2 \cdot 40,13 / (122 / 1,1) = 0,628 [-]$$

$$k_{zw} = 1 - M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 1 - 10,34 / (256 / 1,1) = 0,956 [-]$$

$$k_\alpha = 1 / (1 - M_{y,Ed} / M_{y,cr}) = 1 / (1 - 858 / 2798) = 1,442 [-]$$

VOOR:

$$M_{cr} = 2798 \text{ kNm}; \text{ zie } \S. 8.1.10 \text{ (pag. 59) van rapport D07-2}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,041 [-] \quad \textit{idem}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,041 - 0,40) + 0,75 \cdot 1,041^2] = 1,063 [-]$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT} - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}) = 1 / (1,063 + (1,063^2 - 0,75 \cdot 1,041^2)^{0,5}) = 0,615 [-]$$

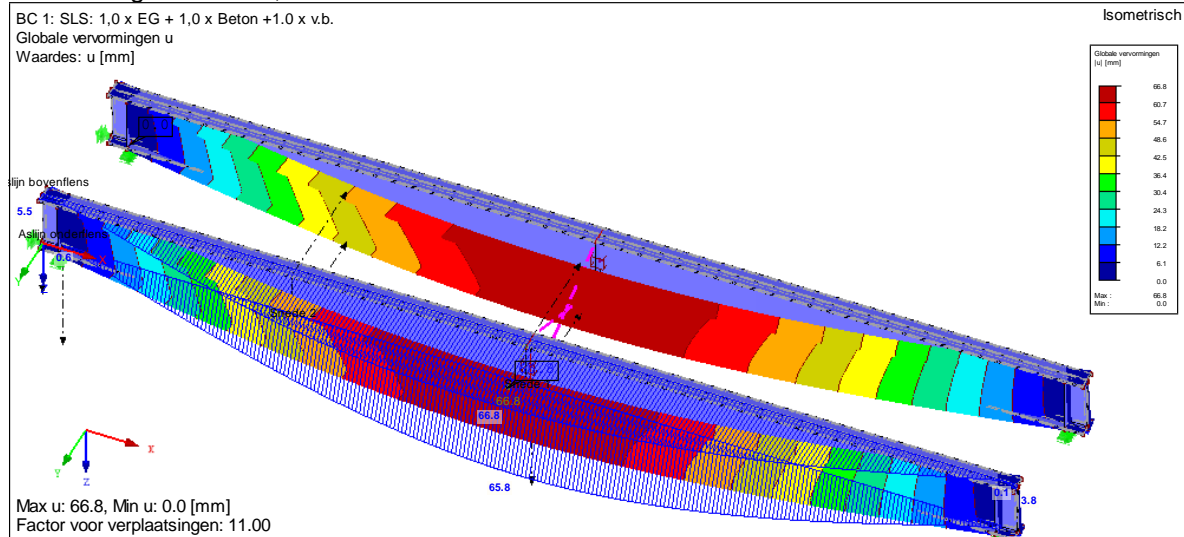
$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2) = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,752) \cdot (1 - 2,0 \cdot (1,041 - 0,8)^2) = 0,89 [-]$$

$$\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 0,615 / 0,89 = 0,691 [-] < 1,0 \text{ en } 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2 = 1 / 1,041^2 = 0,923 [-]$$

(2) Vervormingen met toepassing van kipsteun op L=7500 mm

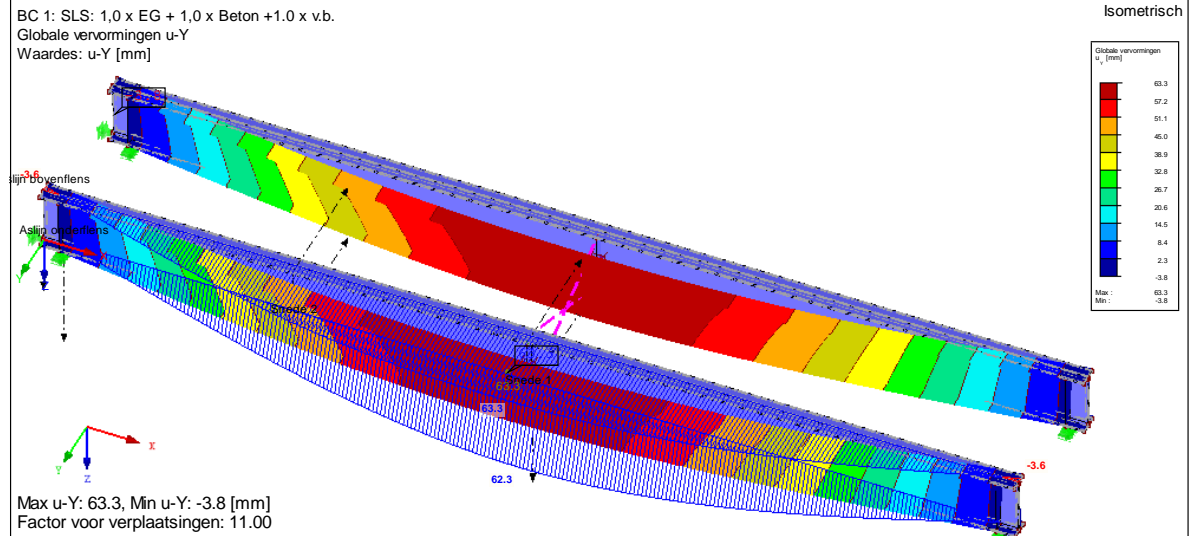
**(a) Vervormingen elastisch; geometrisch niet-lineaire berekening**

Vervorming  $U_{\text{totaal}} = 66,8 \text{ mm}$



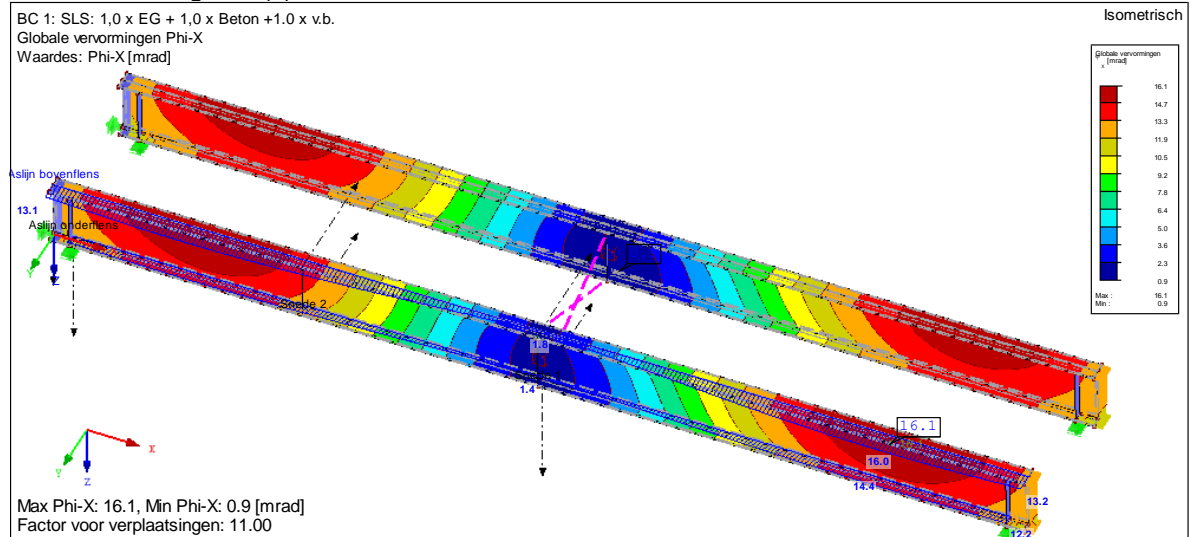
Figuur 98

### Vervorming $U_y = 63,3$ mm



Figuur 99

### Hoekverdraaiing $\Phi(x) = 16,1$ mrad

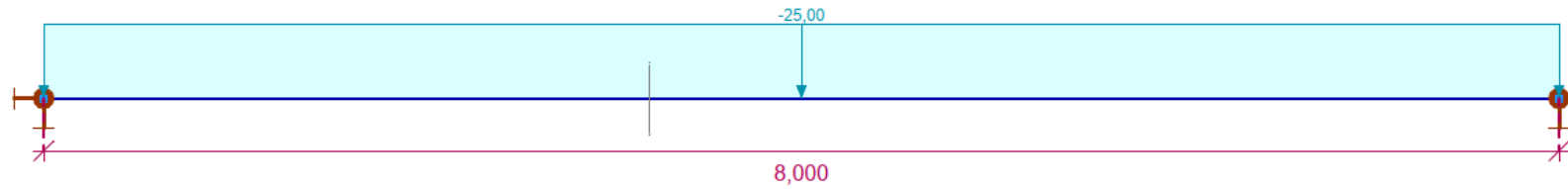


Figuur 100

## BIJLAGE G. HOOFDSTUK 6 EN 7

### G.1 BEREKENING AXISVM STAAFMODEL.AXS

#### CONSTRUCTIE



Figuur 101 ST1, Vooraanzicht


## Materialen

	Naam	Type	Nationale norm	Materiaalnorm	Model	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\alpha_T$ [1/°C]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Materiaal kleur	Contour kleur	Structuur	$P_1$
1	S 235	Staal	Eurocode-NL	10025-2	Lineair	210000	210000	0,30	1,2E-5	7850			Steel	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 235,00

	Naam	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$	$P_7$	$P_8$	$P_9$	$P_{10}$	$P_{11}$	$P_{12}$	$P_{13}$	$P_{14}$
1	S 235	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 360,00	$f_y^c$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 215,00	$f_u^c$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 360,00										

**Naam:** Materiaalnaam; **Type:** Type materiaal; **Model:** Materiaal model;  $E_x$ : Elasticiteitsmodulus in lokale x richting;  $E_y$ : Elasticiteitsmodulus in lokale y richting;  $\nu$ : Poisson's verhouding;  $\alpha_T$ : Warmteuitzettingscoëfficiënt;  $\rho$ : Dichtheid; **Materiaal kleur:** Materiaalkleur; **Contour kleur:** Contourkleur;  $P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6, P_7, P_8, P_9, P_{10}, P_{11}, P_{12}, P_{13}, P_{14}$ : Ontwerpparameter;

## Profielen

	Naam	Tekening	Productie	Vorm	$h$ [mm]	$b$ [mm]	$t_w$ [mm]	$t_f$ [mm]	$r_1$ [mm]	$r_2$ [mm]	$r_3$ [mm]	$A_x$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_y$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_z$ [mm <sup>2</sup> ]	$I_x$ [mm <sup>4</sup> ]	$I_y$ [mm <sup>4</sup> ]	$I_z$ [mm <sup>4</sup> ]
1	HE 400 B		Gewalst	I	400,0	300,0	13,5	24,0	27,0	0	0	19780,69	12906,75	5258,85	3667900,0	5,8E+08	1,1E+08

	Naam	$I_{yz}$ [mm <sup>4</sup> ]	$I_1$ [mm <sup>4</sup> ]	$I_2$ [mm <sup>4</sup> ]	$\alpha$ [°]	$I_\omega$ [mm <sup>6</sup> ]	$W_{1,el,t}$ [mm <sup>3</sup> ]	$W_{1,el,b}$ [mm <sup>3</sup> ]	$W_{2,el,t}$ [mm <sup>3</sup> ]	$W_{2,el,b}$ [mm <sup>3</sup> ]	$W_{1,pl}$ [mm <sup>3</sup> ]	$W_{2,pl}$ [mm <sup>3</sup> ]	$i_y$ [mm]	$i_z$ [mm]	$H_y$ [mm]	$H_z$ [mm]
1	HE 400 B	0	5,8E+08	1,1E+08	0	3,7E+12	2884429,0	2884429,0	721276,4	721276,4	3232222,0	1104084,0	170,8	74,0	300,0	400,0

	Naam	$y_G$ [mm]	$z_G$ [mm]	$y_s$ [mm]	$z_s$ [mm]	S.p.
1	HE 400 B	150,0	200,0	0	0	9

**Naam:** Doorsnede naam; **Productie:** Productieproces; **Vorm:** Profiel; **h:** Doorsnede hoogte; **b:** Doorsnede breedte; **tw:** Lijfdikte; **tf:** Flensdikte;  $r_1, r_2, r_3$ : Afrondingswaarde; **Ax, Ay, Az:** Doorsnede-oppervlak; **Ay, Az:** Afschuivingsoppervlak; **Ix:** Torsietraagheidsmoment; **Iy, Iz:** Buigtraagheidsmoment; **Iyz:** Centrifugaal traagheidsmoment;  $I_1, I_2$ : Hoofdbuigtraagheidsmoment;  $\alpha$ : Hoofdrichtingen;  $I_\omega$ : Krommingsconstante;  $W_{1,el,t}, W_{1,el,b}, W_{2,el,t}, W_{2,el,b}$ : Elasticiteit modulus;  $W_{1,pl}, W_{2,pl}$ : Plasticiteit modulus;  $i_y, i_z$ : Traagheidsstraal; **Hy:** Afmeting in lokale Y-richting; **Hz:** Afmeting in lokale Z-richting;  $y_G, z_G$ : Y-coördinaat van het zwaartepunt;  $y_s, z_s$ : Z-coördinaat van het zwaartepunt;  $y_s, z_s$ : Y-coördinaat van het afschuivingsmiddelpunt (torsie);  $y_s, z_s$ : Z-coördinaat van het afschuivingsmiddelpunt (torsie); **S.p.:** Spanningspunten;

## Knoppen

	X [m]	Y [m]	Z [m]	$e_x$	$e_y$	$e_z$	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_z$
1	0	0	0	Vrij	Vast	Vrij	Vast	Vrij	Vast
2	8,000	0	0	Vrij	Vast	Vrij	Vast	Vrij	Vast

$e_x$ : Knoopvrijheidsgraden (Verplaatsingsbeperking X);  $e_y$ : Knoopvrijheidsgraden (Verplaatsingsbeperking Y);  $e_z$ : Knoopvrijheidsgraden (Verplaatsingsbeperking Z);  $\theta_x$ : Knoopvrijheidsgraden (Rotatiebeperking rond X-as);  $\theta_y$ : Knoopvrijheidsgraden (Rotatiebeperking rond Y-as);  $\theta_z$ : Knoopvrijheidsgraden (Rotatiebeperking rond Z-as);



## Knoopopleggingen

	<i>Knoop</i>	<i>X [m]</i>	<i>Y [m]</i>	<i>Z [m]</i>
1	1	0	0	0
2	2	8,000	0	0

	<i>Knoop</i>	<i>Type</i>	<i>Naam<sub>x</sub></i>	<i>K<sub>x</sub></i> [kN/m]	<i>K<sub>xV</sub></i> [kN/m]	<i>Naam<sub>y</sub></i>	<i>K<sub>y</sub></i> [kN/m]	<i>K<sub>yV</sub></i> [kN/m]	<i>Naam<sub>z</sub></i>	<i>K<sub>z</sub></i> [kN/m]	<i>K<sub>zV</sub></i> [kN/m]	<i>Naam<sub>xx</sub></i>	<i>K<sub>xx</sub></i> [kNm/rad]	<i>K<sub>xxV</sub></i> [kNm/rad]
1	1	Glob.	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	—	—	—
2	2	Glob.	—	—	—	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	—	—	—

	<i>Knoop</i>	<i>Naam<sub>yy</sub></i>	<i>K<sub>yy</sub></i> [kNm/rad]	<i>K<sub>yyV</sub></i> [kNm/rad]	<i>Naam<sub>zz</sub></i>	<i>K<sub>zz</sub></i> [kNm/rad]	<i>K<sub>zzV</sub></i> [kNm/rad]
1	1	—	—	—	—	—	—
2	2	—	—	—	—	—	—

**Knoop:** Ondersteunde knoop; **Type:** Opleggingstype; **Naam<sub>x</sub>:** Naam van de veereigenschappen; **K<sub>x</sub>:** Initiële stijfheid; **K<sub>xV</sub>:** Trillingsstijfheid; **Naam<sub>y</sub>:** Naam van de veereigenschappen; **K<sub>y</sub>:** Initiële stijfheid; **K<sub>yV</sub>:** Trillingsstijfheid; **Naam<sub>z</sub>:** Naam van de veereigenschappen; **K<sub>z</sub>:** Initiële stijfheid; **K<sub>zV</sub>:** Trillingsstijfheid; **Naam<sub>xx</sub>:** Naam van de veereigenschappen; **K<sub>xx</sub>:** Initiële stijfheid; **K<sub>xxV</sub>:** Trillingsstijfheid; **Naam<sub>yy</sub>:** Naam van de veereigenschappen; **K<sub>yy</sub>:** Initiële stijfheid; **K<sub>yyV</sub>:** Trillingsstijfheid; **Naam<sub>zz</sub>:** Naam van de veereigenschappen; **K<sub>zz</sub>:** Initiële stijfheid; **K<sub>zzV</sub>:** Trillingsstijfheid;

## BELASTINGEN

ST1: Verdeelde belastingen op staven en ribben

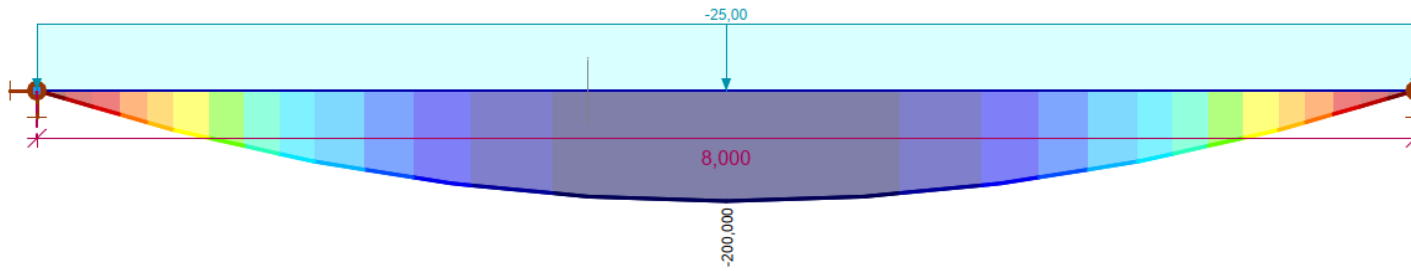
	<i>Type</i>	<i>Lengte [m]</i>	<i>a/d</i>	<i>Pos.</i>	<i>p<sub>x</sub></i> [kN/m]	<i>p<sub>y</sub></i> [kN/m]	<i>p<sub>z</sub></i> [kN/m]	<i>m<sub>tot</sub></i> [kNm/m]
1	Staaf G ln.	8,000	a	0	0	0	-25,00	0
				1,000	0	0	-25,00	0

**Type:** Belastingtype; **Lengte:** Staaf lengte; **a/d:** Positie als verhouding (a) of lengte (d), \*=Doorgaand; **Pos.:** Positie; **p<sub>x</sub>, p<sub>y</sub>, p<sub>z</sub>:** Belastingkracht component; **m<sub>tot</sub>:** Belastingmoment component;

# RESULTATEN

Lineaire berekening	
Norm	Eurocode-NL
Geval	ST1
E (P)	: 4,26E-16
E (W)	: 4,26E-16
E (Eq)	: 3,33E-16
Comp.	: My [kNm]

My [kNm]	
	0,002
	-14,284
	-28,570
	-42,856
	-57,142
	-71,427
	-85,713
	-99,999
	-114,285
	-128,571
	-142,857
	-157,143
	-171,428
	-185,714
	-200,000



Figuur 102 [I], Lineair, ST1, My, Lijnen (gevuld), Vooraanzicht

## STAALCONTROLE

### STAAL PROFIEL ONTWERP

Ontwerpelement: 1

Knopen: 1-2

Norm: Eurocode-NL

NEN-EN 1993-1-1+C2:2011/NB:2011, NEN-EN 1993-1-5:2006/NB:2011

Materiaal: S 235

Profiel: HE 400 B

Belastinggeval: Co #1

Coëfficiënt voor seismische krachten: 1,0

Doorsnedeklasse: 1 (Plastische ontwerp)

#### 1. Normaalkracht-Buiging-Afschuiving

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Kritische doorsnede:  $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$  cm

$M_{y,Ed_6} = -20000,00$  kNm  $\phi_m = -200,000$  kNm

$$\eta_{NM\phi} = \max(\eta_N; \eta_{M_{y,\phi}}; \eta_{M_{z,\phi}}; \eta_{V_z}; \eta_{V_y}) = \max(0; 26,3; 0; 0; 0) = 26,3 \% \quad \text{voldoet}$$

#### 2. Normaalkracht-Buiging-Knik

EN 1993-1-1: 6.3.3, Annex B: Method 2

Kritische doorsnede:  $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$  cm

$C_{my} = \max(0,95 + 0,05 \cdot \alpha_{my}, 0,9 + 0,1 \cdot \alpha_{my}) = \max(0,95 + 0,05 \cdot 0,0,9 + 0,1 \cdot 0) = 0,95 \geq 0,4$  Tabel B.3

$C_{mz} = - - -$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left( 1 + f_{yy} \cdot \frac{\frac{|N_{Ed_6}|}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}}}{\gamma_{M1}} \right) = 0,95 \cdot \left( 1 + 0,299 \cdot \frac{|0|}{\frac{1 \cdot 4648,46}{1}} \right) = 0,95$$

$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,95 = 0,57$  Tabel Annex B.1

$\chi_y = 1$  (6.49)

$\chi_z = 1$  (6.49)

## 5. Afschuifweerstand tegen plooien van het lijf:

EN 1993-1-5: 5.1, 5.2, 5.3, 5.5, Annex A: A.3

Kritische doorsnede:  $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 800,00 = 0$  cm

$$a_{max} = 8$$

$$\eta_w = 1,2 \quad 5.2 (2) \text{ NOTE 2}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 40,00 - 2 \cdot 2,40 = 35,20 \text{ cm}$$

Geen verstijver  $\rightarrow k_\tau = 5,34$  (A.5)

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}{\eta_w} \rightarrow V_{b,Rd} = V_{pl,Rd,z} = 949,83 = 949,83 \text{ kN} \quad (5.1 (2))$$

$$\eta_{V_w} = \frac{|V_{z,Ed_1}|}{V_{b,Rd}} = \frac{|(-100,00)|}{949,83} = 10,5 \% \quad (5.10) \quad \text{voldoet}$$

## 6. Lijf-afschuiving-Buiging-Normaalkracht

EN 1993-1-1: 6.2.9; EN 1993-1-5: 7.1

Kritische doorsnede:  $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$  cm

$$M_{f,Rd} = b \cdot t_f \cdot f_y \cdot (h - t_f) = 30,00 \cdot 2,40 \cdot 23,50 \cdot (40,00 - 2,40) = 63619,20 \text{ kNcm} = 636,192 \text{ kNm}$$

$$|M_{y,Ed_6}| \leq M_{f,Rd} \rightarrow \eta_{V_w,MN} = \frac{|M_{y,Ed_6}|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{|(-20000,00)|}{75945,87} = 26,3 \% \quad (7.1) \quad \text{voldoet}$$

## Partiële resultaten

## 8. Weerstand van de doorsnede tegen axiale krachten.:

EN 1993-1-1: 6.2.4

Kritische doorsnede:  $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 800,00 = 0$  cm

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197,81 \cdot 23,50}{1} = 4648,46 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\eta_N = \frac{|N_{Ed_1}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{|0|}{4648,46} = 0 \% \quad (6.9) \quad \text{voldoet}$$

### 9. Weerstand van de doorsnede tegen buiging (yy):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Kritische doorsnede:  $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$  cm

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3231,74 \cdot 23,50}{1} = 75945,87 \text{ kNcm} = 759,459 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{y,pl}} = \frac{|M_{y,Ed6}|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{|(-20000,00)|}{75945,87} = 26,3 \% \quad (6.12) \quad \text{voldoet}$$

### 10. Weerstand van de doorsnede tegen buiging (zz):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Kritische doorsnede:  $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 800,00 = 0$  cm

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1104,04 \cdot 23,50}{1} = 25944,85 \text{ kNcm} = 259,448 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{z,pl}} = \frac{|M_{z,Ed1}|}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{|0|}{25944,85} = 0 \% \quad (6.12) \quad \text{voldoet}$$

### 11. Weerstand van de doorsnede tegen afschuiving (z):

EN 1993-1-1: 6.2.6

Kritische doorsnede:  $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 800,00 = 0$  cm

$$A_{Vz} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 70,01 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{Vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{70,01 \cdot 23,50}{\sqrt{3} \cdot 1} = 949,83 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\eta_{V_z} = \frac{|V_{z,Ed1}|}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{|(-100,00)|}{949,83} = 10,5 \% \quad (6.17) \quad \text{voldoet}$$

### 12. Buiging- afschuiving interactie controle

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Kritische doorsnede:  $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$  cm

$$V_{z,Ed_6} = 0 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,z}/2 = 474,92 \text{ kN} \rightarrow \text{Het effect van dwarskracht op de momentweerstand is verwaarloosbaar. } 6.2.8 (2)$$

$$V_{y,Ed_6} = 0 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,y}/2 = 976,88 \text{ kN} \rightarrow \text{Het effect van dwarskracht op de momentweerstand is verwaarloosbaar. } 6.2.8 (2)$$

### 13. Interactiecontrole voor buiging en normaalkracht.

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Kritische doorsnede:  $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00 \text{ cm}$

$$n = \frac{|N_{Ed_6}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{0}{4648,46} = 0 \% \leq 25\%$$

$$|N_{Ed_6}| = 0 \text{ kN} \leq N_{Rd,w}/2 = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{35,20 \cdot 1,35 \cdot 23,50}{2 \cdot 1} = 558,36 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,V,Rd} = 75945,87 = 75945,87 \text{ kNcm} = 759,459 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{z,V,Rd} = 25944,85 = 25944,85 \text{ kNcm} = 259,448 \text{ kNm}$$

$$\eta_{MN,1} = \frac{M_{y,Ed_6}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{(-20000,00)}{75945,87} = 26,3 \%$$

$$\eta_{MN,2} = \frac{M_{z,Ed_6}}{M_{N,z,Rd}} = \frac{0}{25944,85} = 0 \%$$

$$\alpha_{MN} = 2$$

$$\beta_{MN} = \max(5 \cdot n / 100 ; 1) = \max(5 \cdot 0 / 100 ; 1) = 1$$

$$\eta_{MN,3} = \left( \frac{M_{y,Ed_6}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha_{MN}} + \left( \frac{M_{z,Ed_6}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\beta_{MN}} = \left( \frac{(-20000,00)}{75945,87} \right)^2 + \left( \frac{0}{25944,85} \right)^1 = 6,9 \% \quad (6.41)$$

$$\eta_{MN} = \max(\eta_{MN,1} ; \eta_{MN,2} ; \eta_{MN,3} ; \eta_N) = \max(26,3 ; 0 ; 6,9 ; 0) = 26,3 \% \quad \text{voldoet}$$

### 14. Opneembare knikbelasting:

EN 1993-1-1: 6.3.1

Kritische doorsnede:  $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00 \text{ cm}$

De normaalkracht is gelijk aan 0 in het ontwerpelement.

$$\rightarrow \chi_y = 1 \quad \chi_z = 1 \quad \chi_{TF} = 1 \rightarrow \chi = 1$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \cdot 197,81 \cdot 23,50}{1} = 4648,46 \text{ kN}$$

$$\eta_{N_b} = \frac{|N_{Ed6}|}{N_{b,Rd}} = \frac{|0|}{4648,46} = 0 \% \quad (6.46) \quad \text{voldoet}$$

### 15. Opneembare kipbelasting:

EN 1993-1-1: 6.3.2

Kritische doorsnede:  $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00 \text{ cm}$

$M_{cr}$  Berekeningsmethode: Door gebruiker ingesteld C1, C2 (NL NAD);

$$S = \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}} = \sqrt{\frac{21000,00 \cdot 3746729,97}{8076,92 \cdot 366,79}} = 162,97 \text{ cm} \quad (\text{NB.158})$$

$$L_g = L = 800,00 \text{ cm}$$

$$L_{kip} = L = 800,00 \text{ cm}$$

$$k_{red} = 1$$

$$C_{NL} = \frac{\pi \cdot C_1 \cdot L_g}{L_{kip}} \cdot \left( \sqrt{1 + \left( \frac{\pi^2 \cdot S^2}{L_{kip}^2} \cdot (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \cdot C_2 \cdot S}{L_{kip}} \right) = \frac{\pi \cdot 1,13 \cdot 800,00}{800,00} \cdot \left( \sqrt{1 + \left( \frac{\pi^2 \cdot 162,97^2}{800,00^2} \cdot ((-0,48)^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \cdot (-0,48) \cdot 162,97}{800,00} \right) = 3,265 \quad (\text{NB.157})$$

$$M_{cr} = k_{red} \cdot \frac{C_{NL}}{L_g} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t} = 1 \cdot \frac{3,265}{800,00} \cdot \sqrt{21000,00 \cdot 10819,15 \cdot 8076,92 \cdot 366,79} = 105875,30 \text{ kNcm} = 1058,753 \text{ kNm} \quad (\text{NB.148})$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3231,74 \cdot 23,50}{105875,30}} = 0,85$$

Knik kromme:  $b$  Tabel 6.5

$$\rightarrow \alpha_{LT} = 0,34 \quad \text{Tabel 6.3}$$

$$\phi_{LT} = \frac{1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2}{2} = \frac{1 + 0,34 \cdot (0,85 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,85^2}{2} = 0,84$$

$$\chi_{LT} = \min \left( \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} ; 1 \right) = \min \left( \frac{1}{0,84 + \sqrt{0,84^2 - 0,75 \cdot 0,85^2}} ; 1 \right) = 0,79 \quad (6.57)$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,79 \cdot 3231,74 \cdot 23,50}{1} = 60060,47 \text{ kNcm} = 600,605 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\eta_{M_b} = \frac{|M_{y,Ed6}|}{M_{b,Rd}} = \frac{|(-20000,00)|}{60060,47} = 33,3 \% \quad (6.54) \quad \text{voldoet}$$



## G.2 BEREKENING TECHNOSOFT KIPMOMENT

Blad: 1

Technosoft Liggers release 6.60b  
 Project.....: Stubeco - D07-e  
 Onderdeel.....: Bepaling kritisch kipmoment  
 Constructeur.: ir. G.A.A. Coenen  
 Dimensies.....: kN/m/rad  
 Datum.....: 04/01/2021  
 Bestand.....: m:\stubeco\3-gaffel eindoplegging\bijlage a - berekening  
 technosoft.dlw

8 jan 2021

### Toegepaste normen volgens Eurocode met Nederlandse NB

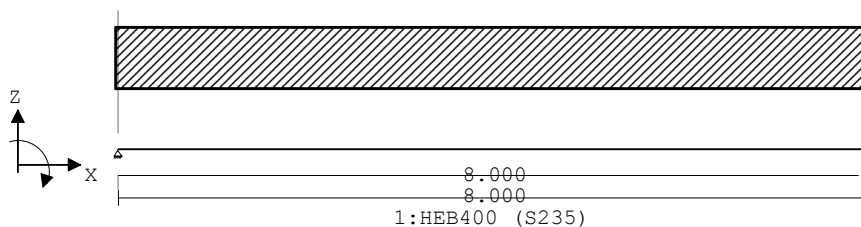
Belastingen	NEN-EN 1990:2002	C2:2010	NB:2011 (nl)
	NEN-EN 1991-1-1:2002	C1:2009	NB:2011 (nl)
Staal	NEN-EN 1993-1-1:2006	C2:2011,A1:2016	NB:2016 (nl)

### INHOUDSOPGAVE

MECHANICA		Grafisch	Alfanumeriek
Invoer		Invoer	Invoer Inhoudsopgave
Gevallen	Alle		Reac.
Combinaties	Fundamenteel	Mom. Dwk. Vpl.	Reac.
VERVORMINGEN		Grafisch	Alfanumeriek
	Blijvend	w1	
	Karakteristiek	wbij wtot wm drb	
	Frequent	wbij wtot wm drb	
	Quasi-blijvend		
DEELSELECTIES	Liggers		Alle
	Belastinggevallen		Alle
	Belastingcombinaties mechanica		Geen
	Belastingcombinaties normatief		Maatgevende
STAAL GEDETAILLEERD	Algemeen		
	Materiaalgegevens		
	Profielgegevens		
	Kipstabiliteit		
	Graf. Toetsingen (unity-check's)		

### GEOMETRIE

Ligger:1



Project.....: Stubeco - D07-e  
 Onderdeel....: Bepaling kritisch kipmoment

**VELDLENGTEN**

Ligger:1

Veld	Vanaf	Tot	Lengte
1	0.000	8.000	8.000

**MATERIALEN**

Mt	Omschrijving	E-modulus [N/mm <sup>2</sup> ]	S.G.	Pois.	Uitz. coëff
1	S235	210000	78.5	0.30	1.2000e-05

**PROFIELEN [mm]**

Prof.	Omschrijving	Materiaal	Oppervlak	Traagheid	Vormf.
1	HEB400	1:S235	1.9780e+04	5.7680e+08	0.00

**PROFIELEN vervolg [mm]**

Prof.	Staaftype	Breedte	Hoogte	e	Type	b1	h1	b2	h2
1	0:Normaal	300	400	200.0					

**PROFIELVORMEN [mm]**

1 HEB400

**BELASTINGGEVALLEN**

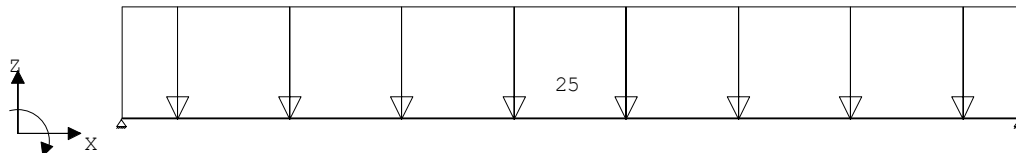
B.G.	Omschrijving	Belast/onbelast	$l_0$	$l_1$	$l_2$	e.g.
1	Onbekend	0:Alles tegelijk	0.40	0.50	0.30	0.00

**BELASTINGGEVALLEN**

B.G.	Omschrijving	Type
1	Onbekend	0

**VELDBELASTINGEN**

Ligger:1 B.G:1 Onbekend

**VELDBELASTINGEN**

Ligger:1 B.G:1 Onbekend

Last Ref.	Type	Omschrijving	q1/p/m	q2	psi	Afstand	Lengte
1	1:q-last		-25.000	-25.000		0.000	8.000

Project.....: Stubeco - D07-e

Onderdeel....: Bepaling kritisch kipmoment

**REACTIES**

Ligger:1 B.G:1 Onbekend

Stp	F	M
1	100.00	0.00
2	100.00	0.00

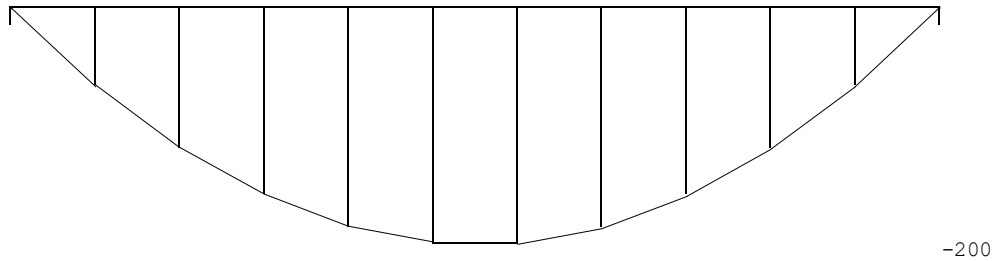
200.00 : (absoluut) grootste som reacties  
-200.00 : (absoluut) grootste som belastingen

**BELASTINGCOMBINATIES**

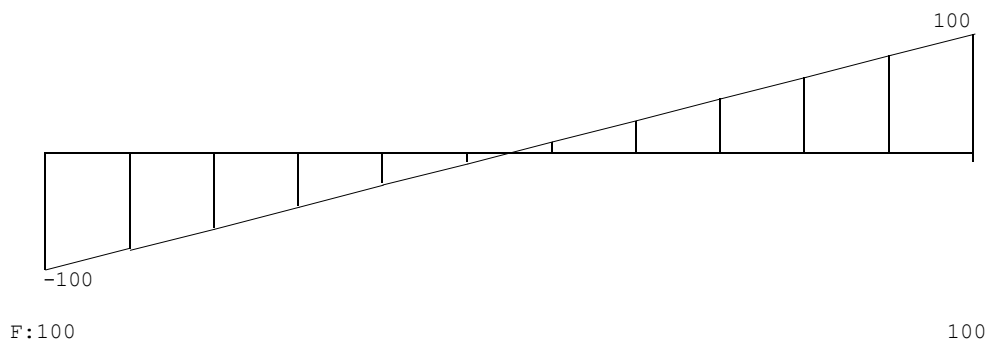
BC Type	BG Gen. Factor	BG Gen. Factor	BG Gen. Factor	BG Gen. Factor
1 Fund.	1 Extr	1.00		

**MOMENTEN**

Ligger:1 B.C:1 Sterkte

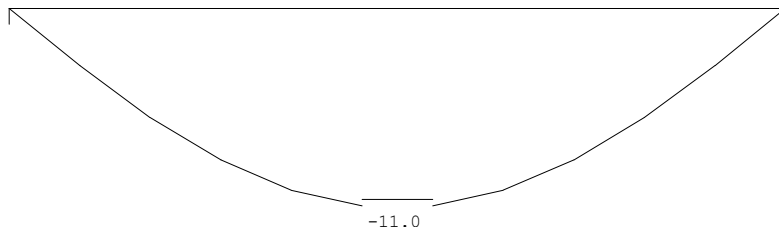
**DWARSKRACHTEN**

Ligger:1 B.C:1 Sterkte



Technosoft Liggers release 6.60b

8 jan 2021

Project.....: Stubeco - D07-e  
Onderdeel....: Bepaling kritisch  
kipmoment**VERPLAATSINGEN** [mm] Ligger:1 B.C:1 Sterkte**REACTIES** Ligger:1 B.C:1 Sterkte

Stp	F	M
1	100.00	0.00
2	100.00	0.00

200.00 : (absoluut) grootste som reacties  
-200.00 : (absoluut) grootste som belastingen

**STAALPROFIELEN - ALGEMENE GEGEVENS** Ligger:1

Stabiliteit: Classificatie gehele constructie: Geschoord

**GEOMETRIE** L-sys [m]: 8.000 Staaf: 1 BC: 1 Sit:1Ligg  
er:1**PROFIELGEGEVENS**

		Gewalst		Klasse 1	
HEB400 h :	400.0	$i_y$ :	170.8	A :	19780.0
57680.0E4 $b$ :	300.0	$i_z$ :	74.0	$W_{xy}$ :	2884.0E3
10820.0E4 $t_w$ :	13.5	$r$ :	27.0	$W_{yz}$ :	721.0E3
361.0E4 $t_f$ :	24.0			$W_{py}$ :	3232.0E3
3817152.0E6				$W_{pz}$ :	1104.0E3
				$I_y$ :	
				$I_z$ :	
				$I_x$ :	

**MATERIAALGEGEVENS**

Vloeispanning  $f_{y,z}$  [N/mm<sup>2</sup>] : 235.00 Elasticiteitsmod. [N/mm<sup>2</sup>] : 210000  
 Partiële veiligheidsfactoren:  
 Gamma M;0 : 1.00 Gamma M;1 : 1.00

Project.....: Stubeco - D07-e  
 Onderdeel....: Bepaling kritisch kipmoment

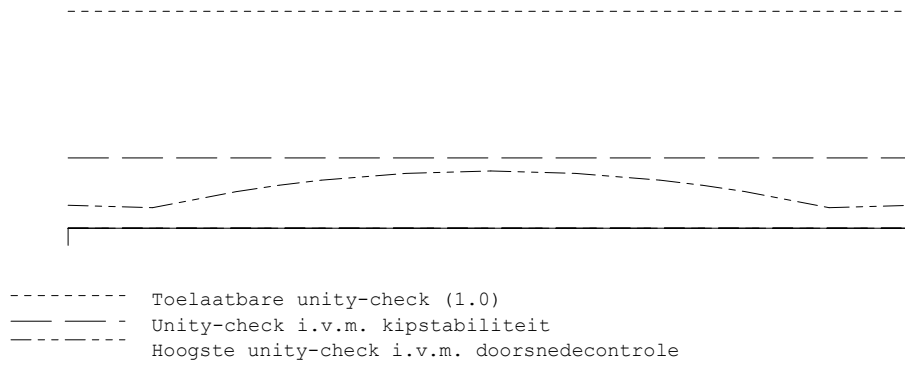
**KIPSTABILITEIT**

Ligger:1

lgaf boven [m]:	8.000	lgaf onder [m]:	8.000
Lst [m]:			8.000
Voorwaarde :	(NB.74)	Q-last [kN/m]:	-25.000
Plaats aangr.last:	1.00*h	P-last [kN]:	0.000
Lengte lkip [m] :	8.000	Verhouding beta :	0.000
Kipmom. M <sub>cr</sub> [kNm]:	1061.5	Factor k <sub>red</sub> :	1.000
Tabel NB.NB.1 :			
Coëfficiënt C <sub>1</sub> :	1.130	Coëfficiënt C <sub>2</sub> :	-0.479
Coëfficiënt C :	3.299	Factor S :	1765.5
Lambda rel LT :	kromme b 0.846	Chi LT (6.57) :	0.791
Corr. factor k <sub>e</sub> :	0.940	Red. factor f :	0.970
		Chi LT.mod (6.58):	0.816
Moment [kNm] :	-200.000	Mb.Rd [kNm] :	619.630

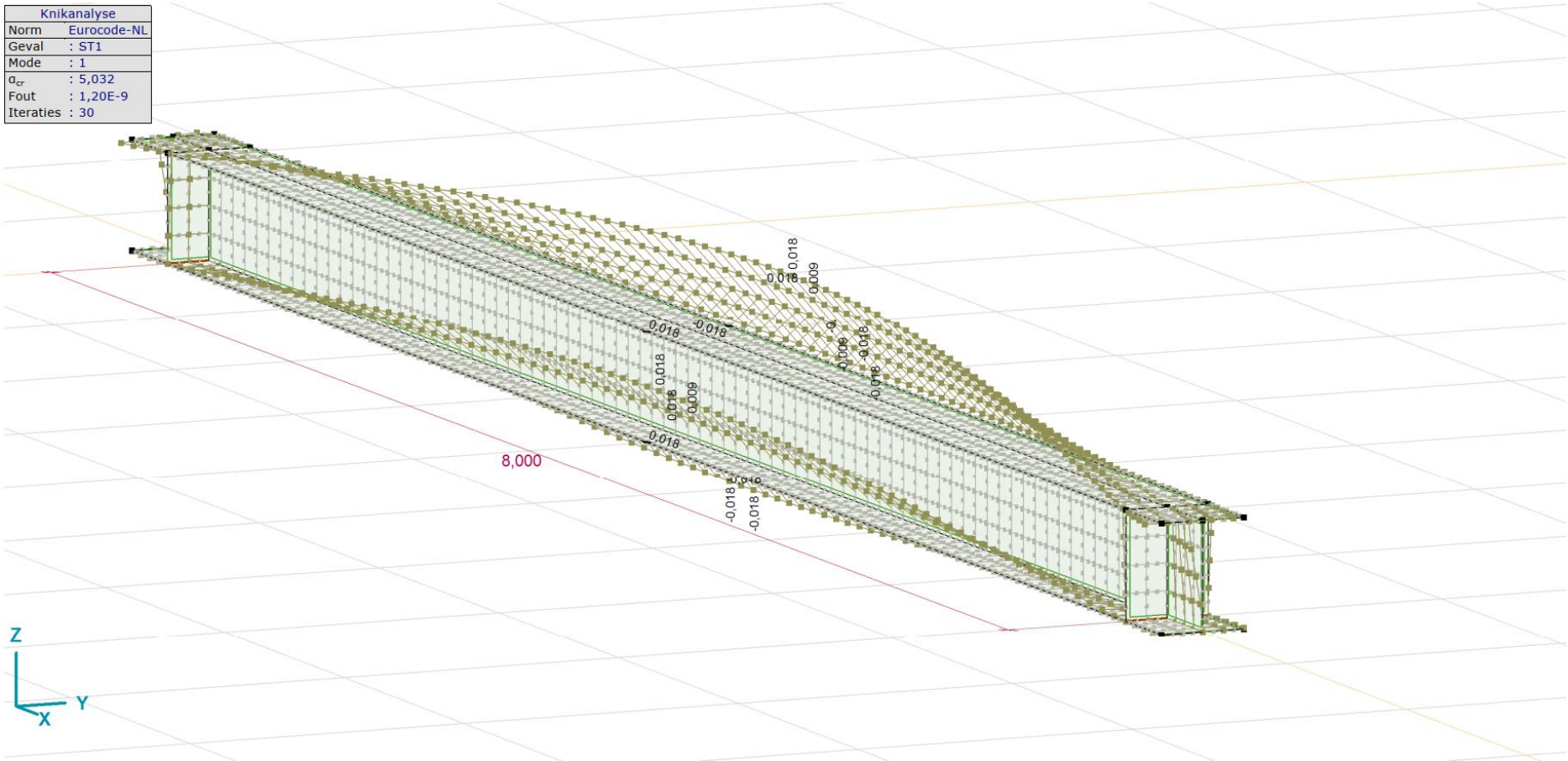
**UNITY-CHECK'S**

Ligger:1 OMHULLENDE VAN ALLES

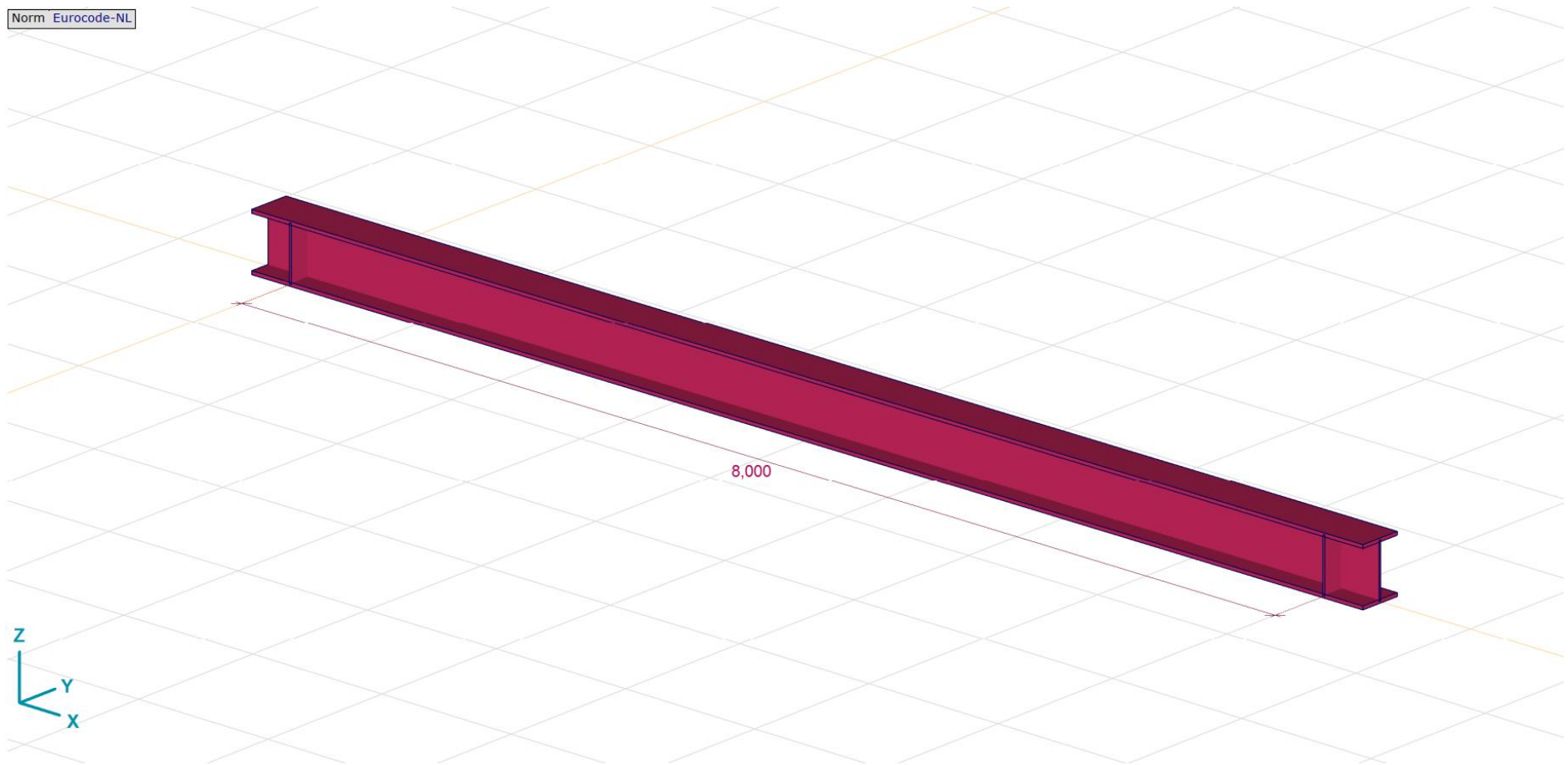


### G.3 HEB400 L=8 CENTRISCH SCHOT.AXS

Knikanalyse	
Norm	Eurocode-NL
Geval	: ST1
Mode	: 1
$q_{cr}$	: 5,032
Fout	: 1,20E-9
Iteraties	: 30






Figuur 103 Tekening










Figuur 104 Tekening 3D

## Materialen

	Naam	Type	Nationale norm	Materiaalnorm	Model	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\alpha_T$ [1/°C]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Materiaal kleur	Contour kleur	Structuur	$P_1$
1	S 235	Staal	Eurocode-NL	10025-2	Lineair	210000	210000	0,30	1,2E-5	7850			 Steel	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 235,00
	Naam	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$	$P_7$	$P_8$	$P_9$	$P_{10}$	$P_{11}$	$P_{12}$	$P_{13}$	$P_{14}$
1	S 235	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 360,00	$f_y^*$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 215,00	$f_u^*$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 360,00										

**Naam:** Materiaalnaam; **Type:** Type materiaal; **Model:** Materiaal model;  **$E_x$ :** Elasticiteitsmodulus in lokale x richting;  **$E_y$ :** Elasticiteitsmodulus in lokale y richting;  **$\nu$ :** Poisson's verhouding;  **$\alpha_T$ :** Warmteuitzettingscoëfficiënt;  **$\rho$ :** Dichtheid; **Materiaal kleur:** Materiaalkleur; **Contour kleur:** Contourkleur;  **$P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6, P_7, P_8, P_9, P_{10}, P_{11}, P_{12}, P_{13}, P_{14}$ :** Ontwerpparameter;

## Domeinen

	Element type	Materiaal	Ref <sub>x</sub>	Ref <sub>z</sub>	Dikte [mm]	$k$ , buiging []	$k$ , torsie []	$k$ , afschuiving []	Oppervlakte [m <sup>2</sup> ]	Gat	Mesh
1	 Schaal	S 235	Auto	Auto	24				2,580	-	✓
2	 Schaal	S 235	Auto	Auto	24				2,580	-	✓
3	 Schaal	S 235	Auto	Auto	14				3,008	-	✓
4	 Schaal	S 235	Auto	Auto	15				0,113	-	✓
5	 Schaal	S 235	Auto	Auto	15				0,113	-	✓
6	 Schaal	S 235	Auto	Auto	14				0,113	-	✓
7	 Schaal	S 235	Auto	Auto	14				0,113	-	✓

**Element type:** Plaatetype type; **Ref<sub>x</sub>:** Referentie voor lokale X-richting; **Ref<sub>z</sub>:** Referentie voor lokale Z-richting;  **$k$ , buiging:** Buigsterkte coefficient;  **$k$ , torsie:** Torsiesterkte coefficient;  **$k$ , afschuiving:** Dwarskrachtsterkte coefficient; **Oppervlakte:** Domein oppervlakte; **Gat:** Aantal gaten in domein; **Mesh:** Gegeneerde mesh;



## Lijnopleggingen

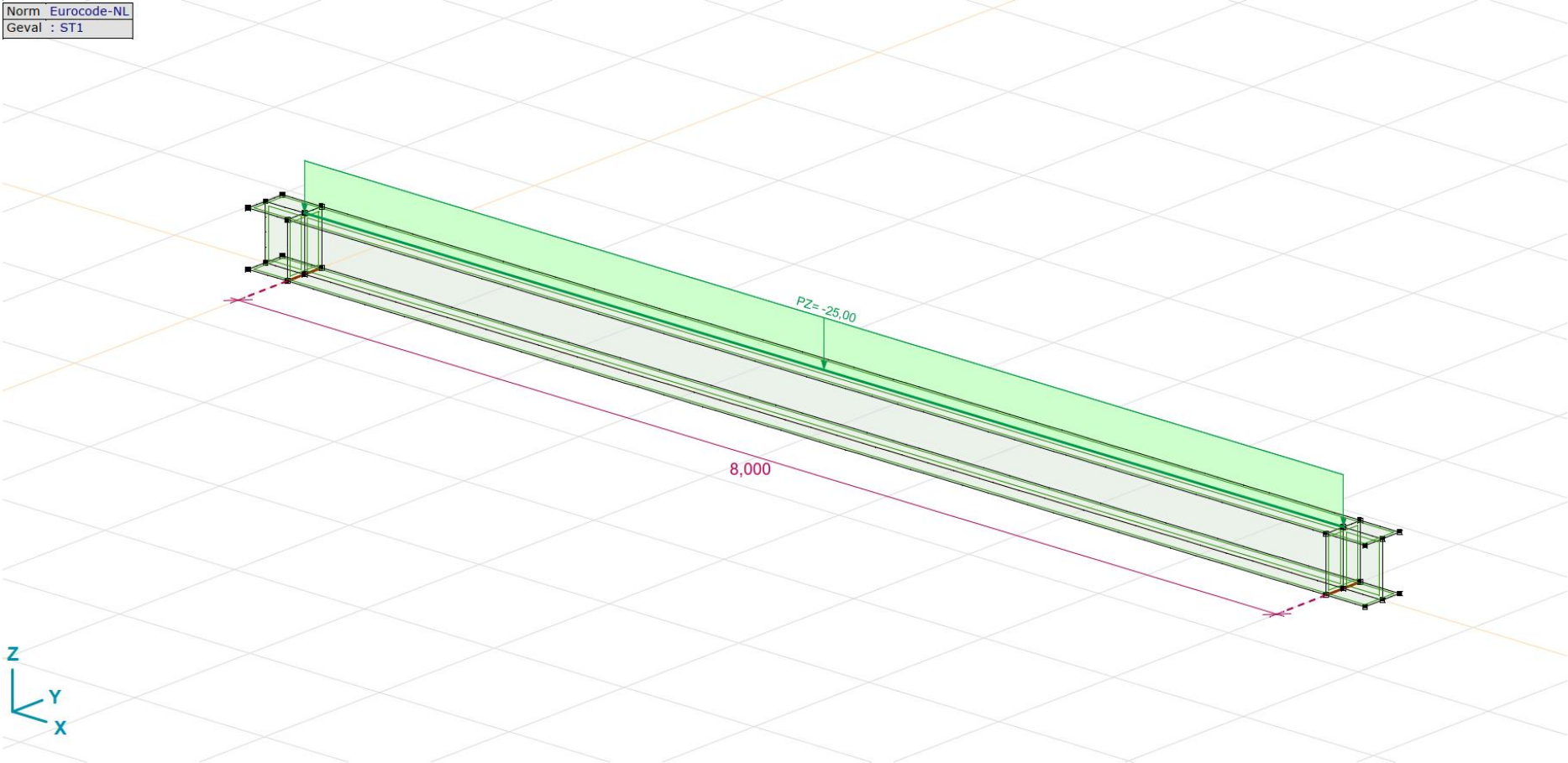
	<i>Lijn</i>	<i>Type</i>	<i>Ref. elem.</i>	$R_x$ [kN/m/m]	$R_y$ [kN/m/m]	$R_z$ [kN/m/m]	$R_{xx}$ [kNm/rad/m]	$R_{yy}$ [kNm/rad/m]	$R_{zz}$ [kNm/rad/m]	$NL(x)$	$NL(y)$	$NL(z)$
1	Rand (9)	Glob.	Domein 2	1E+10	1E+10	1E+10	0	0	0	Symmetrisch	Symmetrisch	Symmetrisch
2	Rand (11)	Glob.	Domein 2	1E+10	1E+10	1E+10	0	0	0	Symmetrisch	Symmetrisch	Symmetrisch
3	Rand (945)	Glob.	(Domein 2, Domein 4)	1E+10	1E+10	1E+10	0	0	0	Symmetrisch	Symmetrisch	Symmetrisch
4	Rand (947)	Glob.	(Domein 2, Domein 4)	1E+10	1E+10	1E+10	0	0	0	Symmetrisch	Symmetrisch	Symmetrisch

	<i>Lijn</i>	$NL(xx)$	$NL(yy)$	$NL(zz)$	$F(x)$ [kN/m]	$F(y)$ [kN/m]	$F(z)$ [kN/m]	$M(x)$ [kNm/m]	$M(y)$ [kNm/m]	$M(z)$ [kNm/m]
1	Rand (9)									
2	Rand (11)									
3	Rand (945)									
4	Rand (947)									

**Lijn:** Ondersteund lijnelement; **Type:** Opleggingsstype; **Ref. elem.:** Referentie-element; **Rx, Ry, Rz:** Verplaatsingsstijfheid; **Rxx, Ryy, Rzz:** Rotatiestijfheid; **NL(x), NL(y), NL(z), NL(xx), NL(yy), NL(zz):** Niet-lineaire parameters; **F(x):** Weerstand in X-richting; **F(y):** Weerstand in Y-richting; **F(z):** Weerstand in Z-richting; **M(x):** Weerstandsmoment in X-richting; **M(y):** Weerstandsmoment in Y-richting; **M(z):** Weerstandsmoment in Z-richting;

**BELASTINGEN**

Norm Eurocode-NL  
Geval : ST1



### ST1: Oppervlak lijnlast

	Richting	$p_x$ [kN/m]	$p_y$ [kN/m]	$p_z$ [kN/m]	$p_m$ [kNm/m]	X [m]	Y [m]	Z [m]	Richting	dL [m]
1	Globaal	0	0	-25,00	0	0	0	0,376	-	0
		0	0	-25,00	0	8,000	0	0,376	-	8,000

$p_x$ ,  $p_y$ ,  $p_z$ : Belastingkracht component;  $p_m$ : Belastingmoment component; X: Belasting in X-richting; Y: Belasting in Y-richting; Z: Belasting in Z-richting;

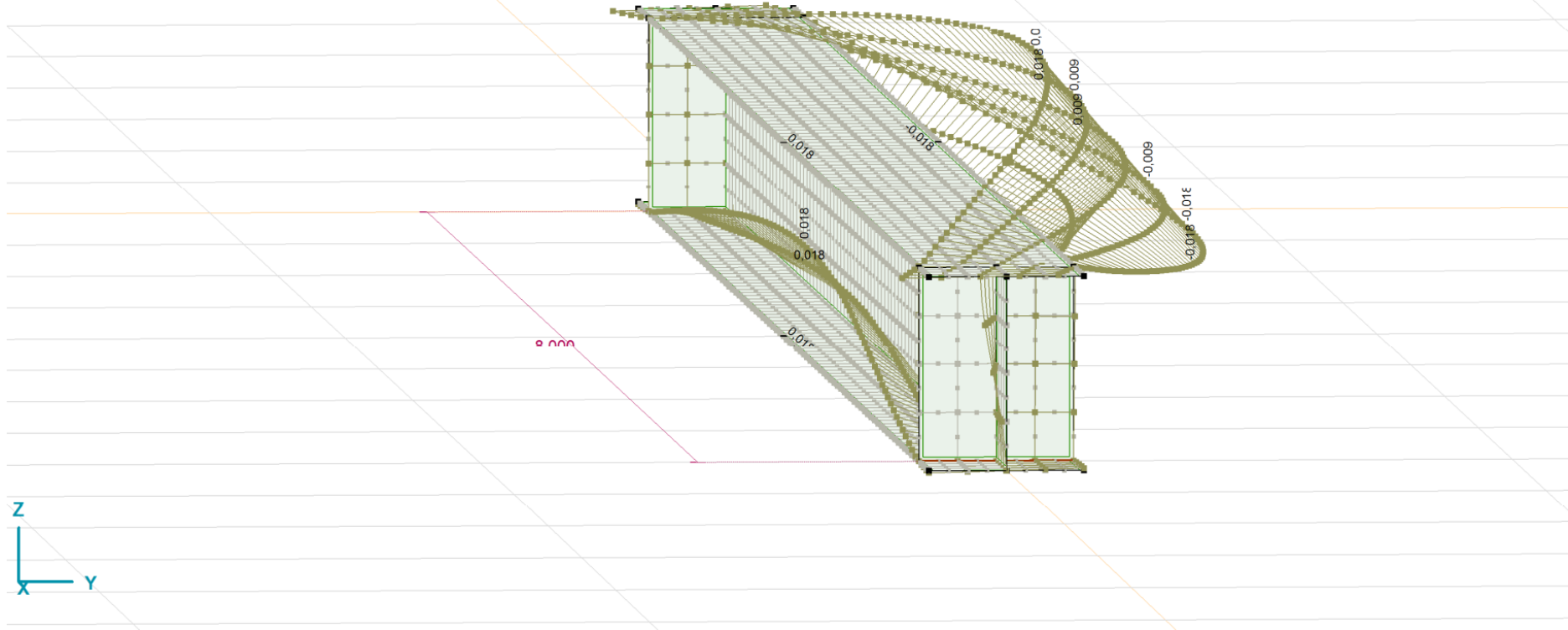
## RESULTATEN

### Maatgevende belastingsfactoren [ST1]

	$\alpha_{cr}$	Fout
1	5,032	1,20E-9
2	18,668	2,40E-10
3	38,735	6,83E-2

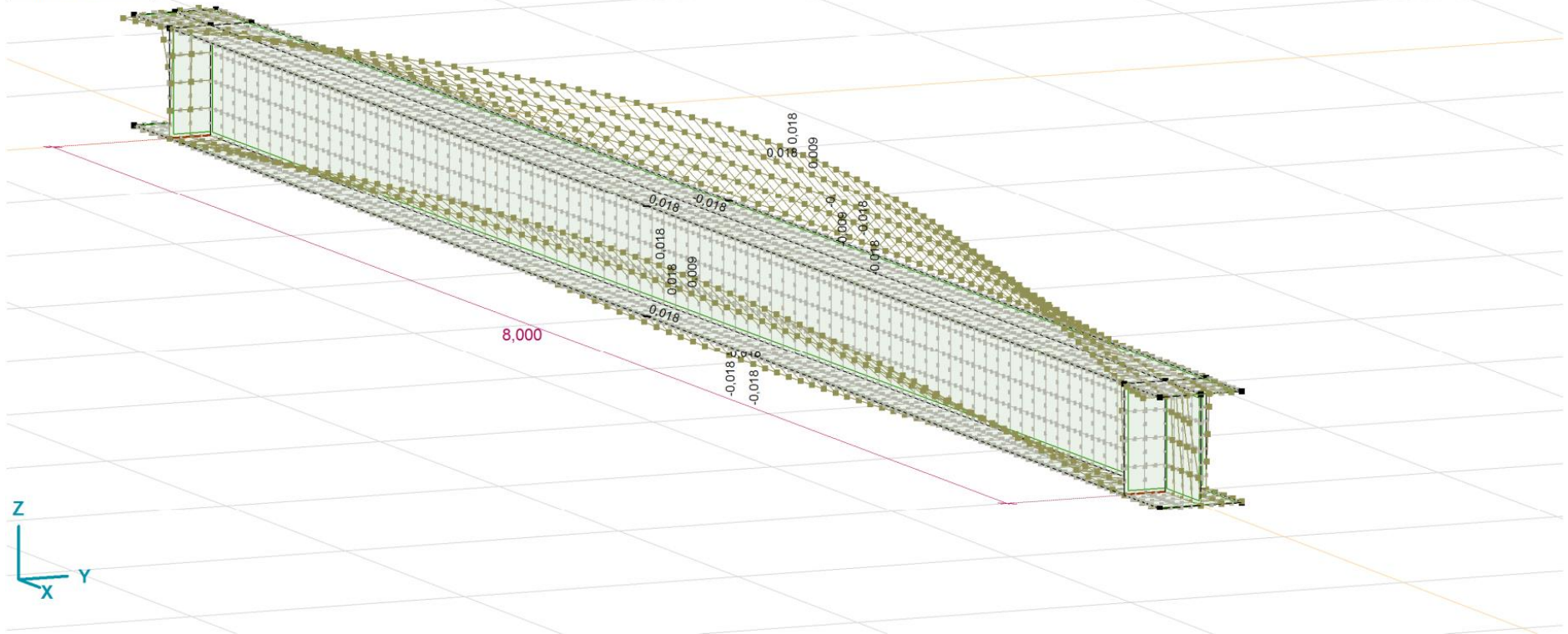
$\alpha_{cr}$ : Maatgevende belasting parameter; Fout: Fout in oplossing;

Knikanalyse	
Norm	Eurocode-NL
Geval	: ST1
Mode	: 1
$\alpha_{cr}$	: 5,032
Fout	: 1,20E-9
Iteraties	: 30



Figuur 105 [Stab], ST1 Modus 1 (5,032), eZ, Lijnen-1

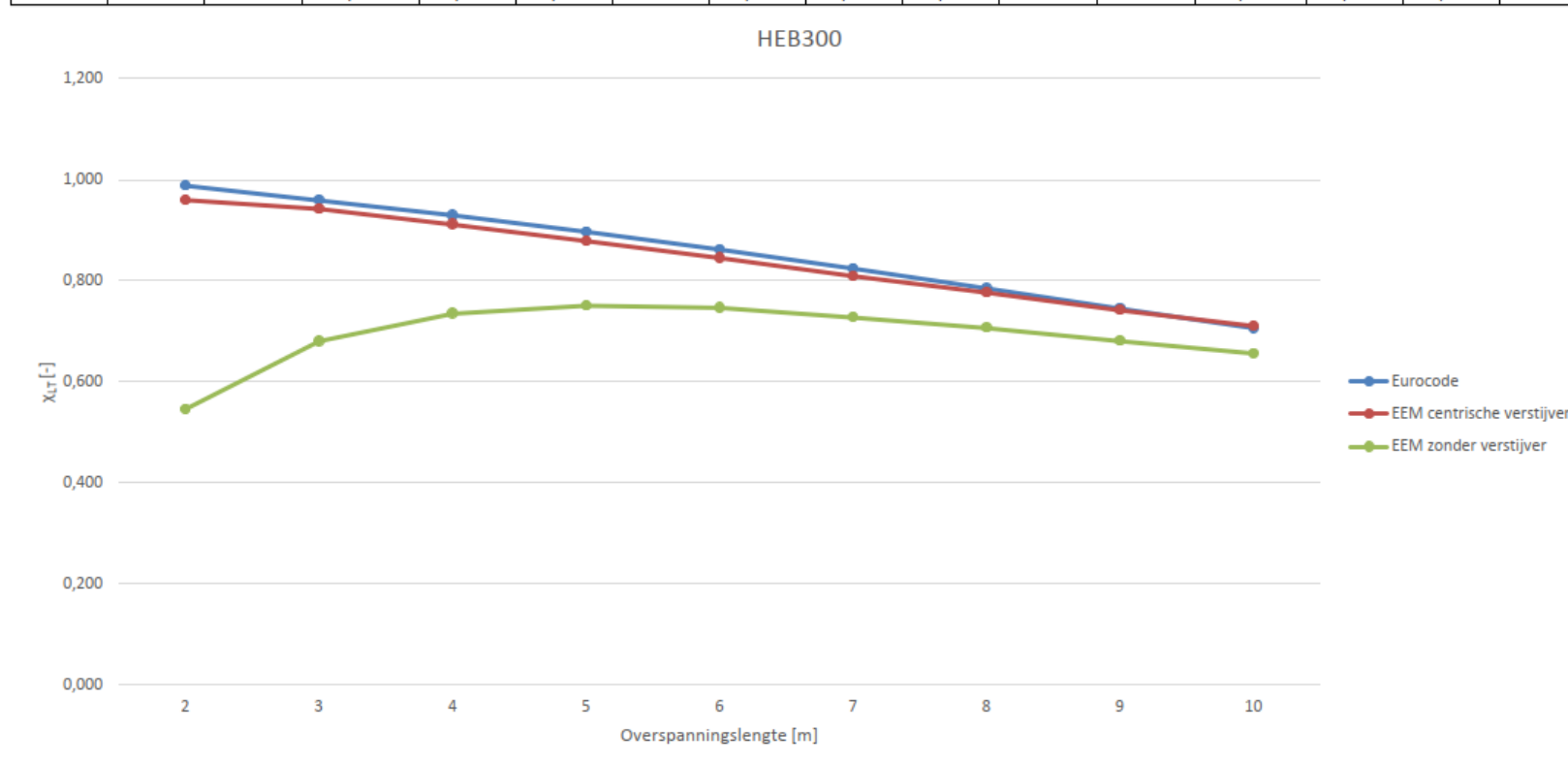
Knikanalyse	
Norm	Eurocode-NL
Geval	: ST1
Mode	: 1
$\alpha_{cr}$	: 5,032
Fout	: 1,20E-9
Iteraties	: 30



Figuur 106 [Stab], ST1 Modus 1 (5,032), eZ, Lijnen-2

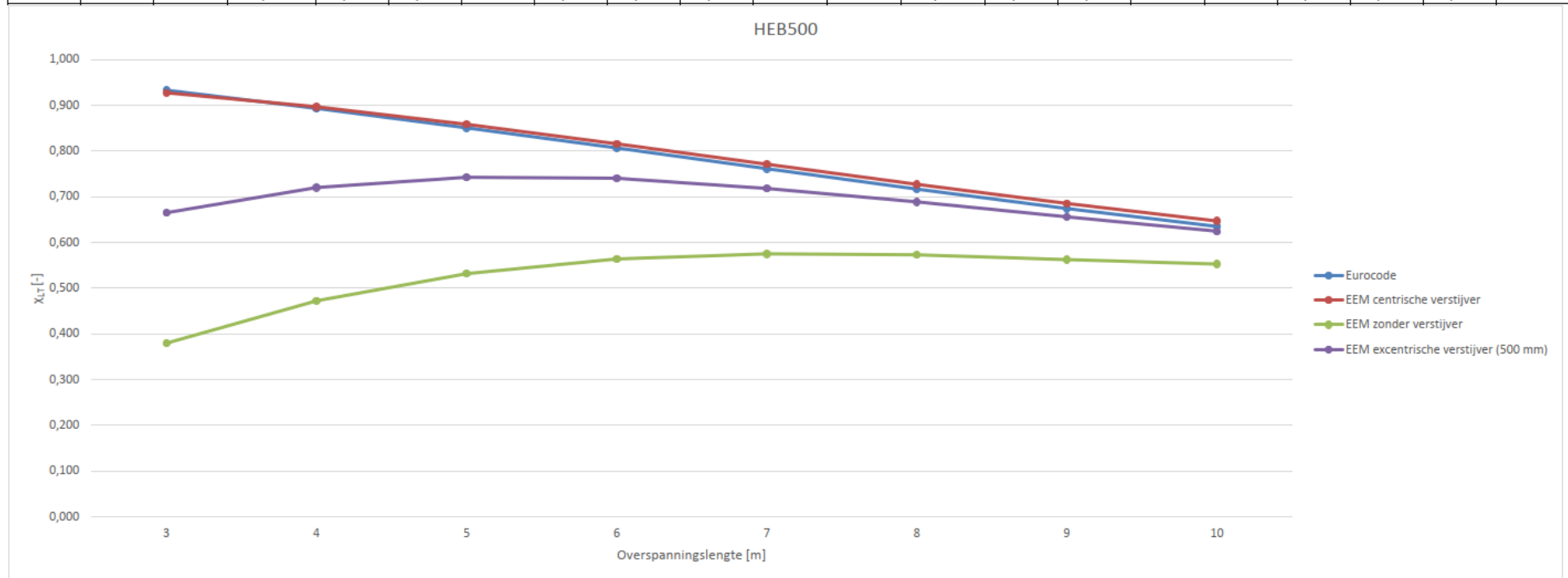
## G.4 RESULTATEN

HEB300		Eurocode				EEM centrische verstijver					EEM zonder verstijver				
L	$M_{rd}$	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	$\phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	$\phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	verschil	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	$\phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	verschil
[m]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]
2	439	6619	0,258	0,539	0,987	3113	0,376	0,589	0,959	97%	318	1,176	1,294	0,545	55%
3	439	3106	0,376	0,589	0,959	2264	0,440	0,622	0,942	98%	458	0,979	1,061	0,680	71%
4	439	1871	0,484	0,647	0,929	1506	0,540	0,682	0,911	98%	544	0,898	0,977	0,735	79%
5	439	1296	0,582	0,710	0,897	1106	0,630	0,744	0,878	98%	574	0,875	0,954	0,750	84%
6	439	979	0,670	0,774	0,861	880	0,706	0,803	0,845	98%	565	0,881	0,960	0,746	87%
7	439	784	0,749	0,838	0,824	728	0,777	0,862	0,809	98%	530	0,910	0,989	0,727	88%
8	439	654	0,819	0,901	0,784	633	0,833	0,914	0,776	99%	496	0,941	1,021	0,706	90%
9	439	563	0,884	0,962	0,745	556	0,889	0,967	0,741	100%	458	0,979	1,061	0,680	91%
10	439	495	0,942	1,022	0,706	501	0,936	1,016	0,710	101%	427	1,014	1,100	0,656	93%



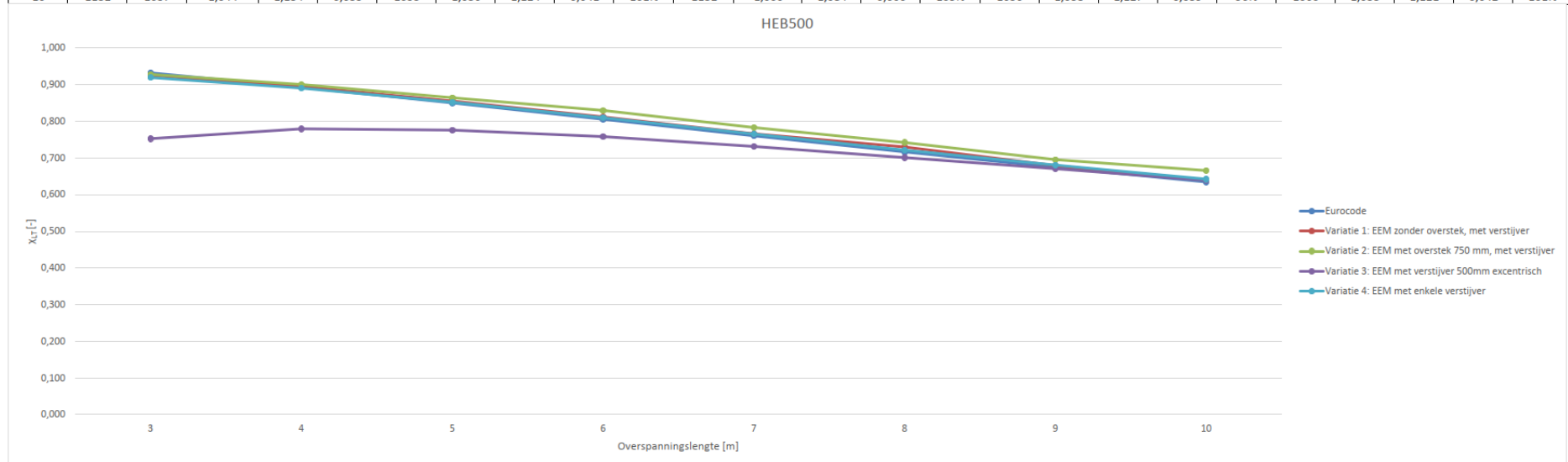
## G.5 RESULTATEN

L [m]	HEB500 $M_{rd}$ [kNm]	Eurocode				EEM centrische verstijver					EEM zonder verstijver					EEM excentrische verstijver (500 mm)				
		$M_{cr}$ [kNm]	$\lambda_{LT}$ [-]	$\phi_{LT}$ [-]	$X_{LT}$ [-]	$M_{cr}$ [kNm]	$\lambda_{LT}$ [-]	$\phi_{LT}$ [-]	$X_{LT}$ [-]	verschil [%]	$M_{cr}$ [kNm]	$\lambda_{LT}$ [-]	$\phi_{LT}$ [-]	$X_{LT}$ [-]	verschil [%]	$M_{cr}$ [kNm]	$\lambda_{LT}$ [-]	$\phi_{LT}$ [-]	$X_{LT}$ [-]	verschil [%]
3	1132	5079	0,472	0,640	0,933	4679	0,492	0,652	0,927	99%	514	1,484	1,736	0,379	41%	1130	1,001	1,085	0,665	72%
4	1132	3230	0,592	0,716	0,893	3333	0,583	0,710	0,896	100%	673	1,296	1,455	0,472	53%	1333	0,921	1,000	0,720	80%
5	1132	2351	0,694	0,793	0,851	2463	0,678	0,780	0,858	101%	789	1,197	1,321	0,532	63%	1438	0,887	0,966	0,742	87%
6	1132	1853	0,781	0,866	0,806	1935	0,765	0,852	0,815	101%	859	1,148	1,259	0,564	70%	1426	0,891	0,969	0,740	91%
7	1132	1537	0,858	0,937	0,761	1596	0,842	0,922	0,771	101%	885	1,131	1,237	0,575	76%	1325	0,924	1,003	0,718	93%
8	1132	1319	0,926	1,005	0,716	1365	0,911	0,989	0,727	101%	880	1,134	1,241	0,573	80%	1210	0,967	1,048	0,689	95%
9	1132	1160	0,988	1,071	0,674	1198	0,972	1,053	0,685	102%	856	1,150	1,261	0,562	83%	1101	1,014	1,099	0,656	96%
10	1132	1037	1,044	1,134	0,635	1073	1,027	1,114	0,647	102%	834	1,165	1,280	0,552	87%	1008	1,060	1,152	0,624	96%



## G.6 RESULTATEN

L	Eurocode					Variatie 1: EEM zonder overstek, met verstijver					Variatie 2: EEM met overstek 750 mm, met verstijver					Variatie 3: EEM met verstijver 500mm excentrisch					Variatie 4: EEM met enkele verstijver				
	$M_{rd}$	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	verschil	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	verschil	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	verschil	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	verschil
[m]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]
3	1132	5079	0,472	0,640	0,933	4616	0,495	0,654	0,926	99%	4781	0,486	0,648	0,928	100%	1491	0,871	0,950	0,753	81%	4266	0,515	0,666	0,920	99%
4	1132	3230	0,592	0,716	0,893	3288	0,587	0,713	0,895	100%	3461	0,572	0,703	0,900	101%	1654	0,827	0,908	0,780	87%	3158	0,599	0,721	0,891	100%
5	1132	2351	0,694	0,793	0,851	2426	0,683	0,784	0,856	101%	2575	0,663	0,768	0,864	102%	1628	0,834	0,914	0,776	90%	2381	0,689	0,789	0,853	100%
6	1132	1853	0,781	0,866	0,806	1904	0,771	0,857	0,812	101%	2082	0,737	0,828	0,830	103%	1523	0,862	0,941	0,758	91%	1889	0,774	0,860	0,810	101%
7	1132	1537	0,858	0,937	0,761	1569	0,849	0,929	0,766	101%	1679	0,821	0,902	0,784	103%	1387	0,903	0,982	0,732	93%	1566	0,850	0,930	0,766	101%
8	1132	1319	0,926	1,005	0,716	1381	0,905	0,984	0,731	102%	1438	0,887	0,966	0,742	104%	1257	0,949	1,029	0,701	94%	1343	0,918	0,997	0,722	101%
9	1132	1160	0,988	1,071	0,674	1178	0,980	1,062	0,679	101%	1236	0,957	1,037	0,696	103%	1149	0,992	1,076	0,671	96%	1182	0,978	1,060	0,681	101%
10	1132	1037	1,044	1,134	0,635	1055	1,036	1,124	0,641	101%	1132	1,000	1,084	0,666	105%	1050	1,038	1,127	0,639	96%	1060	1,033	1,121	0,642	101%



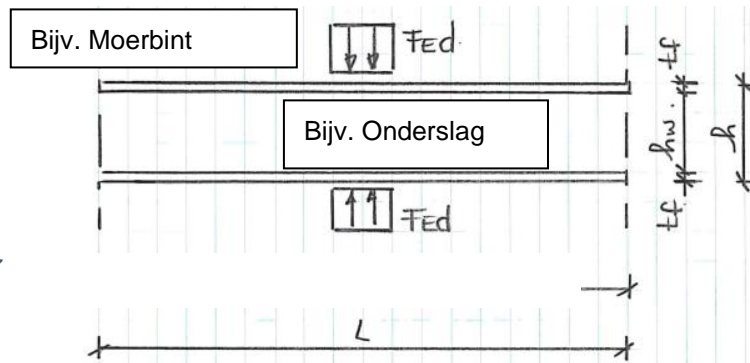


## G.7 REKENVOORBEELD DEELVRAAG 1

Om de verschillen tussen de drie methoden te illustreren zijn vier gevallen beschouwd. Voor alle gevallen geldt de belastingsituatie zoals hieronder weergegeven.

Voor alle gevallen gelden de volgende randvoorwaarden:

- Randafstanden zijn zodanig gekozen dat evident sprake is van een middensituatie. Dit houdt



Figuur 107

in dat de randafstand groter is dan minimaal 1.5 de hoogte van de ligger.

- De ligger is in hoofdrichting niet significant belast door moment en/of normaalkracht. De uitnutting in hoofdrichting is kleiner dan 40%, zodat geen sprake is van interactie.
- Er is sprake van belastingdoorleiding. Dit houdt in dat de belasting op de bovenflens via het lijf doorgegeven wordt aan de onderflens.
- Binnen de effectieve lengte zijn geen dwars- dan wel langsverstijvingen aanwezig.

Geval 1 betreft een HE400B belast door een geconcentreerde belasting met een contactlengte van 50 mm.

Geval 2 betreft een HE400B belast door een gespreide belasting met een contactlengte van 350 mm.

Geval 3 betreft een HE800B belast door een geconcentreerde belasting met een contactlengte van 50 mm.

Geval 4 betreft een HE800B belast door een gespreide belasting met een contactlengte van 350 mm.

### G.7.1 METHODE 1:

De eerste methode is de breedst verspreide methode in Nederland. De methode is terug te vinden in de nationale bijlage van de NEN-EN 1993-1-1 en is integraal overgenomen uit de NEN 6770. Bij methode 1 zijn drie toetsingscriteria van toepassing, waarbij de kleinste uitkomst van de drie toetsingen leidend is.

*Vloeien van het lijf*

NEN-EN 1993-1-1 §6.5.3.2 (NB)

$$F_{1,Rd} = (c + d_1) \cdot t_w \cdot f_y \quad (NB.81)$$

Met:

$$d_1 = 2 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f \cdot f_{yf}}{t_w \cdot f_{yw}}} \quad (NB.83)$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
c [mm]	50	350	50	350
d <sub>1</sub> [mm]	226	226	273	273
t <sub>w</sub> [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
t <sub>f</sub> [mm]	24	24	33	33
f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	235	235	235	235
F <sub>1,Rd</sub> [kN]	876	1828	1329	2563

Tabel 6

*Lokaal plooiën van het lijf*

NEN-EN 1993-1-1 §6.5.3.3 (NB)

$$F_{2,Rd} = 0.5 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_y} \cdot \left( \sqrt{\frac{t_f}{t_w}} + 3 \cdot \frac{t_w}{t_f} \cdot \frac{c}{h_w} \right) \quad (NB.86)$$

Met:

$$\text{limiet: } \frac{c}{h_w} \leq 0.2$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
c [mm]	50	350	50	350
h <sub>w</sub> [mm]	352	352	734	734
c / h <sub>w</sub> [-]	0.142	0.200	0.068	0.200
E [N/mm <sup>2</sup> ]	2.1 * 10 <sup>5</sup>	2.1 * 10 <sup>5</sup>	2.1 * 10 <sup>5</sup>	2.1 * 10 <sup>5</sup>
f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	235	235	235	235
t <sub>w</sub> [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
t <sub>f</sub> [mm]	24	24	33	33
F <sub>2,Rd</sub> [kN]	1007	1070	1594	1819

Tabel 7

Globaal plooien van het lijf  
NEN-EN 1993-1-1 §6.5.3.4 (NB)

$$F_{3Rd} = b_{eff} \cdot t_w \cdot \chi \cdot f_y$$

Met:

$$L_{cr} = h; \quad b_{eff} = \sqrt{h^2 + c^2}; \quad \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}; \quad i_z = \frac{t_w}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda_{z,rel} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1}; \quad \Phi = \frac{1}{2} \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2]; \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
h / L <sub>cr</sub> [mm]	400	400	800	800
c [mm]	50	350	50	350
b <sub>eff</sub> [mm]	403	531	801	873
E [N/mm <sup>2</sup> ]	2.1 * 10 <sup>5</sup>	2.1 * 10 <sup>5</sup>	2.1 * 10 <sup>5</sup>	2.1 * 10 <sup>5</sup>
f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	235	235	235	235
λ <sub>1</sub> [-]	93.9	93.9	93.9	93.9
t <sub>w</sub> [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
i <sub>z</sub> [mm]	3.89	3.89	5.05	5.05
λ <sub>rel</sub> [-]	1.09	1.09	1.68	1.68
α [-]	0.49	0.49	0.49	0.49
Φ [-]	1.31	1.31	2.27	2.27
χ [-]	0.489	0.489	0.263	0.263
F <sub>3,Rd</sub> [kN]	624	823	863	938

Tabel 8

Rekenwaarde van de weerstand volgens methode 1 betreft:

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
F <sub>1,Rd</sub> [kN]	876	1828	1329	2563
F <sub>2,Rd</sub> [kN]	1007	1070	1594	1819
F <sub>3,Rd</sub> [kN]	624	823	863	938
F <sub>Rd</sub> [kN]	<b>624</b>	<b>823</b>	<b>863</b>	<b>938</b>

Tabel 9

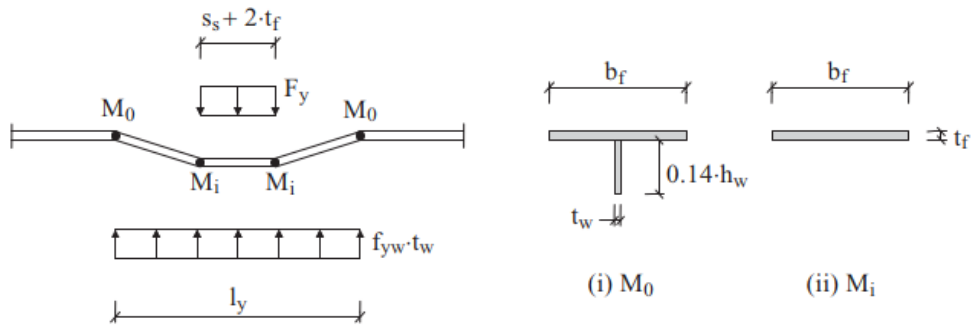
Merk op dat in alle gevallen globaal plooien van het lijf (kolomknik) maatgevend is. Zoals eerder al opgemerkt is de bezwijklast bepaald op basis van kolomknik. De positieve bijdrage van het naastgelegen liggerlijf is verwaarloosd.

## G.7.2 METHODE 2

De tweede methode is terug te vinden in hoofdstuk 6 uit de NEN-EN 1993-1-5. Bij deze methode is sprake van één formule waarbij diverse factoren op de betreffende situatie dienen te zijn afgestemd.

### Effectieve lengte

De effectieve lengte waarover de spanningen in het lijf zich verdelen is bepaald met behulp van vier plastische scharnieren die ontstaan in de flens. Ter verduidelijk is hieronder een figuur van dit principe weergegeven. De factoren zijn bepaald conform de NEN-EN 1993-1-5 §6.5. Ter vereenvoudiging is de invloed van  $m_2$  verwaarloosd.

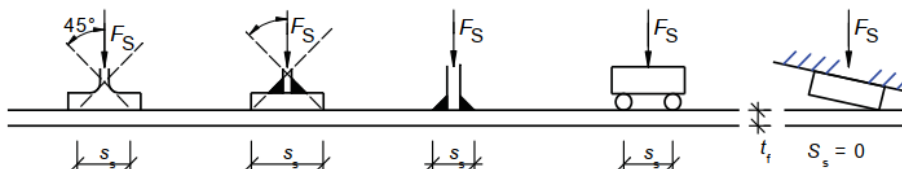


Figuur 108

$$l_y = s_s + 2 \cdot t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1})$$

Met:

Het contactvlak tussen belasting en flens ( $s_s$ ) is bepaald op basis van figuur 6.2 uit de NEN-EN 1993-1-5 en ter verduidelijk hieronder weergegeven.



Figuur 109

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4	
$s_s$	[-]	50	350	50	350
$t_f$	[mm]	24	24	33	33
$b_f$	[mm]	300	300	300	300
$t_w$	[mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
$f_{yf} / f_{yw}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	235	235	235	235
$m_1$	[-]	22.2	22.2	17.1	17.1
$L_y$	[mm]	324	624	389	689

Tabel 10

*Reductiefactor en relatieve slankheid*

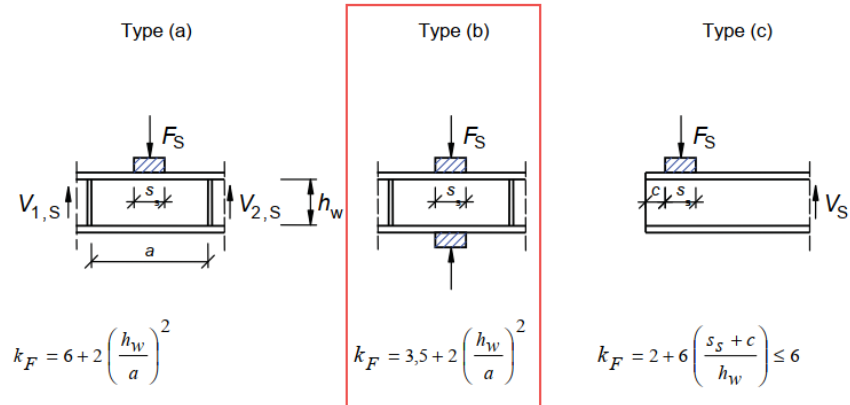
Zie NEN-EN 1993-1-5 §6.4.

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{L_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}}; \chi_F = \frac{0.5}{\lambda_F}$$

Met:

$$F_{cr} = 0.9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w}$$

Door de coëfficiënt  $k_F$  wordt de geometrie en belastingtype in rekening gebracht. Omdat iedere situatie in een unieke oplossing resulteert kiest de norm ervoor om op basis van computersimulaties drie varianten te onderscheiden. Deze zijn als volgt gedefinieerd:



Figuur 110

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
$L_y$ [mm]	324	624	389	689
$t_w$ [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
$f_{yw}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235	235	235	235
$k_F$ [-]	3.5	3.5	3.5	3.5
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$2.1 \cdot 10^5$	$2.1 \cdot 10^5$	$2.1 \cdot 10^5$	$2.1 \cdot 10^5$
$h_w$ [mm]	352	352	734	734
$F_{cr}$ [kN]	4623	4623	4830	4830
$\lambda_F$ [-]	0.472	0.654	0.576	0.766
$\chi_F$ [-]	1.000	0.764	0.868	0.653

Tabel 11

*Rekenwaarde van de weerstand*

Zie NEN-EN 1993-1-5 §6.2.

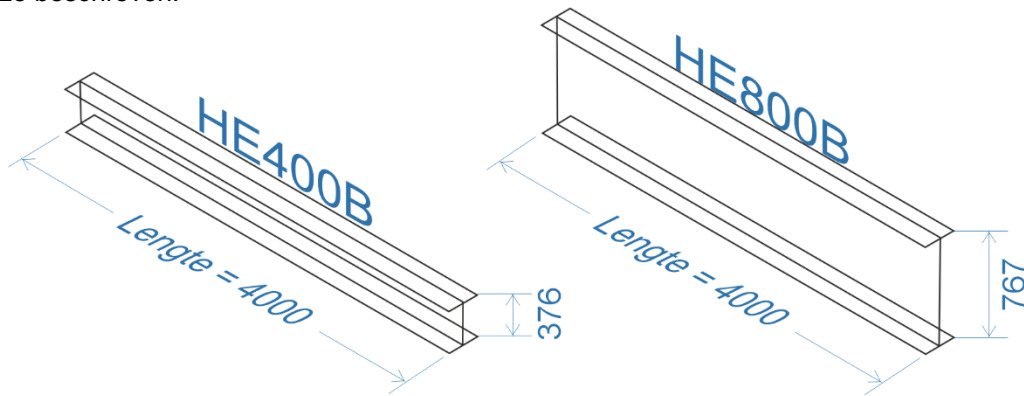
$$F_{Rd} = f_{yw} \cdot \chi_F \cdot l_y \cdot t_w$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
$f_{yw}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235	235	235	235
$\chi_F$ [-]	1.000	0.764	0.868	0.653
$L_y$ [mm]	324	624	389	689
$t_w$ [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
$F_{Rd}$ [kN]	<b>1027</b>	<b>1512</b>	<b>1389</b>	<b>1850</b>

Tabel 12

### G.7.3 METHODE 3

Bij de derde methode wordt gebruik gemaakt van een volledige EEM-analyse. Hieronder wordt de werkwijze beschreven.



Figuur 111

Uit het EEM-programma is niet direct de relatieve slankheid te bepalen. De relatieve slankheid is verkregen met behulp van formule 6.50 uit de NEN-EN 1993-1-1.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{Rd}}{F_{cr}}} \text{ (formule 6.50)}$$

Omdat het profiel niet gelijkmatig wordt belast is het bepalen van  $F_{Rd}$  lastig. De elastische spanningsverdeling ( $\sigma_{E,el,d}$ ) en instabiliteitsfactor ( $\alpha_{cr}$ ) levert het EEM-rekenprogramma eenduidig aan, dit geldt niet voor de plastische spanningsverdeling ( $\sigma_{E,pl,d}$ )<sup>1</sup>. Ter vereenvoudiging is gekozen om bij de EEM-analyse niet de plastische weerstand te benutten. Dit houdt in dat de plastische herverdeling over het contactvlak buiten beschouwing is gelaten. De gevonden waarden vanuit de EEM-analyse zijn naar verwachting kleiner dan volgt uit de tweede methode.

Door formule 6.50 te herschrijven is aan de hand van deze gegevens de relatieve slankheid ( $\lambda_{rel}$ ) te bepalen:

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{Ed}}; \beta = \frac{\sigma_{Rd}(= f_{yd})}{\sigma_{Ed}}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{Rd}(= A \cdot \sigma_{Rd})}{F_{cr}(= A \cdot \sigma_{cr})}} \rightarrow \sqrt{\frac{\sigma_{Rd}}{\sigma_{cr}}} \rightarrow \sqrt{\frac{f_{yd}/\sigma_{Ed}}{\sigma_{cr}/\sigma_{Ed}}} \rightarrow \sqrt{\frac{\beta}{\alpha_{cr}}}$$

Met het EEM-programma is de spanningsverdeling bepaald met behulp van een lineair-elastische analyse. Omdat het profiel niet evenredig wordt belast wordt de gemiddelde waarde per element gehanteerd. De elastische instabiliteitsfactor is bepaald met behulp van de stabiliteitsmodule van SCIA.

<sup>1</sup> De plastische spanningsverdeling is afhankelijk van de belastinggraad. Om de belastinggraad te vinden waarbij de constructie op sterkte (dus niet stabiliteit) bezwijkt voorafgaand is niet eenvoudig.

Om de relatieve slankheid te vertalen naar een reductiefactor ( $\chi$ ) is gebruik gemaakt van de (conservatieve) knikkromme uit de NEN-EN 1993-1-5 §6.4.

$$\chi = \frac{0.5}{\lambda} \text{ (formule 6.3)}$$

$$F_{Rd} = \chi \cdot F_{model} \cdot \beta$$

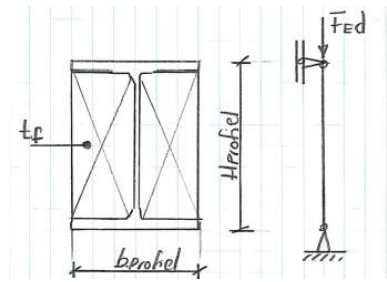
	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
$F_{model}$ [kN]	1000	1000	1000	1000
$\sigma_{Ed}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	347	214	138	119
$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235	235	235	235
$\alpha$ [-]	3.30	3.81	3.05	3.17
$F_{cr}$ [kN]	3300	3810	3050	3170
$\beta_{el}$ [-]	0.677	1.098	1.702	1.975
$\lambda_{rel}$ [-]	0.453	0.534	0.747	0.789
$\chi$ [-]	1.000	0.931	0.669	0.633
$F_{Rd}$ [kN]	<b>677</b>	<b>1023</b>	<b>1139</b>	<b>1251</b>

Tabel 13

## G.8 REKENVOORBEELD DEELVRAAG 2

### G.8.1 TOETINGSMETHODE 1

Bij deze toetsingsmethode is aangenomen dat de kracht volledig door het schot gaat en dat het liggerlijf géén (stabiliteits)bijdrage levert. Dit is een conservatieve en snelle methode om een schot te dimensioneren. Vanwege het gebrek aan samenhang is het dominante bezwijkfenomeen knik om de zwakke as van het schot.



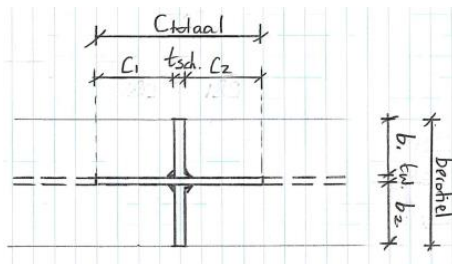
Figuur 112

$L_{\text{knik}}$	=	=400	mm <sup>1</sup>
$B_{\text{profiel}}$	=	= 300	mm <sup>1</sup>
$t_{\text{schot}}$	=	= 15	mm <sup>1</sup>
$A$	= $300 * 15$	= 4500	mm <sup>2</sup>
$I_z$	= $1/12 * B_{\text{profiel}} * t_{\text{schot}}^3$	= 84375	mm <sup>4</sup>
$i_z$	= $\sqrt{I_z / A}$	= 4.33	mm <sup>1</sup>
$N_{\text{cr}}$	= $EI * \pi^2 / L_{\text{knik}}^2$	= 1093	kN
$N_{\text{Rd}}$	= $A * f_{\text{yd}}$	= 1056	kN
$\varepsilon$	= $\sqrt{(235/235)}$	= 1.0	[-]
$\lambda_1$	= $93.9 * \varepsilon$	= 93.9	[-]
$\lambda_{\text{rel,z}}$	= $400 / (\lambda_1 * i_z)$	= 0.984	[-]
	= $\sqrt{(1056/1093)}$	= 0.983	[-]
(verschil in afronding)			
knikkromme C	$\alpha_z$	= 0.49	[-]
$\Phi_z$	= $1/2 * (1 + \alpha_z * (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2)$	= 1.18	[-]
$X_{z,\text{red}}$	= $1 / (\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z^2 - \lambda_z^2)})$	= 0.549	[-]
$N_{\text{bRd}}$	= $X_{z,\text{red}} * A_{\text{schot}} * f_{\text{yd}}$	= <b>580.6</b>	<b>kN</b>



## G.8.2 TOETSINGSMETHODE 2

Bij deze toetsingsmethode wordt een fictief profiel samengesteld uit het lijf en het schot. De meewerkende breedte van het lijf is bepaald op basis van de NEN-EN 1993-1-1 tabel 5.2. De belasting wordt verondersteld zich gelijkmatig te verdelen over de doorsnede.



Figuur 113

$f_{yd}$	= 235	N/mm <sup>2</sup>
$E$	= $2.1 \cdot 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
$G$	= $0.81 \cdot 10^4$	N/mm <sup>2</sup>
$L_{knik}$	= 400	mm <sup>1</sup>
$A$	= 9603	mm <sup>2</sup>
$t_w$	= 13.5	mm <sup>1</sup>
$t_{schot}$	= 15	mm <sup>1</sup>
$I_y$	= $3382.8 \cdot 10^4$	mm <sup>4</sup>
$i_y$	= 59	mm <sup>1</sup>
$I_z$	= $6836.6 \cdot 10^4$	mm <sup>4</sup>
$i_z$	= 84	mm <sup>1</sup>
$\varepsilon$	= $\sqrt{(235/f_{yd})}$	= 1.0 [-]

De meewerkende breedte van het lijf is bepaald met behulp van tabel 5.2 uit de NEN-EN 1993-1-1. Hierbij is de limietwaarde behorende bij profielklasse 3 gehanteerd.

$C_i$	= $14 \cdot \varepsilon \cdot t_w$	= 189	mm <sup>1</sup>
$C_{totaal}$	= $C_1 + t_{schot} + C_2$	= 393	mm <sup>1</sup>
$b_{profiel}$	= 300 mm <sup>1</sup>	$b_1/b_2$	= 143.3 mm <sup>1</sup>
$N_{Rd}$	= $f_{yd} \cdot A$		= 2257 kN

### • Knikstabiliteit

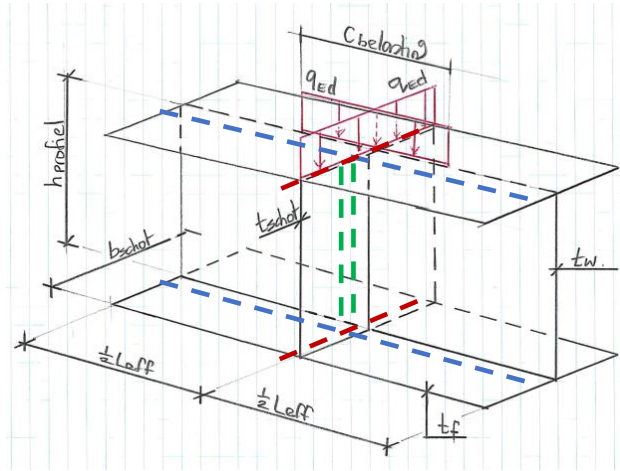
$\lambda_1$	= $93.9 \cdot \varepsilon$	= 93.9 [-]
$\lambda_{rel,z}$	= $L_{knik} / (\lambda_1 \cdot i_z)$	= 0.072 [-]
$\lambda_{rel,limiet}$	= 0.2 [-]	(geen sprake van knik)
$X_{z,red}$	= 1.00 [-]	
$N_{bRd}$	= $X_{z,red} \cdot A \cdot f_{yd}$	= 2257 kN

• **Torsiestabilität**

$i_o^2$	$= i_y^2 + i_z^2$	$= 10537$	$\text{mm}^2$
$I_T$	$=$	$= 64.4 * 10^4$	$\text{mm}^4$
$I_w$	$=$	$= 1.58 * 10^9$	$\text{mm}^6$
$L_{cr,T}$	$=$	$= 400$	$\text{mm}^1$
$N_{cr,T}$	$= 1 / i_o^2 * (G * I_T + \pi^2 * E I_w / L_{cr,T}^2)$	$= 6893$	$\text{kN}$
$\lambda_{rel,T}$	$= \sqrt{(2257 / 6893)}$	$= 0.572$	$[-]$
Knikkromme C	$\alpha_T$	$= 0.49$	$[-]$
$\Phi_z = \frac{1}{2} * (1 + \alpha_z * (\lambda_T - 0.2) + \lambda_T^2)$		$= 0.755$	$[-]$
$X_{z,red}$	$= 1 / (\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z^2 - \lambda_T^2)})$	$= 0.802$	$[-]$
$N_{bRd}$	$= X_{z,red} * A * f_{yd}$	$= 1809$	<b>kN</b>

### G.8.3 TOETINGSMETHODE 3

Bij deze toetsingsmethode is het gehele profiel gemodelleerd met 2d-platen. Ter vereenvoudiging zijn de effecten van de afrondingstraal verwaarloosd. De meewerkende breedte van het lijf wordt op basis van de algemene mechanica bepaald door het rekenprogramma. Voor de verdeling van de belasting over het profiel is een aanname gedaan.



Figuur 114

$f_{yd}$	$= 235 \text{ N/mm}^2$		
$E$	$= 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$	$G$	$= 0.81 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
$b_{schot}$	$= 300 \text{ mm}^1$	$h_{profiel}$	$= 400 \text{ mm}^1$
$t_{schot}$	$= 15 \text{ mm}^1$	$t_w$	$= 13.5 \text{ mm}^1$
$t_f$	$= 24 \text{ mm}^1$		

De locatie van de belasting heeft invloed op de optredende spanning ( $\sigma_{Ed}$ ) en daarmee op stabiliteit. In dit vergelijk is een symmetrische belasting, evenredig verdeeld over het lijf en de schotten aangenomen met een arbitraire lengte ( $c_{belasting}$ ) van 300 mm.

$F_{Ed}$	$= 1000 \text{ kN}$	$c_{belasting} = 300 \text{ mm}^1$
$q_{Ed}$	$= 1000 / (0.3 + 0.3) = 1666 \text{ kN/m}^1$	

De effectieve lengte is voldoende lang gemaakt, zodat geen randeffecten ontstaan.

$L_{eff} = 1500 \text{ mm}$

Uit het EEM-programma is niet direct de relatieve slankheid te bepalen. De relatieve slankheid is verkregen met behulp van formule 6.50 uit de NEN-EN 1993-1-1.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{Rd}}{F_{cr}}} \text{ (formule 6.50)}$$

Omdat het profiel niet gelijkmatig wordt belast is het bepalen van  $F_{Rd}$  lastig. De elastische spanningsverdeling ( $\sigma_{Ed}$ ) en instabiliteitsfactor ( $\alpha_{cr}$ ) levert het EEM-rekenprogramma echter eenduidig aan. Door formule 6.50 te herschrijven is aan de hand van deze gegevens de relatieve slankheid ( $\lambda_{rel}$ ) te bepalen:

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{Ed}}; \beta = \frac{\sigma_{Rd}(= f_{yd})}{\sigma_{Ed}}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{Rd}(= A \cdot \sigma_{Rd})}{F_{cr}(= A \cdot \sigma_{cr})}} \rightarrow \sqrt{\frac{\sigma_{Rd}}{\sigma_{cr}}} \rightarrow \sqrt{\frac{f_{yd}/\sigma_{Ed}}{\sigma_{cr}/\sigma_{Ed}}} \rightarrow \sqrt{\frac{\beta}{\alpha_{cr}}}$$

Met het EEM-programma is de spanningsverdeling bepaald met behulp van een lineair-elastische analyse. Omdat het profiel niet evenredig wordt belast wordt de gemiddelde waarde per element gehanteerd. De elastische instabiliteitsfactor is bepaald met behulp van de stabiliteitsmodule van SCIA.

Omschrijving	$\sigma_{Ed}$ [MPa ]	$\beta$ [-]	$\alpha_{cr}$ [-]	$F_{cr}$ [kN]	$\lambda_{rel}$ [-]	$\alpha$ [-]	$\Phi$ [-]	$\chi_{red}$ [-]	$N_{bRd}$ [kN]
(1) scharnier (2) scharnier (3) scharnier	95.9	2.4 5	10.5 1	10510	0.48 3	0.4 9	0.68 6	0.85 3	2089
(1) scharnier (2) scharnier (3) vast	95.9	2.4 5	10.5 1	10510	0.48 3	0.4 9	0.68 6	0.85 3	2089
(1) scharnier (2) vast (3) scharnier	97.6	2.4 5	11.9	11900	0.45 4	0.4 9	0.66 5	0.86 9	2129
(1) scharnier (2) vast (3) vast	97.6	2.4 5	15.6 1	15610	0.39 6	0.4 9	0.62 7	0.89 9	2202
(1) vast (2) vast (3) vast	97.6	2.4 5	22.7 8	22780	0.32 8	0.4 9	0.58 5	0.93 5	2290

Tabel 14

## G.8.4 REKENVOORBEELD DEELVRAAG 3

### Geval 1 - HE400B

C belasting

= 50 mm

$h_w$  = 352 mm

F dummy

= 1000 kN

$f_{yd}$  = 235 N/mm<sup>2</sup>

	$\sigma_{dummy,d}$	$\beta$	$\alpha_{cr}$	$\lambda_{rel}$	$\chi_{red}$	$e/h_w$	$N_{b,Rd}$	
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[%]
centrisch	171	1.375	21.9 (*)	0.250	1.000	0.000	1375	103.0
exc. +50	245	0.959	15.8	0.247	1.000	0.142	959	41.6
exc. +100	314	0.748	9.12	0.286	1.000	0.284	748	10.5
exc. +150	337	0.698	6.52	0.327	1.000	0.426	698	3.1
exc. +200	346	0.680	5.34	0.357	1.000	0.568	680	0.4
exc. +250	346	0.679	4.76	0.378	1.000	0.710	679	0.3
exc. +300	347	0.677	4.44	0.391	1.000	0.852	677	0.0
exc. +350	347	0.677	4.23	0.400	1.000	0.994	677	0.0
exc. +400	347	0.677	4.08	0.407	1.000	1.136	677	0.0
exc. +450	347	0.677	3.95	0.414	1.000	1.278	677	0.0
exc. +500	347	0.677	3.85	0.419	1.000	1.420	677	0.0
exc.+550	347	0.677	3.77	0.424	1.000	1.563	677	0.0
exc. +600	347	0.677	3.7	0.428	1.000	1.705	677	0.0
exc. +650	347	0.677	3.64	0.431	1.000	1.847	677	0.0
Geen schot	347	0.677	3.3	0.453	1.000	-	677	0.0

Tabel 15

### Geval 2 - HE400B

C belasting

= 350 mm

$h_w$  = 352 mm

F dummy

= 1000 kN

$f_{yd}$  = 235 N/mm<sup>2</sup>

	$\sigma_{dummy,d}$	$\beta$	$\alpha_{cr}$	$\lambda_{rel}$	$\chi_{red}$	$e/h_w$	$N_{b,Rd}$	
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[%]
centrisch	131	1.791	16.66 (*)	0.328	1.000	0.000	1791	75.1
exc. +50	161	1.461	12.94	0.336	1.000	0.142	1461	42.8
exc. +100	185	1.268	9.77	0.360	1.000	0.284	1268	24.0
exc. +150	203	1.160	7.82	0.385	1.000	0.426	1160	13.4
exc. +200	207	1.135	6.95	0.404	1.000	0.568	1135	11.0
exc. +250	209	1.122	6.19	0.426	1.000	0.710	1122	9.7
exc. +300	209	1.127	5.69	0.445	1.000	0.852	1127	10.2
exc. +350	214	1.098	5.11	0.464	1.000	0.994	1098	7.4
exc. +400	214	1.098	4.88	0.474	1.000	1.136	1098	7.4
exc. +450	214	1.098	4.71	0.483	1.000	1.278	1098	7.4
exc. +500	214	1.098	4.7	0.483	1.000	1.420	1098	7.4
exc.+550	214	1.098	4.7	0.483	1.000	1.563	1098	7.4
exc. +600	214	1.098	4.6	0.489	1.000	1.705	1098	7.4
exc. +650	214	1.098	4.51	0.493	1.000	1.847	1098	7.4
Geen schot	214	1.098	3.81	0.537	0.931	-	1023	0.0

Tabel 16

### Geval 3 – HE800B

C belasting  
F dummy

= 50 mm                       $h_w$  = 767 mm  
= 1000 kN                     $f_{yd}$  = 235 N/mm<sup>2</sup>

	$\sigma_{dummy,d}$	$\beta$	$\alpha_{cr}$	$\lambda_{rel}$	$\chi_{red}$	$e/h_w$	$N_{b,Rd}$	
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[%]
centrisch	86	2.726	12.59 (*)	0.465	1.000	0.000	2726	139.2
exc. +50	92	2.557	14.41 (*)	0.421	1.000	0.065	2557	124.4
exc. +100	108	2.176	15.11	0.379	1.000	0.130	2176	91.0
exc. +150	122	1.931	11.30	0.413	1.000	0.196	1931	69.5
exc. +200	130	1.805	8.91	0.450	1.000	0.261	1805	58.4
exc. +250	135	1.743	7.36	0.487	1.000	0.326	1743	53.0
exc. +300	137	1.713	6.32	0.521	0.960	0.391	1645	44.4
exc. +350	138	1.703	5.61	0.551	0.908	0.456	1545	35.6
exc. +400	138	1.703	5.12	0.577	0.867	0.522	1476	29.6
exc. +450	138	1.703	4.76	0.598	0.836	0.587	1424	24.9
exc. +500	138	1.703	4.49	0.616	0.812	0.652	1383	21.3
exc. +550	138	1.703	4.29	0.630	0.794	0.717	1351	18.6
exc. +600	138	1.703	4.13	0.642	0.779	0.782	1326	16.4
exc. +650	138	1.703	4.01	0.652	0.767	0.847	1307	14.7
Geen schot	138	1.703	3.05	0.747	0.669	-	1139	0.0

Tabel 17

### Geval 4 – HE800B

C belasting  
F dummy

= 350 mm                       $h_w$  = 767 mm  
= 1000 kN                     $f_{yd}$  = 235 N/mm<sup>2</sup>

	$\sigma_{dummy,d}$	$\beta$	$\alpha_{cr}$	$\lambda_{rel}$	$\chi_{red}$	$e/h_w$	$N_{b,Rd}$	
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[%]
centrisch	74	3.180	17.71 (*)	0.424	1.000	0.000	3180	154.2
exc. +50	82	2.880	18.26 (*)	0.397	1.000	0.065	2880	130.2
exc. +100	91	2.580	14.35	0.424	1.000	0.130	2580	106.2
exc. +150	101	2.338	11.29	0.455	1.000	0.196	2338	86.9
exc. +200	109	2.160	9.16	0.486	1.000	0.261	2160	72.7
exc. +250	114	2.060	7.70	0.517	0.967	0.326	1991	59.2
exc. +300	117	2.014	6.68	0.549	0.911	0.391	1834	46.6
exc. +350	118	1.998	5.96	0.579	0.864	0.456	1726	37.9
exc. +400	118	1.990	5.44	0.605	0.827	0.522	1645	31.5
exc. +450	118	1.985	5.06	0.626	0.798	0.587	1585	26.7
exc. +500	119	1.980	4.77	0.644	0.776	0.652	1537	22.8
exc. +550	119	1.975	4.54	0.660	0.758	0.717	1497	19.7
exc. +600	119	1.975	4.37	0.672	0.744	0.782	1469	17.4
exc. +650	119	1.975	4.23	0.683	0.732	0.847	1445	15.5
Geen schot	119	1.975	3.17	0.789	0.633	-	1251	0.0

Tabel 18

(\*) Bij het centrisch plaatsen van het schot ontstaat de eerste instabiliteitsvorm in het schot als plooi. Dit in tegenstelling tot de overige situaties waarbij plooi in het liggerlijf ontstaat. Het wijzigen van de instabiliteitsvorm heeft in dit geval echter een beperkte invloed op toelaatbare bezwijklast.