

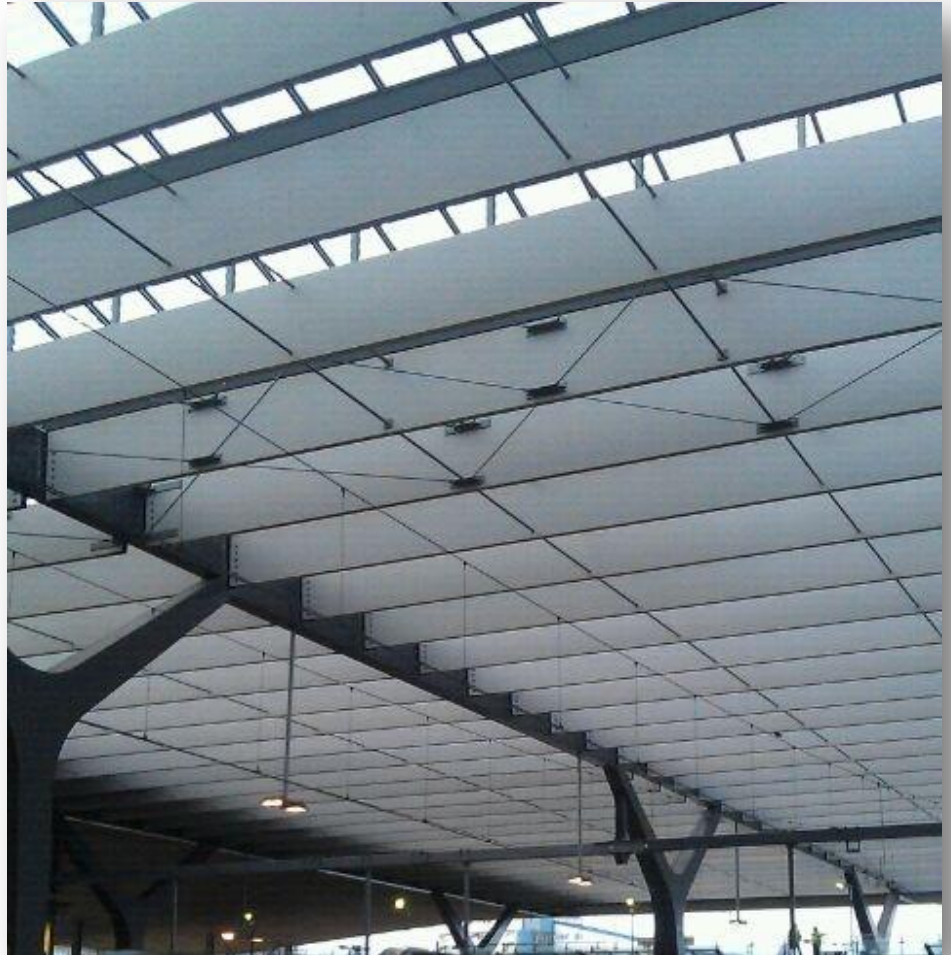
2013

Technische Universiteit
Delft

Mitchel Oorebeek,
Studentnummer:4009223

1^e begeleider:
Ir. G.J.P. Ravenshorst

2^e begeleider:
Ir. P.C.J. Hoogenboom



[HET VERSCHIL TUSSEN 1E- EN 2E-ORDE KIPINSTABILITEITSBEREKENING]

Voorwoord

Dit rapport is uitgevoerd voor het vak 'Bachelor Eindwerk' (CT300) aan de faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen aan de Technische Universiteit te Delft. Het doel van dit vak is het individueel verrichten van academisch onderzoek.

Het doel van dit rapport is het bekijken van de verschil tussen de 1^e orde en de 2^e orde toetsing op kipinstabiliteit. In september 2012 heeft Roeland van Straten [1] in zijn rapport de effectieve kiplengte bepaald met behulp van eindmomenten. In dit rapport zal van zijn aanbevelingen gebruik worden gemaakt.

Voor de vergelijking tussen de toetsingen zal in dit rapport onder andere gebruik gemaakt worden van de houten dakliggerconstructie van Rotterdam centraal station [4]. Mijn speciale dank gaat uit naar H. van der Grinten voor het aanleveren van de onderzoek- en toetsinggegevens van dit project.

Ten slotte wil ik graag mijn begeleiders Ir. G.J.P. Ravenshorst en Dr. Ir.P.C.J. Hoogenboom bedanken voor de begeleiding bij dit Bachelor Eindproject.

Vlaardingen, januari 2013

Mitchel Oorebeek

Inhoudsopgave

Voorwoord	3
Lijst van symbolen	5
1. Inleiding	9
1.1. Aanleiding	11
1.2. Plan van aanpak	11
1.3. Onderzoeksvraag	14
1.4. Doel	14
1.5. Aannamen	14
1.6. Tekenafspraken	15
2. Literatuurstudie	16
2.1. Inleiding	16
2.2. Eurocode 5	16
2.3. TGB	20
2.4. Uitgangspunten Rotterdam Centraal	22
3.1 ^e Orde berekening	24
3.1. Aannamen	24
3.2. Belasting constructie 1	28
3.3. Belasting constructie 2	30
3.4. Klimaatklasse	31
3.5. Berekening	32
3.6. Resultaat	37
4.2 ^e Orde berekening	40
4.1. Aannamen	40
4.2. Belasting	43
4.3. Berekening	45
4.4. Resultaat	48
5. Vergelijking uitkomsten	58
5.1. Constructie 1	59
5.2. Constructie 2	60
6. Conclusie	69
6.1. Literatuurstudie	69
6.2. Vergelijking 1 ^e - en 2 ^e -orde toetsing constructie 1	69
6.3. Vergelijking 1 ^e - en 2 ^e -orde toetsing constructie 2	70
6.4. Beantwoording hoofd- en subvragen	70

7.Aanbeveling vervolgonderzoek	73
7.1.Kipsteunen als translatieveren	73
7.2.Horizontale kracht op constructie 1	73
7.3.Invloed van breedte constructie 1	73
7.4.Invloed lengte middendeel constructie 2	73
8.Literatuurlijst	75
Nawoord	75
Bijlage 1: Berekeningen	76
Bijlage 2: Ansys-file constructie 1	77
Bijlage 3: Ansys-file constructie 2	80
Bijlage 4: Excel-berekeningen	83

Lijst van symbolen

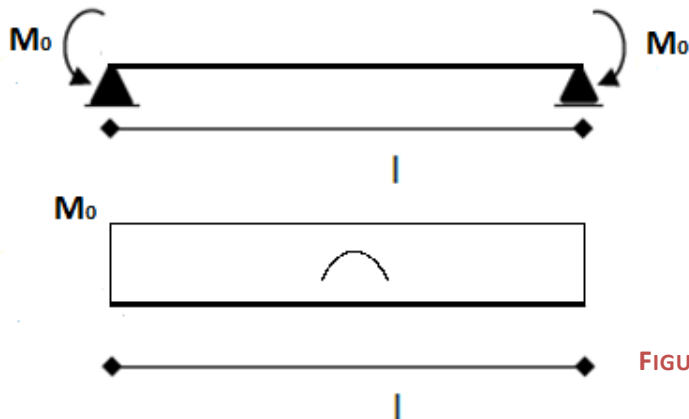
$A = A_{\text{tot}}$	het totale doorsnede-oppervlak van de ligger	[mm ²]
b	de breedte van de liggerdoorsnede	[mm]
C_w	welvingsfactor	[-]
$E_{0,\text{ser,rep}}$	representatieve waarde van de elasticiteitsmodulus (BGT)	[N/mm ²]
$E_{0,u,\text{rep}}$	representatieve waarde van de elasticiteitsmodulus (UGT)	[N/mm ²]
$E_{0,05}$	de 5-percentielwaarde van de elasticiteitsmodulus	[N/mm ²]
e	excentriciteit van de belasting	[mm]
$f_{c,0,k}$	karakteristieke waarde druksterkte evenwijdig aan de vezelrichting	[N/mm ²]
$f_{c,0,\text{rep}}$	de representatieve waarde van de druksterkte	[N/mm ²]
$f_{m,0,\text{rep}}$	de representatieve waarde van de buigsterkte	[N/mm ²]
$f_{m,0,d}$	rekenwaarde voor de buigsterkte	[N/mm ²]
$f_{v,k}$	karakteristieke waarde voor de schuifsterkte	[N/mm ²]
$f_{v,d}$	rekenwaarde voor de schuifsterkte	[N/mm ²]
$G_{\text{ser,rep}}$	representatieve waarde van de	
h	de hoogte van de liggerdoorsnede	[mm]
i_y	de oppervlaktemomentarm van de doorsnede om de y-as	[mm]
i_z	de oppervlaktemomentarm van de doorsnede om de z-as	[mm]
I_t	het torsietraagheidsmoment	[mm ⁴]
I_y	het traagheidsmoment om de y-as	[mm ⁴]
I_z	het traagheidsmoment om de z-as	[mm ⁴]
$k_{\text{crit}} = k_{\text{ins}}$	kipinstabiliteitsfactor	[-]
$k_{c,z}$	een instabiliteitsfactor	[-]
$k_{E,z}$	de knikfactor om de z-as	[-]
k_m	modificatiefactor	[-]
k_z	de instabiliteitsfactor in de richting van de z-as	[-]
l	totale lengte van de overspanning	[mm]
$l_{\text{eff}} = l_{\text{buc}}$	de effectieve kiplengte van de ligger in de richting van de z-as	[mm]
l_c	de afstand waarbij zijdelingse uitbuiging verhinderd word.	[mm]
$M_e = M_0$	eindmoment aan het uiteinde van de ligger	[Nmm]
M_d	rekenwaarde voor het buigend moment	[Nmm]
M_y	moment om de y-as	[Nmm]
m	momentfactor volgens Roeland van Straten	[-]
q	constante belasting over de ligger	[kN]
r_y	de weerstandsmomentarm van de doorsnede om de y-as	[mm]
r_z	de weerstandsmomentarm van de doorsnede om de z-as	[mm]
W_y	het weerstandsmoment om de y-as	[mm ³]
W_z	het weerstandsmoment om de z-as	[mm ³]

α	waarde van het eindmoment aan linkerzijde constructie	[-]
β	waarde van het eindmoment aan rechterzijde constructie	[-]
β_c	de factor voor elementen binnen de grenzen voor de rechtheid. Voor gelamineerd hout geldt dat $\beta_c=0,1$.	[-]
η_y	een factor	[-]
$\lambda_{rel,z}$	de relatieve slankheid van de ligger in de richting van de z-as	[-]
λ_y	de slankheid van het onderdeel	[-]
ξ_y	een rekengrootheid	[-]
$\sigma_{m,cr}$	de kritieke buigspanning voor het basisgeval	[N/mm ²]
$\sigma_{m,d}$	de optredende buigspanning	[N/mm ²]
$\sigma_{c,d}$	de optredende drukspanning	[N/mm ²]
$\tau_{v,d}$	de optredende schuifspanning	[N/mm ²]

De waarden van ξ_z , η_z en λ_z zijn gelijk aan hun equivalent in de y-richting, enkel word nu gebruik gemaakt van de z-as i.p.v. y-as.

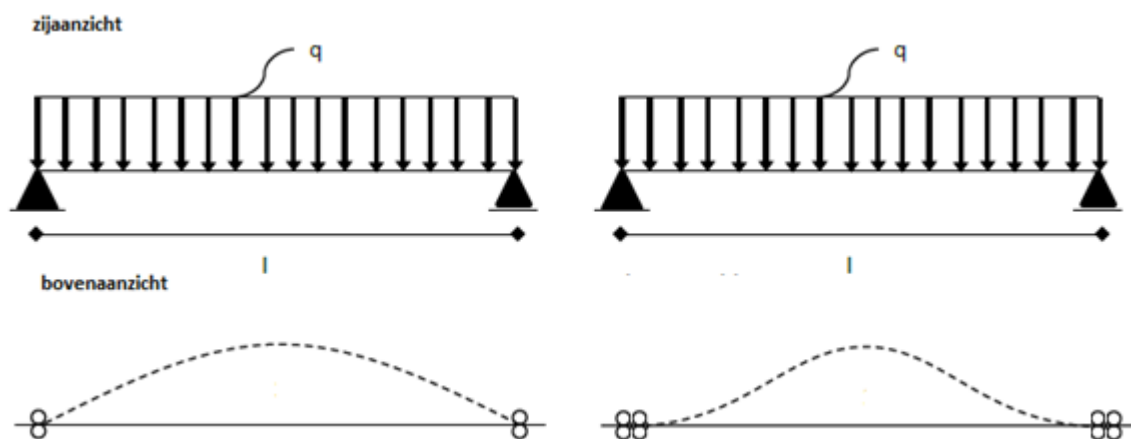
1. Inleiding

Wanneer een ligger op buiging wordt belast zal deze doorbuigen. Deze doorbuiging zal echter niet altijd plaatsvinden in de richting waarin de ligger wordt belast. Wanneer de ligger zijdelings (in horizontale richting) uitbuigt onder invloed van een belasting in verticale richting is er sprake van kip. Het verschijnsel kip vindt plaats bij liggers met een grote ongesteunde overspanningslengte, door het gebrek aan zijdelingse steun. Omdat een constructie kan verschillen in steunpuntsvoorwaarden en belastingconfiguratie, is de lengte waarover deze kipt ook verschillend. Om voor verschillende constructies toch de kipinstabiliteit te bepalen word alles gerelateerd aan het basisgeval. Dit basisgeval is een ligger op 2 steunpunten welke belast word door 2 identieke eindmomenten M_0 (figuur 1).



FIGUUR 1: BASISGEVAL KIPINSTABILITEIT

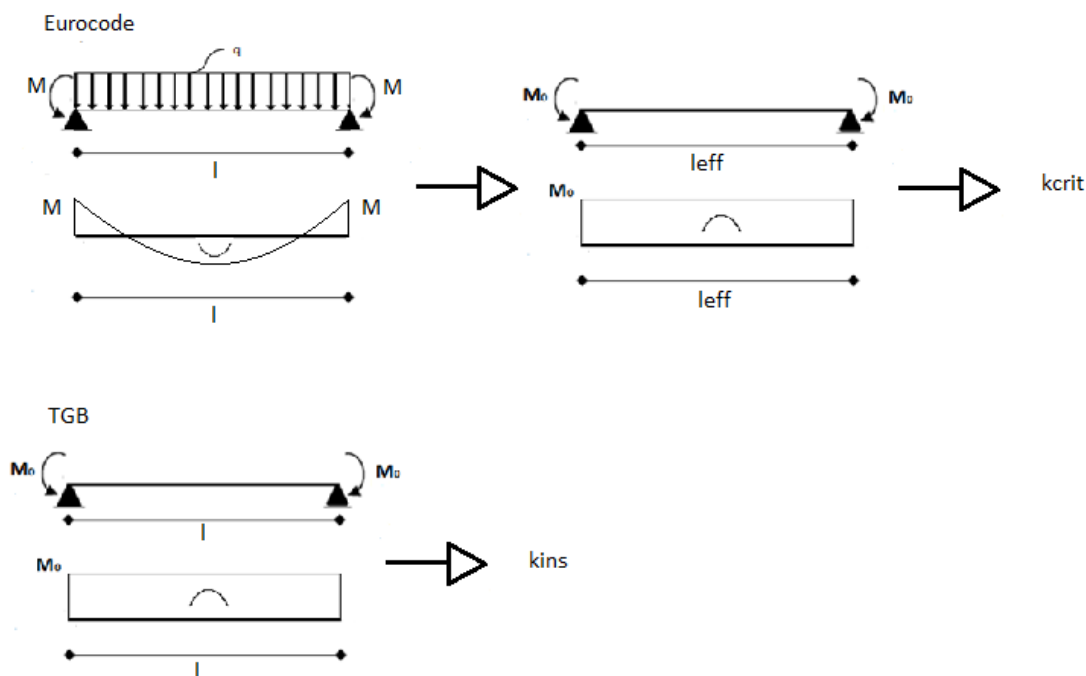
De steunpuntsvoorwaarden zijn bepalend voor van de uitbuigingsvorm. Zo zal het duidelijk zijn dat bij een aan beide zijden (in de richting van de z-as) ingeklemde ligger, door gebruik van een dubbele gaffeloplegging aan beide zijden, anders zal uitbuigen dan een ligger met aan beide zijden een enkele gaffeloplegging (figuur 2).



FIGUUR 2: HORIZONTALE UITBUIGINGEN BIJ VERSCHILLENDE STEUNPUNTSVOORWAARDEN

De toetsing van de ligger op kipinstabiliteit kan met behulp van verschillende toetsingsmethoden, dit zijn de Eurocode 5 [2] (dit is de huidige norm) en de 'oude' Nederlandse TGB [3]. De Eurocode 5 bekijkt het momentverloop van de beoogde constructie en past hierop de lengte van het basisgeval aan. Deze aangepaste lengte wordt de effectieve kiplengte (l_{eff}) genoemd, waarmee een kipinstabiliteitsfactor (k_{crit}) wordt bepaald waarmee de optredende spanningen in de beoogde constructie worden getoetst.

In de TGB wordt daarentegen een kipinstabiliteitsfactor (k_{ins}) bepaald aan de hand van het basisgeval, met de doorsnede-eigenschappen van de beoogde constructie, waarna deze wordt gebruikt om de optredende spanningen in de beoogde constructie te toetsen. Dit verschil in relatie tussen de beoogde constructie en het basisgeval (figuur 3) leidt tot verschillende toetsingen, wat leidt tot de vraag: welke methode is de juiste? Om deze vraag te kunnen beantwoorden zullen de gebruikte toetsingsmethoden aan de hand van de 2^e orde lineair elastische, geometrisch niet-lineaire berekening worden beoordeeld.



FIGUUR 3: VERSCHIL IN BEPALING KIPINSTABILITEITSFACTOR TUSSEN EUROCODE 5 EN TGB

1.1. Aanleiding

Om kipinstabiliteit te voorkomen is het mogelijk kipsteunen te bevestigen aan de ligger, waardoor de ongesteunde overspanningslengte afneemt. Uit het rapport van Roeland van Straten[1] blijkt dat de effectieve kiplengte bij het aanbrengen van kipsteunen afneemt afhankelijk van de belastingconfiguratie. De eis hierbij is dat de kipsteunen zich gaan gedragen als gaffelopleggingen. Dit effect van kipsteunen is echter niet meegenomen in de toetsingsmethode voor kipinstabiliteit van de Eurocode 5. Daarnaast heeft Roeland van Straten ook een algemene manier bepaald om met behulp van het momentverloop de effectieve kiplengte te bepalen, welke ook niet in de Eurocode 5 is opgenomen. In de TGB is het effect van kipsteunen in zowel de trek- als drukzone ook niet meegenomen. Het is daarom van belang om te onderzoeken of beide normen een juiste 1^e orde lineair elastische toetsing geven van een ligger gesteund door kipsteunen. Hierbij zal met behulp van de methode welke door Roeland van Straten aanbevolen is, worden bekeken of deze een juiste toetsing van de kipinstabiliteit kan bieden.

NB. Er wordt in het rapport gebruik gemaakt van verwijzingen naar de literatuurlijst, deze worden aangegeven door de blokhaken met een nummer [*] welke correspondeert met het nummer uit de literatuurlijst.

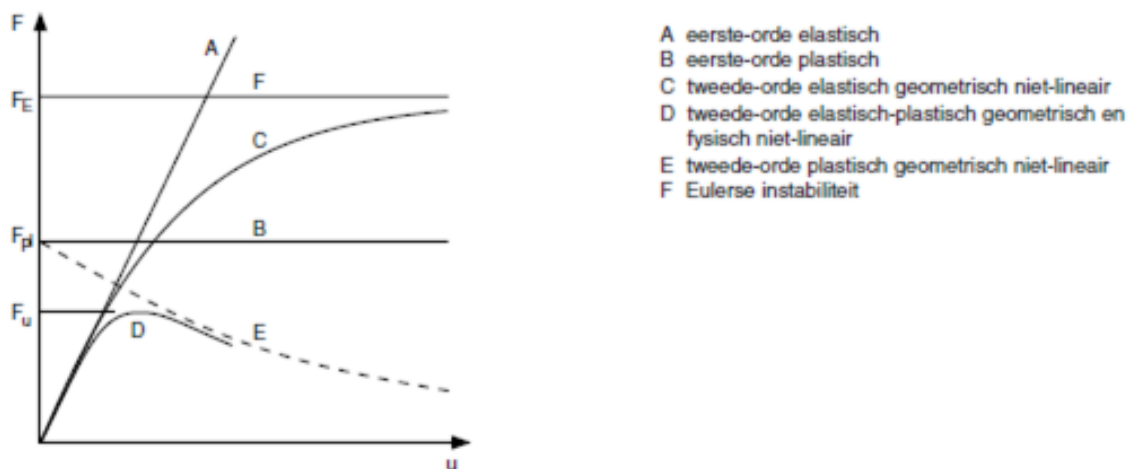
1.2. Plan van aanpak

Om de toetsing op kipinstabiliteit op juistheid te controleren, is het nodig een controleberekening te maken. Als controleberekening bij de toetsing van de met kipsteunen gesteunde houten liggers op station Rotterdam Centraal, wordt de reeds gemaakte toetsing van deze liggers gebruikt. Deze toetsing is uitgevoerd door BSH Bouwadvies bv[4]. Daarnaast zal er ook een 1^e en 2^e orde computerberekening gemaakt worden met behulp van het programma *Ansys*. Hierbij zal de 1^e orde computerberekening gebruikt worden om te onderzoeken of de computerberekening overeenkomt met de controleberekening, en om de uitkomsten hieruit te vergelijken.

De 2^e orde computerberekening zal gemaakt worden om te onderzoeken of het maken van een 2^e orde berekening significant verschil maakt ten opzichte van een 1^e orde handberekening. Daarnaast zal hierbij de invloed van de stijfheid van de kipsteunen onderzocht worden.

Bij een 1^e orde stabiliteitsberekening wordt er uitgegaan van een geometrisch lineaire, lineair elastische berekening. Dit houdt in dat de beoogde ligger gedurende de verplaatsingen de stabiliteitseigenschappen behoudt welke horen bij een ligger die een perfect rechte vorm heeft. Voor een 2^e orde stabiliteitsberekening is dit echter niet het geval. Er wordt hier uitgegaan van een geometrisch niet lineaire, lineair elastische berekening. Hierbij veranderen de stabiliteitseigenschappen wanneer de ligger verplaatst. Dit is te zien in de figuur 4 uit de NEN 6770 welke het instabiliteitsgedrag weergeeft. De lijnen A en C worden hier beschouwd, welke respectievelijk de 1^e orde lineair elastische en de 2^e orde lineair elastische, geometrisch niet-lineaire instabiliteitsgedragingen weergeven.

Omdat de ligger ook nooit geheel recht is in onbelaste toestand, is er sprake van een beginexcentriciteit. Deze excentriciteit heeft tot gevolg dat de lijn C niet in de oorsprong begint, maar op een afstand u_0 uit de oorsprong op de horizontale as.



FIGUUR 4: INSTABILITEITSGEDRAG BIJ GROTER WORDENDE UITWIJING U

De 1^e orde methode gaat uit van de volgende toetsing:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

Hierin zijn de volgende factoren te onderscheiden:

- $\sigma_{m,d}$ = optredende buigspanning
 - o Deze buigspanning is de maximale buigspanning die optreedt in de ligger als gevolg van de belasting op deze ligger.
- k_{crit} = kipinstabiliteitsfactor
 - o Deze kipinstabiliteitsfactor bevat het verschil tussen de buigspanning in het optredende belastinggeval en deze in het basisgeval ($\sigma_{m,crit}$). Daarnaast bevat de kipinstabiliteitsfactor de excentriciteit. Omdat het hier een geometrisch lineaire berekening betreft zal deze invloed ook een lineair verloop hebben.
- $f_{m,d}$ = rekenwaarde voor de buigspanning
 - o Deze rekenwaarde is afhankelijk van de klimaatklasse waarin de ligger zich bevindt. Deze klimaatklasse bepaald de mate van reductie welke toegepast moet worden op de sterkte- en stijfheidseigenschappen van het materiaal. Bij een dakligger zoals deze op station Rotterdam centraal zijn uitgevoerd, zal de ligger zich in klimaatklasse 2 bevinden.

De 2^e orde methode gaat uit van de volgende toetsing:

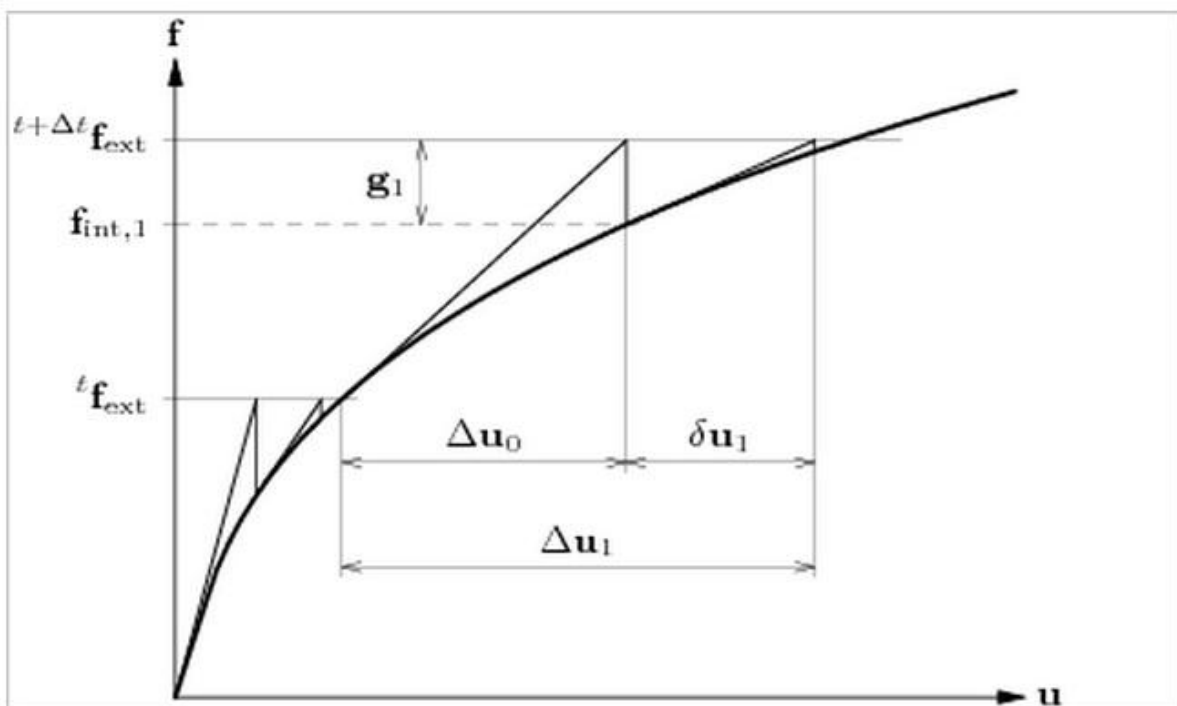
- Buigsterkte: $\sigma_{m,d} \leq f_{m,0,d}$
- Schuifsterkte: $\tau_{v,d} \leq f_{v,d}$

Gecombineerd leidt dit tot de volgende toetsing:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,0,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

Hierin zijn de verschillende factoren als volgt:

- $\sigma_{m,d}$ = De optredende buigspanning (idem als bij de 1^e orde methode toetsing)
 - Bij het bepalen van deze spanning zijn de invloeden van de excentriciteit van de ligger en de optredende belasting meegenomen. De waarde van de spanning worden iteratief bepaald, waarbij gebruik gemaakt wordt van de Newton-Raphson methode (figuur 5). Deze methode benadert de spanning door middel van iteraties. Hierbij wordt eenzelfde berekening steeds herhaald, tot er geen significante verschillen meer optreden.
- $f_{m,0,d}$ = De rekenwaarde voor de buigsterkte.
- $\tau_{v,d}$ = De optredende schuifspanning (idem bepaald als de spanning).
- $f_{v,d}$ = De rekenwaarde voor de schuifsterkte.



FIGUUR 5: NEWTON-RAPHSON METHODE

1.3. Onderzoeksvraag

Hoofdvraag:

Wat is het verschil tussen 1^e orde en 2^e orde lineair elastische kipinstabiliteitsberekeningen?

Subvragen:

- Is er een verschil tussen de TGB toetsing en de Eurocode 5 toetsing?
- Zijn de momentfactoren van Roeland van Straten veilig bruikbaar?
- Wanneer is de 2^e orde lineair elastische, geometrisch niet-lineaire toetsing een aanbeveling waardig?

1.4. Doel

Het gewenste eindresultaat van dit onderzoek is de verschillen te verklaren tussen de 1^e en 2^e orde berekeningen, en vast te stellen welke berekening het beste overeenkomt met kipinstabiliteit in de praktijk voor een met kipsteunen gesteunde houten ligger. Ook is het gewenst het verschil te kunnen verklaren tussen de toetsing met behulp van de Eurocode 5 en de oude Nederlandse norm TGB.

1.5. Aannamen

In de toetsingsmethoden welke verder in dit verslag zullen worden bekeken zal er van worden uitgegaan dat de formules voor de weerstands- en (torsie)traagheidsmomenten in iedere toetsing gelijk zijn. Deze zijn in de vakken constructiemechanica [6] en constructieve veiligheid [5] als volgt gedefinieerd:

$$I_z = \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3$$

$$W_y = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$$

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot h \cdot b^3 \cdot \left(1 - 0,63 \frac{b}{h} + 0,525 \left(\frac{b}{h} \right)^5 \right)$$

Daarnaast zal er bij de handberekening worden uitgegaan van 1^e orde spanningsberekeningen waarbij enkel de krachten in verticale richting bekeken worden.

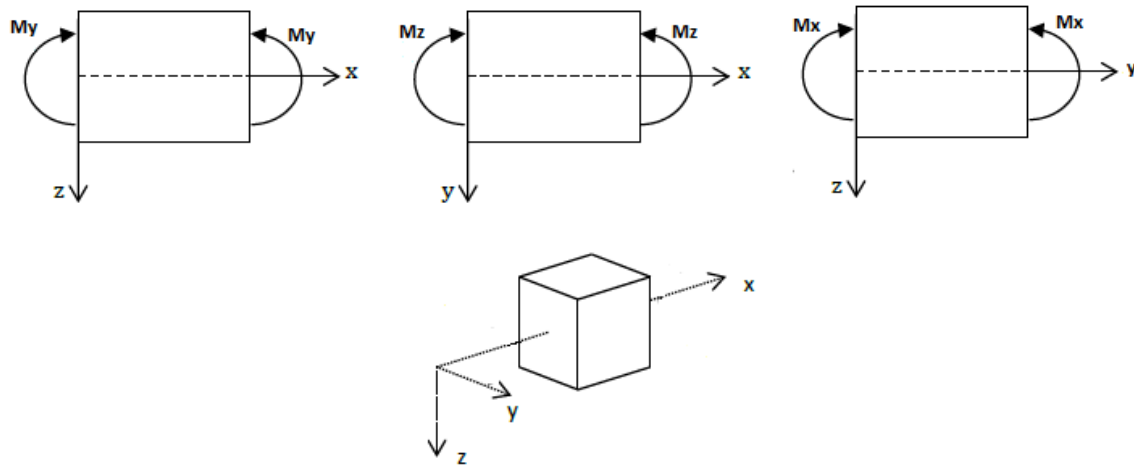
Bij de reeds gemaakte toetsing van de liggers op Rotterdam Centraal is er gebruik gemaakt van de Nederlandse TGB norm, hierdoor zal deze TGB norm eerst besproken worden alvorens de reeds gemaakte toetsing uiteengezet word. Ook kan er al worden aangenomen dat de liggers zich in Klimaatklasse 2 bevinden, zoals uit dat rapport blijkt.

1.6. Tekenafspraken

Om de consistentie in dit rapport te waarborgen zullen, aangezien een groot deel van de informatie uit de Eurocode [2] en de Nederlandse TGB [3] komt, de notaties ook worden aangenomen zoals deze bronnen vermelden (figuur 6) Deze notatie wordt ook gebruikt in het college Constructieve veiligheid [3].

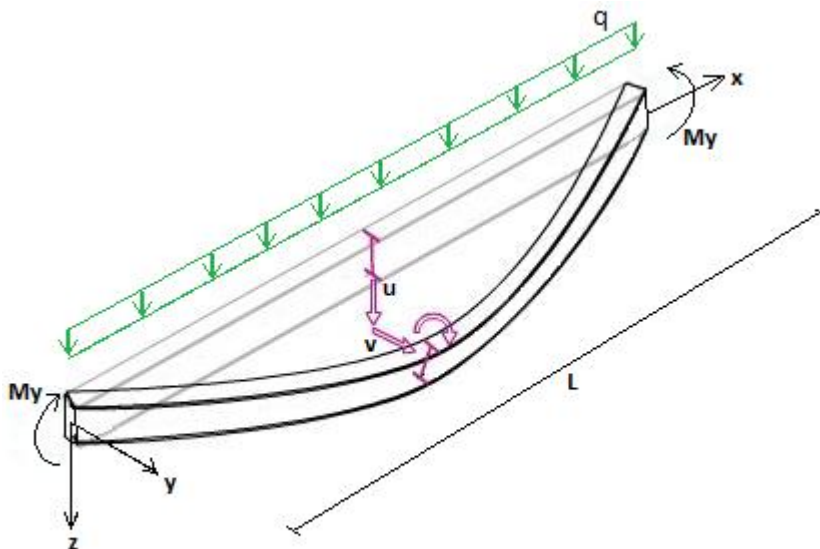
Hierin is:

- I_z het traagheidsmoment in het xy-vlak
- I_y het traagheidsmoment in het xz-vlak



FIGUUR 6: TEKENAFSPRAKEN KRACHTEN OP VOORWERP

Verder word aangenomen dat de door kipsteunen gesteunde houten dakligger aan beide zijden opgelegd word op een gaffeloplegging, en belast word door een constante belasting q . Hierin is de x-as in de lengterichting van de ligger, de y-as in de breedterichting van de ligger en de z-as in de hoogterichting van de ligger gekozen. De verplaatsing u is in de richting van de z-as en de verplaatsing v is in de richting van de y-as (figuur 7).



FIGUUR 7: VERPLAATSINGEN IN DE LIGGER TEN GEVOLGE VAN BELASTING

2. Literatuuronderzoek toetsing op kipinstabiliteit (1^e orde toetsing)

2.1. Inleiding

Om uit te zoeken welke 1^e orde toetsingsmethode de gegeven berekening (de kipinstabiliteitstoetsing door BSH Bouwadvies bv [4]) het best benadert, zullen deze vergeleken moeten worden. De verschillende toetsingsmethoden zijn:

- Toetsing volgens de Eurocode 5[2]. Hierin wordt de door Roeland van Straten geverifieerde toetsingsmethode [1] voor de effectieve kiplengte gebruikt. Hierbij is gebruik gemaakt van Fruchtengarten en Trahair om de kiplengte voor andere belastingconfiguraties dan het basisgeval te bepalen.
- Toetsing volgens de 'oude' Nederlandse TGB[3].
- Toetsing met behulp van Ansys (deze zal niet besproken worden in het literatuuronderzoek).

Om de 3 verschillende toetsingsmethoden te begrijpen zullen deze uiteengezet worden. De herkomst van de formules welke in de methoden gebruikt worden zal hier echter niet aan de orde komen.

2.2. Eurocode 5: Ontwerp en berekening van houtconstructies [2] (1^e orde toetsing)

De Eurocode zijn de Europese normen voor het toetsen van de constructieve veiligheid.

2.2.1. Toetsingscriterium

Voor het toetsen van de ligger op kipinstabiliteit, wanneer er sprake is van zowel een moment om de y-as (M_y) als een normaalkracht (N_c), dienen de maximale spanningen in de ligger te voldoen aan de volgende vergelijking:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

Hierin is de 1^e breuk het criterium voor de maximale spanning ten gevolge van een moment M_y en de 2^e breuk het criterium voor de maximale spanning ten gevolge van normaalkracht N_c . De toetsing op kipinstabiliteit door buiging die hieruit volgt is:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

2.2.2. Toetsing kipinstabiliteit ten gevolge van moment

De toetsing van de maximale spanning ten gevolge van het moment is afhankelijk van de rekenwaarde van de buigspanning ($\sigma_{m,d}$), de rekenwaarde voor de buigsterkte ($f_{m,d}$) en de kipinstabiliteitsfactor (k_{crit}).

De rekenwaarde van de buigspanning $\sigma_{m,d}$ wordt bepaald ter plaatse van het maximale moment:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_y}$$

Hierin is M_d de rekenwaarde van het buigend moment [Nm] welke als constant over de liggerlengte wordt aangenomen en W_y het weerstandsmoment om de y-as [mm³]

2.2.3. Kipinstabiliteitsfactor

Deze kipinstabiliteitsfactor k_{crit} is volgens de Eurocode 5 [5] afhankelijk van de relatieve slankheid van de balk λ_{rel} , en is als volgt gedefinieerd:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{voor } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{voor } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{voor } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

De oorsprong van de relatie tussen de kipinstabiliteitsfactor en de relatieve slankheid is met behulp van numerieke simulaties opgelost, en zal hier verder niet ter sprake komen. Wel zal deze relatie als waar aangenomen worden voor verdere berekeningen volgens de Eurocode 5.

De relatieve slankheid van de balk $\lambda_{rel,m}$ is gegeven als:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

In deze vergelijking is $f_{m,k}$ de karakteristieke buigsterkte [N/mm²] en $\sigma_{m,crit}$ de kritische kipspanning. Deze kritische kipspanning is als volgt gedefinieerd:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_t}}{l_{eff} \cdot W_y}$$

Het kritische kipmoment ($M_{y,crit}$) is, buiten de elasticiteitsmodulus ($E_{0,05}$), het torsietraagheidsmoment (I_t) en het traagheidsmoment van om de z-as (I_z), mede afhankelijk van de effectieve kiplengte van de houten ligger (l_{eff}). Deze effectieve kiplengte is gedefinieerd als de lengte waarover de ligger ongesteund is tegen zijdeling uitwijken [1]. Deze lengte is afhankelijk van de steunpuntvoorwaarden en de belastingconfiguratie die op de balk van invloed zijn. De invloed hiervan is weergegeven in de vorm van een invloedsfactor l_{eff}/l en is weergegeven in de tabel (TABEL 1).

Balktype	Belastingtype	l_{eff}/l^a
Op twee steunpunten	Constant moment	1,0
	Gelijkmatig verdeelde belasting	0,9
	Puntlast in het midden van de overspanning	0,8
In overkraging	Gelijkmatig verdeelde belasting	0,5
	Puntlast op het niet-ondersteunde uiteinde van de balk	0,8
^a De verhouding tussen de meewerkende lengte l_{eff} en de overspanning l is geldig voor een balk met torsiestijve (gaffel-) opleggingen en belast in het zwaartepunt. Indien de last is toegepast aan de drukzijde van de balk dan behoort l_{eff} te zijn vermeerderd met $2h$ en voor een last aan de trekzijde van de balk kan l_{eff} worden verminderd met $0,5h$.		

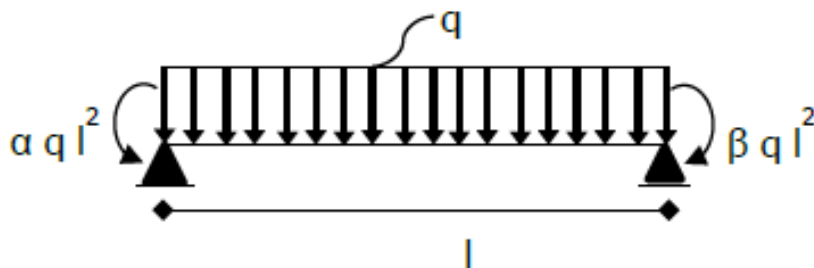
TABEL 1: EFFECTIEVE KIPLENGTE IN VERHOUDING TOT DE ONGESTEUNDE BALKLENGTE VOOR EEN LIGGER

Echter is deze tabel enkel voor een beperkt aantal belasting- en ondersteuningsgevallen bepaald. Om deze reden heeft Roeland van Straten [1] in zijn rapport een uitbreiding gemaakt voor de bepaling van de effectieve kiplengten, welke toepasbaar is voor meerdere gevallen dan deze in de tabel hierboven beschreven.

Hierin is effectieve kiplengte(l_{eff}) afhankelijk van de momentfactor. Deze momentfactor wordt gebruikt om het momentverloop van een belastingconfiguratie op de ligger om te rekenen naar een constant moment, aangezien dit constante moment in het basisgeval gebruikt wordt. De relatie tussen de effectieve kiplengte en de momentfactor wordt als volgt gegeven:

$$l_{eff} = m \cdot l$$

Deze momentfactor (m) kan worden gevonden met behulp van verschillende methoden. Deze verschillende methoden zijn in het verslag van Roeland van Straten uiteengezet, en zullen hier verder niet worden besproken. Er zal hier alleen gebruik gemaakt worden van de aanbevolen methode. Bij deze methode wordt uitgegaan van een belasting met een gelijke q -last over de gehele ligger, waarbij de eindmomenten worden gegeven als $\alpha q l^2$ en $\beta q l^2$ (figuur 8).

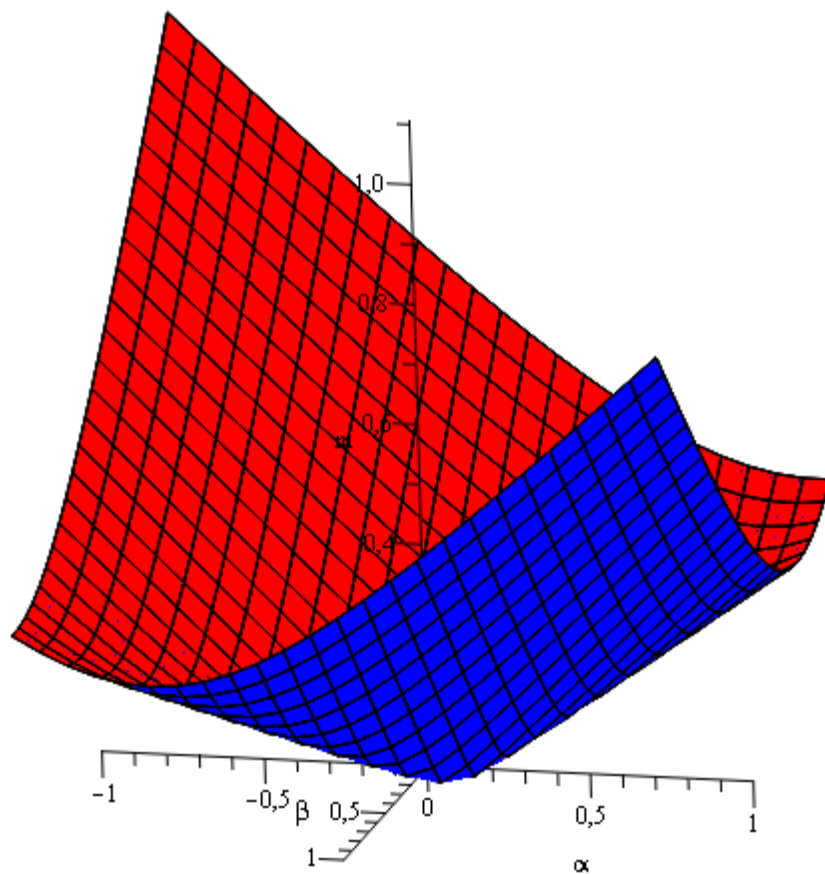


FIGUUR 8: EINDMOMENTEN TEN GEVOLGE VAN EEN Q-LAST

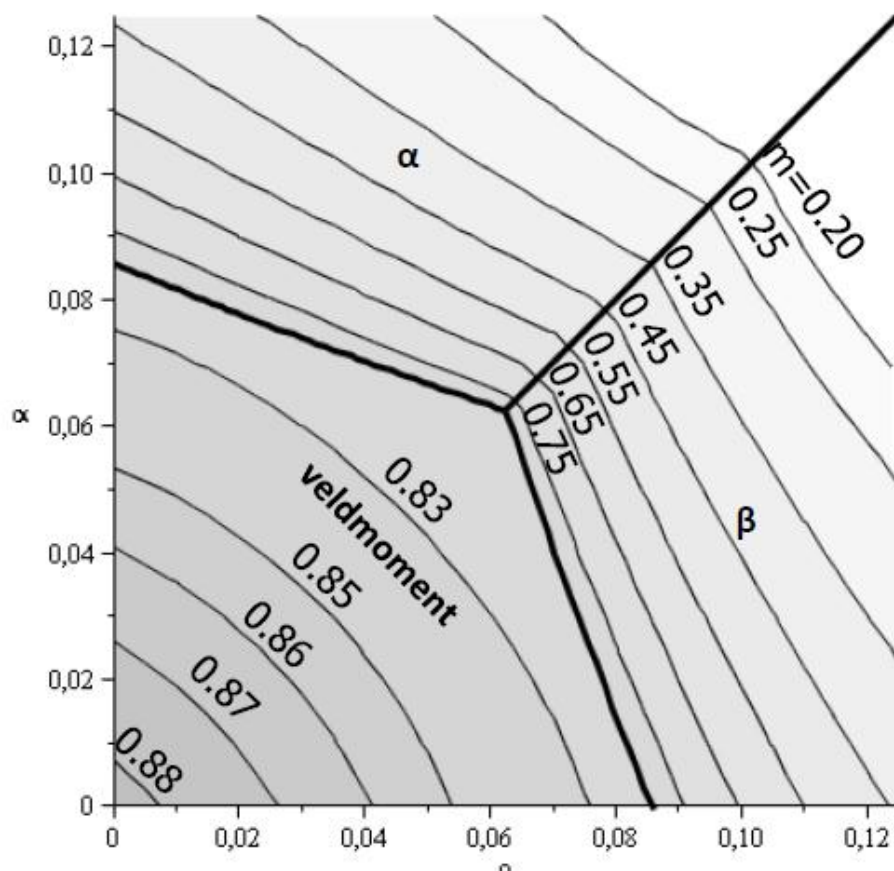
Hierbij wordt de momentfactor bepaald met behulp van de volgende hoogtekaart (figuren 9 en 10). Hierbij hoort de formule voor de exacte berekening van de momentfactor:

$$m = \frac{\sqrt{0,0122 - 0,1086(\alpha + \beta) + 0,4347 \cdot \alpha \cdot \beta + 0,2827(\alpha^2 + \beta^2)}}{|M_{max}|}$$

Naast deze formule kan er ook gebruik gemaakt worden van de hoogtekaart in Figuur 8 en 9 om de momentfactor m bij de gegeven eindmomenten te bepalen.



FIGUUR 9: 3D VAN DE HOOGTEKAART VOOR HET BEPALEN VAN DE MOMENTFACTOR M . BRON [1]



FIGUUR 10: 2D VAN DE HOOGTEKAART VOOR BEPALING MOMENTENFACTOR M

2.3. De 'oude' Nederlandse norm TGB 1990 [3] (1^e orde toetsing)

De oude Nederlandse norm TGB 1990 is, net als de Eurocode, de norm voor het toetsen van de constructieve veiligheid voor het verschijnen van de Eurocode. Het verschil is echter dat deze enkel in Nederland van kracht was. De toetsing van de kipinstabiliteit aan deze norm zal hieronder uiteengezet worden.

In deze norm is er, in tegenstelling tot de Eurocode, een aparte toetsing mogelijk voor zijdeling gesteunde liggers. Deze toetsen zijn onderverdeeld in een toetsing voor liggers welke in de trekzone gesteund zijn en liggers welke in de neutrale lijn of drukzone gesteund zijn. Echter is er sprake van kipsteunen in zowel de druk- als de trekzone. Aangezien er in beide gevallen een verschillende toetsing gehanteerd wordt, wordt ervan uitgegaan dat beide toetsingen niet tegelijk kunnen worden toegepast en zullen deze toetsingen verder niet gebruikt worden.

2.3.1. Toetsingscriterium in de trekzone gesteunde ligger

Het toetsingscriterium voor de kipinstabiliteit is volgens deze norm gegeven als:

$$\sigma_{m,0,d} \leq k_{ins} \cdot f_{m,0,d}$$

Hierin valt op dat ondanks het verschil in definitie van de variabelen, dat de vorm van de vergelijking hetzelfde is als in de Eurocode.

De waarde van kipinstabiliteitsfactor (k_{ins}) zal hieronder uiteengezet worden.

2.3.2. Toetsing kipinstabiliteit ten gevolge van moment tussen gaffelopleggingen

De toetsing van de maximale spanning ten gevolge van het moment is afhankelijk van de rekenwaarde van de buigspanning ($\sigma_{m,0,d}$), de rekenwaarde voor de buigsterkte ($f_{m,0,d}$) en de kipinstabiliteitsfactor (k_{ins}).

De rekenwaarde van de buigspanning $\sigma_{m,0,d}$ kan als volgt worden bepaald:

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{2}{l \cdot W_y} \cdot \int_{+0,25l}^{+0,75l} M_q(x) dx$$

In deze vergelijking is $M_q(x)$ het moment [Nm] dat volgt uit de belasting, de W_y het weerstandsmoment [mm³] en l de ongesteunde lengte [mm] in de y-richting. Er wordt hier uitgegaan van een gemiddelde spanning uit de momentverdeling tussen ¼ en ¾ van de oplegging.

2.3.2. Kipinstabiliteitsfactor

De kipinstabiliteitsfactor is afhankelijk van de modificatiefactor (k_m), welke van de kritieke buigspanning ($\sigma_{m,cr}$) afhangt. Deze kritieke buigspanning is afhankelijk van de verhouding tussen de traagheidsmomenten om de y-as (I_y) en de z-as (I_z), en zal dus eerst bepaald moeten worden. De verschillende verhoudingen hiertussen zijn:

- $I_z < I_y$
- $I_z = I_y$
- $I_z > I_y$ Aangezien voor deze doorsnede geldt dat $b > h$, zal de ligger hierbij veel eerder op buiging bezwijken dan op kipinstabiliteit. Deze verhouding zal daarom achterwege gelaten worden.

2.3.2.1. $I_z < I_y$

Bij deze verhouding tussen de traagheidsmomenten geldt dat voor de kritieke buigspanning moet gelden:

$$\sigma_{m,cr} = \frac{kE_z \cdot h}{2 \cdot r_y} \cdot \frac{f_{c,o,rep}}{1 - \frac{I_z}{I_y}} \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{e}{h}\right)^2 + \left(1 - \frac{I_z}{I_y}\right) \cdot \frac{4 \cdot lbuc^2 \cdot G_{ser,rep} \cdot It}{\pi^2 \cdot E_{o,ser,rep} \cdot I_z \cdot h^2} + \frac{4 \cdot C_w}{h^2 \cdot I_z} + \frac{e}{h}} \right)$$

De onbekenden waarden zijn bepaald in Bijlage 1. Na het invullen van deze onbekenden in bovenstaande formule volgt voor een 1^e orde berekening van een rechthoekige balk (waarbij $I_z < I_y$ resulteert in een doorsnede met $b < h$):

$$\sigma_{m,cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_{o,u,rep} \cdot iz^2 \cdot h}{2 \cdot r_y \cdot f_{c,o,rep} \cdot lbuc \cdot z^2} \cdot \frac{f_{c,o,rep}}{1 - \frac{I_z}{I_y}} \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{e}{h}\right)^2 + \left(1 - \frac{I_z}{I_y}\right) \cdot \frac{4 \cdot lbuc^2 \cdot G_{ser,rep} \cdot It}{\pi^2 \cdot E_{o,ser,rep} \cdot I_z \cdot h^2} + \frac{4 \cdot h \cdot b^3}{160 \cdot I_z} + \frac{e}{h}} \right)$$

2.3.2.2. $I_z = I_y$

Bij deze verhouding tussen de traagheidsmomenten geldt voor de kritieke buigspanning het volgende:

$$\sigma_{m,cr} = \left(\frac{G_{ser,rep} \cdot It}{-e \cdot E_{o,ser,rep} \cdot W_y} + \frac{\pi^2 \cdot C_w}{-e \cdot lbuc^2 \cdot W_y} \right) \cdot E_{o,u,rep}$$

Als er uitgegaan wordt van een rechthoekige, zal $I_z = I_y$ resulteren in een doorsnede met $b = h$, dit is een vierkante doorsnede.

Om de kipinstabiliteitsfactor (k_{ins}) te bepalen welke nodig is voor de veiligheidstoetsing op kipinstabiliteit is het nodig om, met behulp van de kritieke buigspanning, de modificatiefactor (k_m) te bepalen. Deze modificatiefactor is als volgt gedefinieerd:

$$k_m = \frac{\sigma_{m,cr}}{f_{m,o,rep} \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{\eta z \cdot E_{o,u,rep}}{f_{m,o,rep}}} \right)}$$

Hiermee volgt voor de kipinstabiliteitsfactor (k_{ins}):

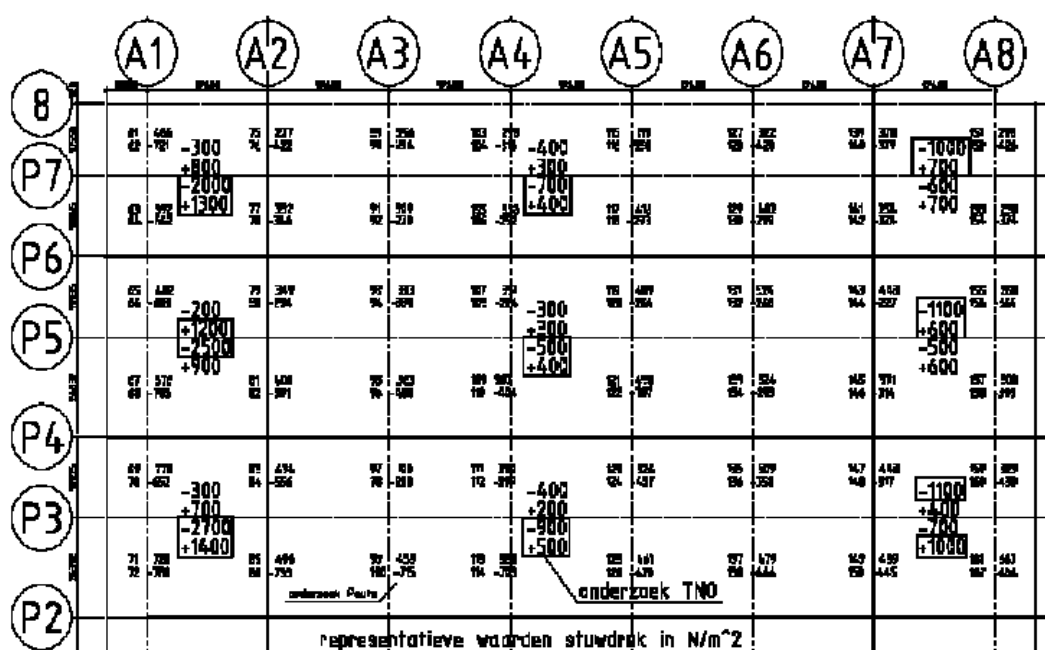
$$k_m \geq 1 \rightarrow k_{ins} = \frac{k_m \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\eta z \cdot \frac{E_{o,u,rep}}{f_{m,o,rep}}} \right)}{k_m + \sqrt{0,5 \cdot kE_z \cdot \eta z \cdot \lambda z \cdot \frac{f_{c,o,rep}}{f_{m,o,rep}}}} \leq 1$$

$$k_m < 1 \rightarrow k_{ins} = \frac{k_m \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\eta z \cdot \frac{E_{o,u,rep}}{f_{m,o,rep}}} \right)}{1 + 0,5 \cdot (k_m + k_m^2) \cdot \sqrt{0,5 \cdot kE_z \cdot \eta z \cdot \lambda z \cdot \frac{f_{c,o,rep}}{f_{m,o,rep}}}} \leq 1$$

2.4. Uitgangspunten berekening Rotterdam Centraal [2]

2.4.1. Inleiding

De houten dakliggers van station Rotterdam Centraal worden belast door een permanente en een variabele belasting. De permanente belastingen zijn het eigen gewicht van de ligger en het gewicht van het glazen dak, en de variabele belasting is de windbelasting. Omdat niet iedere ligger dezelfde belasting ondervindt, randliggers ondervinden andere belasting dan liggers in het midden, zijn deze verschillende liggers getoetst op kipinstabiliteit. Hieronder het stramien waarin de dakliggers zijn opgenomen, waarin stramienlijnen P2 t/m 8 evenwijdig aan het spoor lopen en stramienlijnen A1 t/m A8 loodrecht op het spoor lopen (figuur 11). Hierin liggen de beschouwde houten dakliggers dus op stramienlijnen A1 t/m A8.



FIGUUR 11: STRAMIENLIJNEN ROTTERDAM CENTRAAL STATION. BRON [4]

Aan beide zijden van de dakconstructie is er een windverband geplaatst. We nemen aan dat de constructie door deze windverbanden dusdanig stijf wordt dat de gehele constructie niet als 1 geheel kan gaan kippen. Het voldoet dus om de liggers apart te bekijken en te toetsen op kipinstabiliteit, waarbij de kipsteunen niet in horizontale richting kunnen transleren.

2.4.2. Materiaal

De houtsoort welke gebruikt wordt voor de liggers is gelamineerd hout, sterkteklasse GL 24c. De bijbehorende sterkte-eigenschappen zijn gegeven in de 3.4. Omdat het hout onder een dak ligt van een open hal, bevindt het hout zich in klimaatklasse 2 [5].

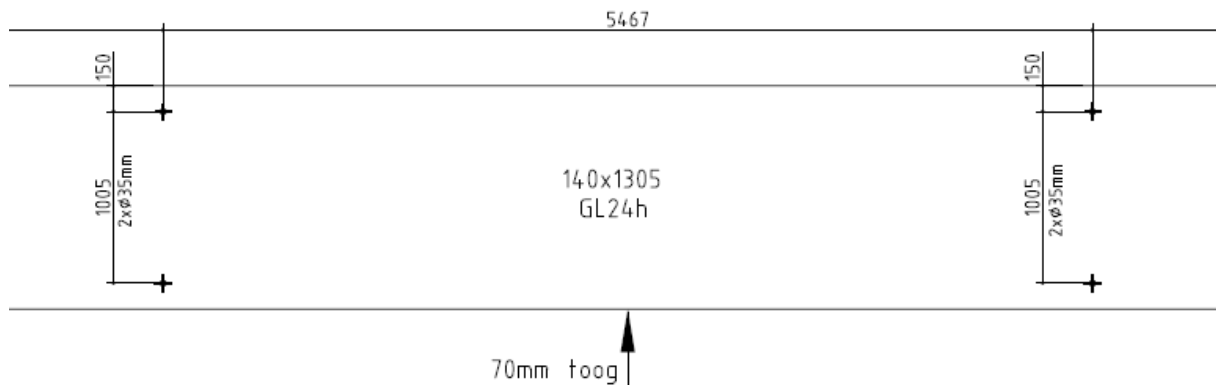
Voor de gebruikte houtsoort in klimaatklasse 2 hoort een modificatiefactor voor de sterkte van 0,85 in de uiterste grenstoestand (UGT). De modificatiefactor voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) wordt achterwege gelaten, omdat we ons in dit rapport enkel richten op de UGT. De rekenwaarden voor de sterkte worden eveneens bepaald in 3.4.

2.4.3. Kipsteunen

De kipsteunen welke de houten liggers ondersteunen worden uitgevoerd als ronde stalen buizen, waarin deze kipsteunen allemaal als trekstaaf uitgevoerd worden. De belasting op de kipsteunen bestaat uit een steunkracht tegen de verticale belasting op de liggers en een horizontale kracht als gevolg van de windbelasting loodrecht op de liggers.

De lengte tussen beide kipsteunen is 5467 mm, waardoor aan beide zijden een lengte rest van 6798 tot de oplegging. Hieronder is dit weergegeven in figuur 12.

De onderlinge afstand (hoh) van de kipsteunen is 1005 mm, waardoor de afstand tussen de rand van de ligger en het hart van de kipsteun een lengte heeft van 150 mm.



FIGUUR 12: VOORAANZICHT BALK MET ONDERLINGE AFSTAND KIPSTEUNEN. BRON [2]

2.4.4. Toetsing volgens TGB norm (1^e orde)

De toetsing van de liggers op kipinstabiliteit is gedaan op basis van de maximale spanningen in de ligger. Hierbij is gekeken naar de maximale buig- en dwarskrachtspanning in de doorsnede. Deze zijn als volgt berekend:

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{M_y}{W_y} \leq f_{m,0,d}$$

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{2}{l \cdot W_y} \cdot \int_{+0,25l}^{+0,75l} Mq(x) dx$$

$$\sigma_{m,0,d} \leq k_{ins} \cdot f_{m,0,d}$$

De laatste toetsing is geheel conform de in 2.3 beschreven toetsing volgens de TGB norm.

3. 1^e orde berekening

3.1. Aannamen

Om de liggers uitgevoerd op station Rotterdam Centraal (deze zullen hierna constructie 1 genoemd worden) te kunnen toetsen op kipinstabiliteit, moeten er allereerst aannamen gedaan worden over de toetsing van de ligger. Dit is vooral het geval bij de toetsingen volgens de methode van Roeland van Straten [1] waarbij hij heeft aangenomen dat een ligger welke zijdelings is gesteund met kipsteunen gezien mag worden als een ligger op 2 gaffelopleggingen welke de lengte heeft van de lengte tussen de kipsteunen. Aangezien de beschouwde ligger in het rapport van Roeland van Straten [1] (met behulp van de Eurocode) getoetst word in 3 delen, het middelste en de 2 symmetrische zijdelen, zal dit ook gedaan worden voor de toetsing met behulp van de TGB. Uiteraard zal door symmetrie maar 1 van beide zijdelen getoetst worden.

NB. Voor deze aparte berekeningen moet men er bedacht op zijn dat dit enkel theoretische kipspanningen oplevert, aangezien de constructie niet als geheel gezien word en de invloeden van de samenwerking tussen beide delen niet meegenomen worden.

Om de toetsing aan de hand van de verschillende methoden te vergelijken, zullen de toetsingen tevens uitgevoerd worden voor een in het rapport van Roeland van Straten beschouwde constructie, hierna benoemd tot constructie 2.

Hieronder zullen de 2 verschillende constructies uiteengezet worden. Beide constructies zullen met behulp van de TGB, de Eurocode (met de aanpassingen van Roeland van Straten) en Ansys worden getoetst op kipinstabiliteit.

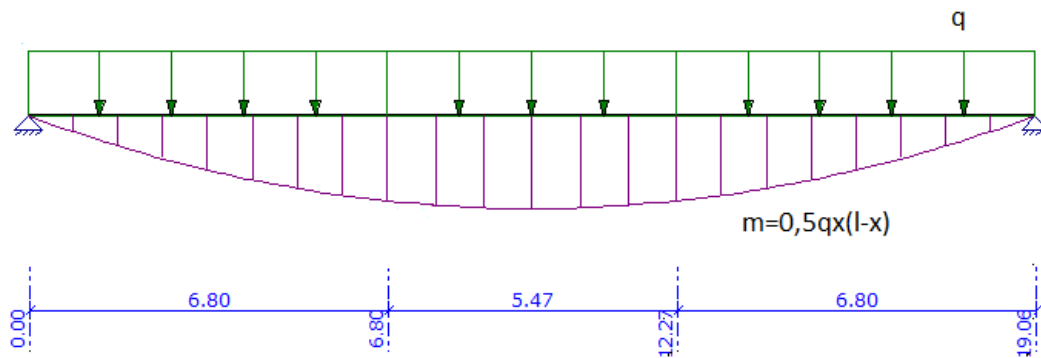
3.1.1. Constructie 1

De 1^e constructie is een ligger met aan beide zijden een gaffeloplegging, welke zijdelings gesteund is door 2 kipsteunen. De verschillende maten voor deze constructie zijn:

- | | |
|--|-------------------------------------|
| - Totale lengte: | $l_{\text{tot}} = 19063 \text{ mm}$ |
| - Breedte: | $b = 140 \text{ mm}$ |
| - Hoogte: | $h = 1305 \text{ mm}$ |
| - Ongesteunde lengte tussen kipsteunen: | $l_{\text{mid}} = 5467 \text{ mm}$ |
| - Ongesteunde lengte tussen kipsteun en oplegging: | $l_{\text{zij}} = 6798 \text{ mm}$ |
| - Afstand tussen kipsteunen (hoogte): | $h_k = 1005 \text{ mm}$ |
| - Afstand tussen kipsteunen en liggerrand: | $h_r = 150 \text{ mm}$ |

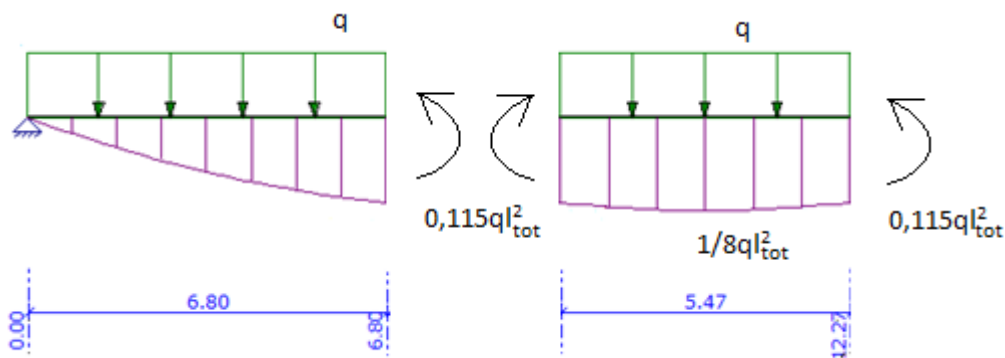
De steunpunten aan beide zijden van de ligger worden in de werkelijke berekening van Rotterdam Centraal [2] aangenomen als gaffelopleggingen. Het maximale moment in de ligger wordt berekend door $M_{\text{max}} = 1/8 q l^2$, en de vergelijking voor het verloop van de momentlijn is:

$$M1(x) = \frac{1}{2} q \cdot x(l - x)$$



FIGUUR 13: MOMENTVERLOOP CONSTRUCTIE 1

Voor het midden- en zijdeel gelden de volgende maximale- en eindmomenten:



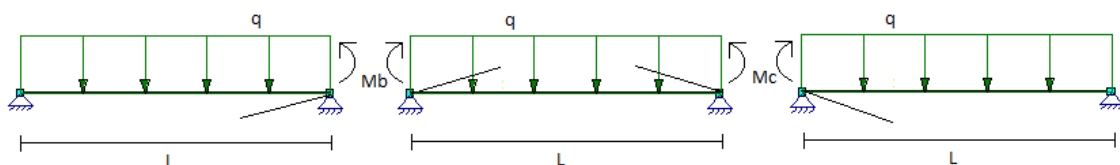
FIGUUR 14: MOMENTVERLOOP ZIJ- EN MIDDENDEEL CONSTRUCTIE 1

NB. De belastingen uit 3.2 worden gebruikt in de berekening.

3.1.2. Constructie 2

De 2^e constructie is een doorgaande ligter op 4 steunpunten. De verschillende overspanningslengten zijn:

- Totale lengte: $l_{tot} = 30000 \text{ mm}$
- Breedte: $b = 60 \text{ mm}$
- Hoogte: $h = 600 \text{ mm}$
- Ongesteunde lengte tussen kipsteunen: $l_{mid} = 10000 \text{ mm}$
- Ongesteunde lengte tussen kipsteun en oplegging: $l_{zij} = 10000 \text{ mm}$



FIGUUR 15: MOMENTVLAKSTELLING VAN CONSTRUCTIE 2

$$\varphi_{BA} = \varphi_{BC}$$

$$\frac{Mb \cdot l}{3 \cdot EI} + \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot EI} = -\frac{Mb \cdot l}{3 \cdot EI} - \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot EI} - \frac{Mc \cdot l}{6 \cdot EI}$$

$$-Mc = 4Mb + \frac{1}{2}q \cdot l^2$$

$$\varphi_{CB} = \varphi_{CD}$$

$$-\frac{Mc \cdot l}{3 \cdot EI} - \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot EI} - \frac{Mb \cdot l}{6 \cdot EI} = \frac{Mc \cdot l}{3 \cdot EI} + \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot EI}$$

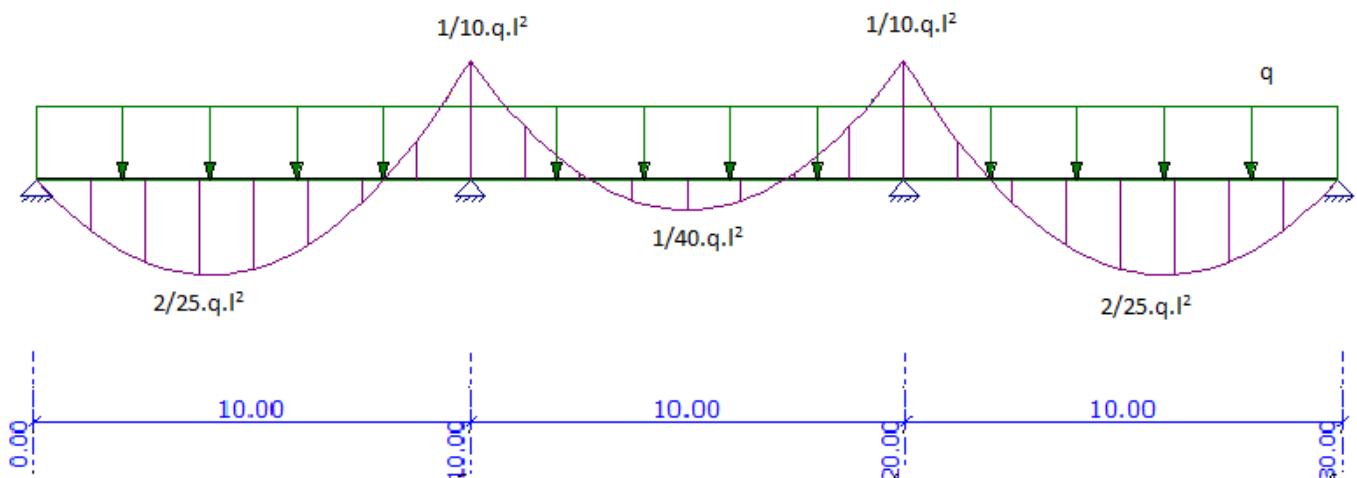
$$Mb = -4Mc - \frac{1}{2}q \cdot l^2$$

Mb uit de 2e vergelijking invullen in de 1e vergelijking levert:

$$-Mc = -16Mc - 2 \cdot q \cdot l^2 + \frac{1}{2}q \cdot l^2$$

$$Mc = -\frac{1}{10}q \cdot l^2$$

Door de symmetrie geldt dat Mb=Mc. De momentlijn die hieruit volgt is weergegeven in figuur 16.



FIGUUR 16: MOMENTVERLOOP CONSTRUCTIE 2

Vergelijking voor het momentverloop in het middelste deel van de constructie is:

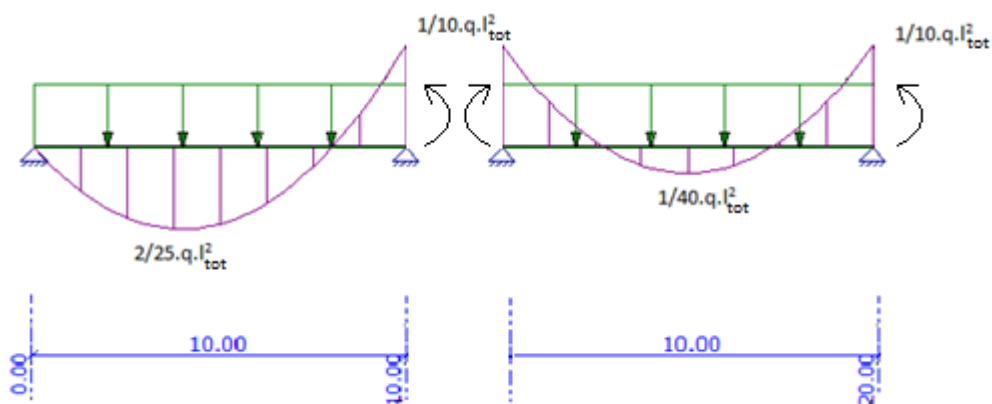
$$M_{2mid}(x) = \frac{1}{2} \cdot q \cdot x(l - x) - \frac{1}{10} \cdot q \cdot l^2$$

$$M_{2mid}(x) = \frac{1}{2} \cdot q \left(x \cdot l - x^2 - \frac{1}{5} \cdot l^2 \right)$$

Het momentverloop aan de zijdelen van de ligger is de volgende:

$$M_{2zij}(x) = \frac{1}{2} \cdot q \cdot x(l - x) - \frac{1}{10} \cdot q \cdot l \cdot x$$

$$M_{2zij}(x) = \frac{1}{2} \cdot q \cdot x \left(\frac{4}{5} \cdot l - x \right)$$



FIGUUR 17: MAXIMALE MOMENTEN IN ZIJ- EN MIDDENDEEL CONSTRUCTIE 2

3.2. Belastingen constructie 1

In de toetsing wordt gekeken naar 3 verschillende liggers waarop bij alle 3 een verschillende belasting optreedt. Deze liggers en de hierop werkende belasting zijn hieronder weergegeven. Tevens zijn hierbij de afmetingen van de liggers gegeven. Deze volgen uit de berekening van Rotterdam centraal [4].

3.2.1. Hoofdliggers tussen stramien A 1 - A 2 / P 5 - P 6:

- Liggers 140 x 1305 mm²
- GL 24h
- Hoh 2,700 m
- Toog 70 mm

Permanent:

<i>Eigen gewicht</i>		0,914kN/m ²
<i>Glasdak</i>	Glas =	0,300 kN/m ²
	Profielen =	0,150 kN/m ²
	Installaties, leidingen etc.=	0,100 kN/m ²
	Totaal q _{rep} =	0,550 kN/m ²
Permanent q _{per,rep} = 2,700 . 0,550 + 0,914 =		2,399 kN/m

Veranderlijk:

Wind (uit windtunnelonderzoek)

<i>Neerwaarts</i>	1,200 kN/m ²
<i>Opwaarts</i>	-2,500 kN/m ²

Wind neerwaarts

$$q_{\text{var,rep}} = 2,700 \cdot 1,200 = 3,240 \text{ kN/m}$$

Wind opwaarts

$$q_{\text{var,rep}} = 2,700 \cdot -2,500 = -6,750 \text{ kN/m}$$

UGT:

Permanent + wind neerwaarts

$$q_d = 1,2 \cdot 2,399 + 1,5 \cdot 3,240 = 7,739 \text{ kN/m}$$

Permanent + wind opwaarts

$$q_d = 0,9 \cdot 2,399 - 1,5 \cdot 6,750 = -7,966 \text{ kN/m}$$

3.2.2. Hoofdliggers tussen stramien A 2 - A 8 / P 5 - P 6:

Maten en permanente belasting idem aan de *hoofdliggers tussen stramien A 1 - A 2 / P 5 - P 6*.

Veranderlijk:

Wind (neerwaarts)=	$2,700 \cdot 0,600 =$	1,620 kN/m
Wind (opwaarts) =	$2,700 \cdot -1,100 =$	-2,970 kN/m
Sneeuw =	$2,700 \cdot 0,840 =$	2,268 kN/m

UGT:

Permanent + sneeuw neerwaarts

$$q_d = 1,2 \cdot 2,399 + 1,5 \cdot 2,268 = 6,281 \text{ kN/m}$$

Permanent + wind opwaarts

$$q_d = 0,9 \cdot 2,399 - 1,5 \cdot 2,970 = -2,296 \text{ kN/m}$$

3.2.3. Randligger // aan stramien A 1 / P 5 - P 6:

- Ligger 200 x 1305 mm²
- GL 24h
- Hoh 2,700 m
- Toog 70 mm

Permanent:

<i>Eigen gewicht</i>	1,305kN/m ²
----------------------	------------------------

<i>Glasdak</i>	Glas =	0,300 kN/m ²
	Profielen =	0,150 kN/m ²
	Installaties, leidingen etc.=	0,100 kN/m ²
	Totaal $q_{p,rep}$ =	0,550 kN/m ²

Dicht dak	Dakbedekking =	0,050 kN/m ²
	Isolatie =	0,200 kN/m ²
	Dakplaat =	0,150 kN/m ²
	Installaties, plafond, etc. =	0,450 kN/m ²
	Totaal $q_{p,rep}$ =	0,850 kN/m ²

$$\text{Permanent } q_{per,rep} = 0,5 \cdot 2,700 \cdot (0,550 + 0,850) + 0,914 = 3,195 \text{ kN/m}$$

Veranderlijk:

Wind (uit windtunnelonderzoek)	1,200 kN/m ²
Wind (neerwaarts) = 2,700 . 1,200 =	3,240 kN/m
Wind (opwaarts)= 2,700 . -2,500=	-6,750 kN/m

UGT:*Permanent + wind neerwaarts*

$$q_d = 1,2 \cdot 3,195 + 1,5 \cdot 3,240 =$$

$$8,694 \text{ kN/m}$$

Permanent + wind opwaarts

$$q_d = 0,9 \cdot 3,195 - 1,5 \cdot 6,750 =$$

$$-7,250 \text{ kN/m}$$

3.3. Belastingen constructie 2

De belastingen op constructie 2 worden in het rapport van Roeland van Straten niet besproken. Wel wordt het maximale kipmoment berekend aan de hand van het kipmoment van het basisgeval, welke 16,8 kNm is. Uit het kipmoment in het optredende belastinggeval kan de maximaal toelaatbare q-last berekend worden, waaraan getoetst kan worden. Deze q-last (bij de afmetingen gegeven in 3.1.2) is als volgt:

3.3.1. Midden

$$M_{c, \max} = 79,4 \text{ kNm} = \frac{1}{10} \cdot q \cdot l^2$$

$$q_{\max} = \frac{M_{c, \max} \cdot 10}{l^2} = \frac{79,4 \cdot 10}{10000^2} = 7,94 \text{ kN/m}$$

3.3.2. Zijdeel

$$M_{c, \max} = 26,1 \text{ kNm} = \frac{1}{10} \cdot q \cdot l^2$$

$$q_{\max} = \frac{M_{c, \max} \cdot 10}{l^2} = \frac{26,1 \cdot 10}{10000^2} = 2,61 \text{ kN/m}$$

Hieruit blijkt dat het kipmoment voor het zijdeel maatgeven is, daarom zal er getoetst worden aan de maximale q-last van 2,61 kN/m.

3.4. Klimaatklasse

Als gevolg van het klimaat zal het in een constructie verwerkt hout in de loop van de tijd aan sterkte verliezen. Om deze redenen zijn er verschillende reductiefactoren (k_{mod}) gegeven behorend bij het klimaat waarin het hout zich bevindt en aan welke belastingen dit onderhevig is. Deze zijn verwerkt in de klimaatklasse. De representatieve waarden voor de sterkte-eigenschappen worden gegeven door de volgende formule: $f_d = \frac{f_{rep}}{\gamma} \cdot k_{mod} \cdot k_h$

Op station Rotterdam Centraal is het hout blootgesteld aan klimaatklasse 2, waardoor de reducties als volgt worden voor de verschillende toetsingsmethoden:

- TGB:
 - Reductiefactor: $k_{mod} = 0,85$
 - Reductiefactor voor de elasticiteitsmodulus: $k_{mod} = 0,9 \rightarrow Ed = \frac{E_{rep}}{\gamma_m} \cdot k_{mod}$
 - hoogtefactor: $k_h = 1,0$
 - materiaalfactor UGT: $\gamma = 1,2$
- Eurocode:
 - Reductiefactor: $k_{mod} = 0,80$
 - Reductiefactor voor de elasticiteitsmodulus $\rightarrow Ed = \frac{E_{mean}}{\gamma_m}$
 - hoogtefactor: $k_h = \min\left(\left(\frac{600}{h}\right)^{0,1}; 1,1\right)$
 - materiaalfactor UGT: $\gamma = 1,25$

Wanneer nu gebruik gemaakt wordt van de sterkte-eigenschappen van gelamineerd hout, sterkteklasse GL 24c, dan worden de rekenwaarden gevonden van de sterkte-eigenschappen. Al de sterkte-eigenschappen behorende bij de liggers zijn de volgende:

TGB:	Constructie 1 (GL24c)	Constructie 2 (GL28h)
$f_{gl;m;0;rep}$	24,0	28,0
$f_{m;0,d}$	17	19,83
$f_{gl;c;0;rep}$	21	26,5
$f_{c;0,d}$	14,875	18,77
$E_{gl;0;ser;rep}$	11600	12600
$E_{gl;0;u;rep}$	9400	10200
$G_{ser;rep}$	590	637,5
Eurocode:		
$f_{gl;m;0;rep}$	24	28
$f_{m;0,d}$	14,2	16,58
$f_{gl;c;0;rep}$	21	24
$f_{c;0,d}$	12,4	14,21
$E_{gl;0;ser;rep}$	11600	12600
$E_{gl;0;05}$	9400	10200
$G_{ser;rep}$	590	720

TABEL 2: STERKTE-EIGENSCHAPPEN CONSTRUCTIE 1 EN 2

3.5. Berekening

3.5.1. Constructie 1

$$I_z = \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = \frac{1}{12} \cdot 1305 \cdot 140^3 = 29,84e^{+7}$$

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 140 \cdot 1305^3 = 2,59e^{+10}$$

$$Wy = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 140 \cdot 1305^2 = 39,74e^{+6}$$

$$It = \frac{1}{3} \cdot h \cdot b^3 \cdot \left(1 - 0,63 \frac{b}{h} + 0,525 \left(\frac{b}{h}\right)^5\right) = \frac{1}{3} \cdot 1305 \cdot 140^3 \cdot \left(1 - 0,63 \left(\frac{140}{1305}\right) + 0,525 \left(\frac{140}{1305}\right)^5\right)$$
$$It = 111,30e^{+7}$$

3.5.1.1. TGB(zijdeel)

$$\sigma_m, 0, d \leq k_{ins} \cdot f_m, 0, d$$

$$l = 19063$$

$$l_{zij} = 6798 \text{ mm}$$

$$q = 7,97 \text{ kN/m}$$

$$Mq(x) = \frac{1}{2} qx(l - x)$$

$$\sigma_m, 0, d = \frac{2}{l_{zij} \cdot Wy} \cdot \int_{+0,25l_{zij}}^{+0,75l_{zij}} Mq(x) dx = \frac{2}{l_{zij} \cdot Wy} \cdot \frac{1}{2} q \cdot \int_{+0,25l_{zij}}^{+0,75l_{zij}} (xl - x^2) dx$$

$$\sigma_m, 0, d = \frac{q}{l_{zij} \cdot Wy} \cdot \left(\left(\frac{1}{2} (0,75l_{zij})^2 l - \frac{1}{3} (0,75l_{zij})^3 \right) - \left(\frac{1}{2} (0,25l_{zij})^2 l - \frac{1}{3} (0,25l_{zij})^3 \right) \right)$$

$$\sigma_m, 0, d = \frac{2}{6798 \cdot 39,74e^{+6}} \cdot \frac{1}{2} 7,97 \cdot \left(\left(\frac{1}{2} (0,75 \cdot 6798)^2 19063 - \frac{1}{3} (0,75 \cdot 6798)^3 \right) - \left(\frac{1}{2} (0,25 \cdot 6798)^2 19063 - \frac{1}{3} (0,25 \cdot 6798)^3 \right) \right)$$

$$\sigma_m, 0, d = 5,24 \text{ N/mm}^2$$

3.5.1.2. TGB(middendeel)

$$\sigma_{m,0,d} \leq k_{ins} \cdot f_{m,0,d}$$

$$l = 19063$$

$$l_{mid} = 5467 \text{ mm}$$

$$q = 7,97 \text{ kN/m}$$

$$Mq(x) = \frac{1}{2}qx(l-x)$$

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{2}{l_{mid} \cdot W_y} \cdot \int_{+0,25l_{mid}}^{+0,75l_{mid}} Mq(x)dx = \frac{2}{l_{mid} \cdot W_y} \cdot \frac{1}{2}q \cdot \int_{+0,25l_{mid}}^{+0,75l_{mid}} (xl - x^2)dx$$

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{q}{l_{mid} \cdot W_y} \cdot \left(\left(\frac{1}{2}(0,75l_{mid})^2 l - \frac{1}{3}(0,75l_{mid})^3 \right) - \left(\frac{1}{2}(0,25l_{mid})^2 l - \frac{1}{3}(0,25l_{mid})^3 \right) \right)$$

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{2}{5467 \cdot 39,74e+6} \cdot \frac{1}{2} 7,97 \cdot \left(\left(\frac{1}{2}(6798 + 0,75 \cdot 5467)^2 19063 - \frac{1}{3}(6798 + 0,75 \cdot 5467)^3 \right) - \left(\frac{1}{2}(6798 + 0,25 \cdot 5467)^2 19063 - \frac{1}{3}(6798 + 0,25 \cdot 5467)^3 \right) \right)$$

$$\sigma_{m,0,d} = 9,04 \text{ N/mm}^2$$

3.5.1.3. $I_z < I_y$

$$\sigma_{m,cr} = \frac{k_{E,z} \cdot h}{2 \cdot r_y} \cdot \frac{f_{c,o,rep}}{1 - \frac{I_z}{I_y}} \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{e}{h}\right)^2 + \left(1 - \frac{I_z}{I_y}\right) \cdot \frac{4 \cdot l_{buc}^2 \cdot G_{ser,rep} \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_{o,ser,rep} \cdot I_z \cdot h^2} + \frac{4 \cdot C_w}{h^2 \cdot I_z} + \frac{e}{h}} \right)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \sqrt{\frac{140^2}{12}} = 40,41$$

$$\lambda_z = \frac{l_{buc,z}}{i_z} = \frac{5467}{40,41} = 135,27$$

$$C_w = \frac{h^3 \cdot b^3}{160} = \frac{1305^3 \cdot 140^3}{160} = 3,81e+13$$

$$k_{E,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{o,u,rep}}{\lambda_z^2 \cdot f_{c,o,rep}} = \frac{\pi^2 \cdot 9400}{135,50^2 \cdot 21} = 0,24$$

$$e = -\frac{1}{2}h = -\frac{1}{2} \cdot 1305 = -652,5$$

$$ry = \frac{h}{6} = \frac{1305}{6} = 217,5$$

$$\sigma_{m,cr}$$

$$= \frac{0,24 \cdot 1305}{2 \cdot 217,5} \cdot \frac{21}{1 - \frac{29,84e^{+7}}{2,59e^{+10}}} \left(\sqrt{\left(-\frac{625,5}{1305}\right)^2 + \left(1 - \frac{29,84e^{+7}}{2,59e^{+10}}\right) \frac{4,5476^2 \cdot 590.111,30e^{+7}}{\pi^2 \cdot 11600 \cdot 29,84e^{+7} \cdot 1305^2} + \frac{4,381e^{+13}}{1305^2 \cdot 29,84e^{+7}}} + \frac{-625,5}{1305} \right) = 13,43$$

$$km = \frac{\sigma_{m,cr}}{f_{m,o,rep} \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{\eta_z \cdot E_{o,u,rep}}{f_{m,o,rep}}}\right)}$$

$$rz = \frac{b}{6} = \frac{140}{6} = 23,33$$

$$\eta_z = \frac{iz}{500 \cdot rz} = \frac{40,41}{500 \cdot 23,33} = 3,46e^{-3}$$

$$km = \frac{13,43}{24 \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{3,46e^{-3} \cdot 9400}{24}}\right)} = 0,50 < 1$$

$$km < 1 \rightarrow k_{ins} = \frac{km \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{\eta_z \cdot \frac{E_{o,u,rep}}{f_{m,o,rep}}}\right)}{1 + 0,5 \cdot (km + km^2) \cdot \sqrt{0,5 \cdot k_{E,z} \cdot \eta_z \cdot \lambda_z \cdot \frac{f_{c,o,rep}}{f_{m,o,rep}}}} \leq 1$$

$$km < 1 \rightarrow k_{ins} = \frac{0,50 \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \sqrt{3,46e^{-3} \cdot \frac{9400}{24}}\right)}{1 + 0,5 \cdot (0,50 + 0,50^2) \cdot \sqrt{0,5 \cdot 0,24 \cdot 3,46e^{-3} \cdot 135,50 \cdot \frac{21}{24}}} = 0,52 \leq 1$$

$$\sigma_{m,0,d} \leq 0,52 \cdot 17 = 8,78 \frac{N}{mm^2}$$

3.5.1.4. Toetsing

- Zijdeel: $5,24 \leq 8,78$
- Middendeel: $9,04 \leq 8,78$

Unity-check:

- Zijdeel: $0,70 \leq 1$
- Middendeel: $1,03 \leq 1$

3.5.2. Eurocode 5

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

3.5.2.1. Zijdeel

$$\sigma_{m,d} = \frac{Md}{W_y} = \frac{0,115 \cdot q \cdot l^2}{W_y} = \frac{0,115 \cdot 7,97 \cdot 19063^2}{39,74e^6} = 8,38$$

$$\alpha = 0$$

$$0,115 \cdot q \cdot l^2 = \beta \cdot q \cdot l_{zij}^2 \rightarrow \beta = \frac{0,115 l^2}{l_{zij}^2} = \frac{0,115 \cdot 19063^2}{6798^2} = 0,9$$

$$0,115 \cdot q \cdot l^2 = M_{max} \cdot q \cdot l_{zij}^2 \rightarrow M_{max} = \frac{0,115 \cdot l^2}{l_{zij}^2} = \frac{0,115 \cdot 19063^2}{6798^2} = 0,9$$

$$m = \frac{\sqrt{0,0122 - 0,1086(0 + 0,9) + 0,4347 \cdot 0,9 + 0,2827(0^2 + 0,9^2)}}{|0,9|} = 0,42$$

$$l_{eff} = m \cdot l = 0,42 \cdot 6798 = 2860,78$$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,crit} &= \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_t}}{l_{eff} \cdot W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{9400,2984e^7 \cdot 590,111,30e^7}}{2860,78 \cdot 39,74e^6} \\ &= 37,51 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{37,51}} = 0,80$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,80 = 0,96$$

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d} = 0,96 \cdot 14,2 = 13,63 \text{ N/mm}^2$$

3.5.2.2. Middendeel

$$\sigma_{m,d} = \frac{Md}{W_y} = \frac{\frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2}{W_y} = \frac{\frac{1}{8} \cdot 7,97,19063^2}{39,74e^6} = 9,11$$

$$0,115 \cdot q \cdot l^2 = \alpha \cdot q \cdot l_{mid}^2 \rightarrow \alpha = \frac{0,115l^2}{l_{mid}^2} = \frac{0,115 \cdot 19063^2}{5467^2} = 1,40$$

$$0,115 \cdot q \cdot l^2 = \beta \cdot q \cdot l_{mid}^2 \rightarrow \beta = \frac{0,115l^2}{l_{mid}^2} = \frac{0,115 \cdot 19063^2}{5467^2} = 1,40$$

$$\frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = M_{max} \cdot q \cdot l_{mid}^2 \rightarrow M_{max} = \frac{1}{8} \cdot \frac{l^2}{l_{mid}^2} = \frac{1}{8} \cdot \frac{19063^2}{5467^2} = 1,52$$

$$m = \frac{\sqrt{0,0122 - 0,1086(1,4 + 1,4) + 0,4347 \cdot 1,4 \cdot 1,4 + 0,2827(1,4^2 + 1,4^2)}}{|1,52|} = 0,85$$

$$l_{eff} = m \cdot l = 0,85 \cdot 5467 = 4645,63$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_t}}{l_{eff} \cdot W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{9400,29,84e^+7 \cdot 590,111,30e^+7}}{4645,63 \cdot 39,74e^+6} = 23,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{23,10}} = 1,02$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,02 = 0,80$$

$$\sigma_{m,0,d} \leq 0,80 \cdot 14,20 = 11,30 \frac{N}{mm^2}$$

3.5.2.3. Toetsing

- Zijdeel: $8,38 \leq 13,63$
- Middendeel: $9,11 \leq 11,30$

Unity-check:

- Zijdeel: $0,61 \leq 1$
- Middendeel: $0,82 \leq 1$

3.6. Resultaat

Na het uitvoeren van de toetsingen zoals in 3.5 weergegeven voor de overige belastinggevallen van constructie 1 en voor constructie 2, zullen de toetsingen uit de TGB en de Eurocode vergeleken worden. Tevens zal er voor meerdere q-lasten een unity-checks worden gedaan voor beide constructies en toetsingsmethoden. Deze unity-checks zullen worden uitgevoerd in een grafiek.

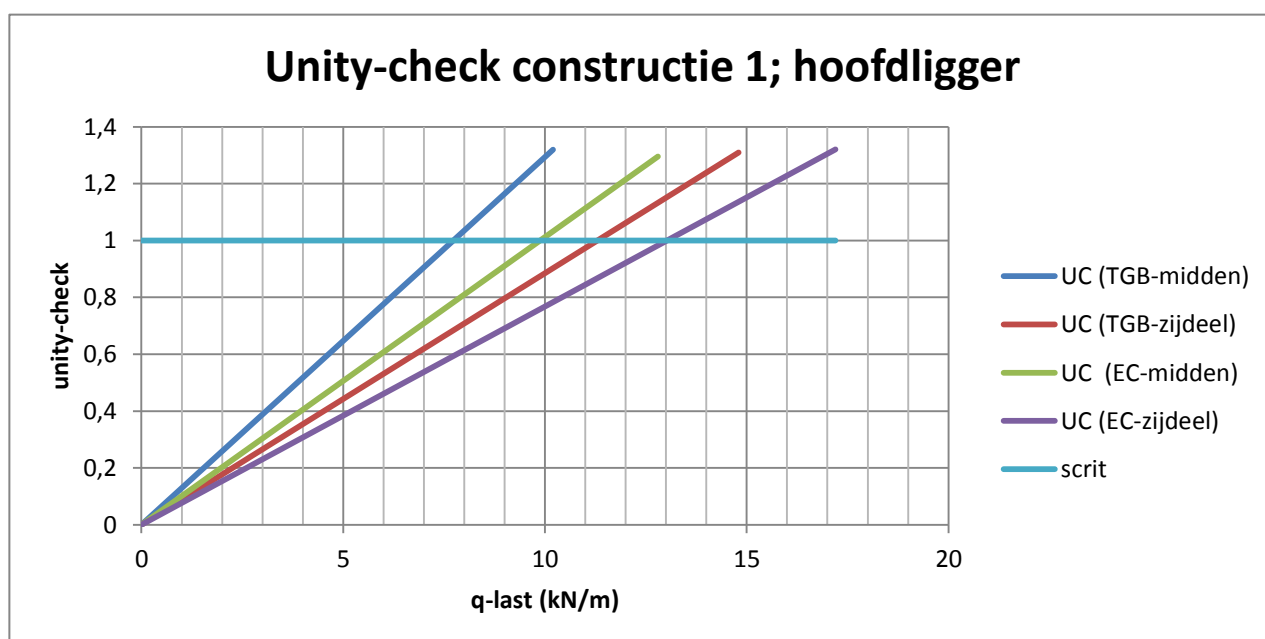
3.6.1. Vergelijking resultaten constructie 1

TGB							
		q-last	$\sigma_{m,cr}$	K_{ins}	$K_{ins} \cdot f_{m,0,d}$	$\sigma_{m,0,d}$	UC
Hoofdligger 1	Midden	7,97	13,43	0,52	8,78	9,04	1,03
	Zijdeel	7,97	11,11	0,44	7,43	5,24	0,70
Hoofdligger 2	Midden	6,28	13,43	0,52	8,78	7,13	0,81
	Zijdeel	6,28	11,11	0,44	7,43	4,13	0,56
Randligger	Midden	8,69	24,68	0,83	14,15	6,91	0,49
	Zijdeel	8,69	21,08	0,75	12,79	4,00	0,31

TABEL 3: RESULTATEN TGB-TOETSING CONSTRUCTIE 1

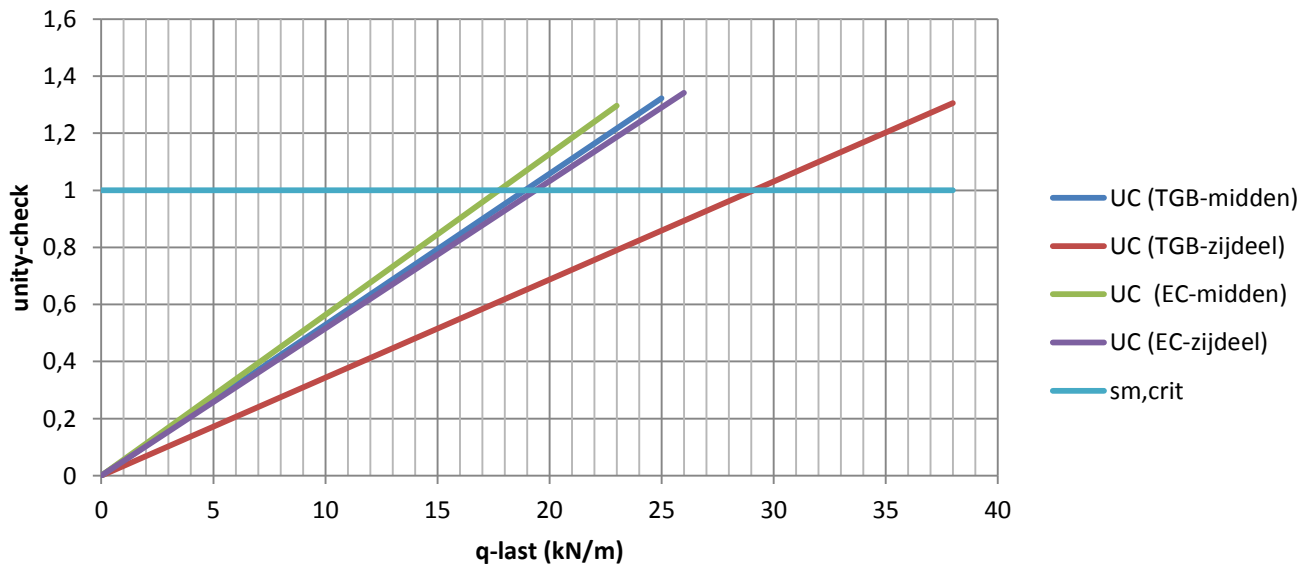
Eurocode							
		q-last	$\sigma_{m,cr}$	K_{crit}	$K_{crit} \cdot f_{m,0,d}$	$\sigma_{m,0,d}$	UC
Hoofdligger 1	Midden	7,97	23,10	0,80	11,30	9,11	0,81
	Zijdeel	7,97	37,51	0,96	13,63	8,38	0,61
Hoofdligger 2	Midden	6,28	23,10	0,80	11,30	7,18	0,64
	Zijdeel	6,28	37,51	0,80	13,63	6,61	0,48
Randligger	Midden	8,69	46,40	1,00	14,20	6,96	0,49
	Zijdeel	8,69	75,35	1,00	14,20	6,40	0,45

TABEL 4: RESULTATEN EUROCODE 5-TOETSING CONSTRUCTIE 1



FIGUUR 18: 1E ORDE UNITY-CHECK HOOFDLIGGERCONSTRUCTIE 1

Unity-check constructie 1; randligger



FIGUUR 19: 1E ORDEUNITY-CHECK RANDLIGGERCONSTRUCTIE 1

De bijbehorende bezwijkbelastingen uit de grafieken (figuur 18 en 19) van de hoofdligger en de randligger zijn hieronder in de tabellen (tabel 5 en 6) weergegeven.

	q_{uc} (kN/m)
TGB-midden	7,8
TGB-zijdeel	11,3
EC-midden	9,9
EC-zijdeel	13,0

TABEL 5: VOORSPELDE BEZWIJKBELASTINGEN HOOFDLIGGER CONSTRUCTIE 1

	q_{uc} (kN/m)
TGB-mid	18,9
TGB-zij	29,1
EC-mid	17,7
EC-zij	19,3

TABEL 6: VOORSPELDE BEZWIJKBELASTINGEN RANDLIGGER CONSTRUCTIE 1

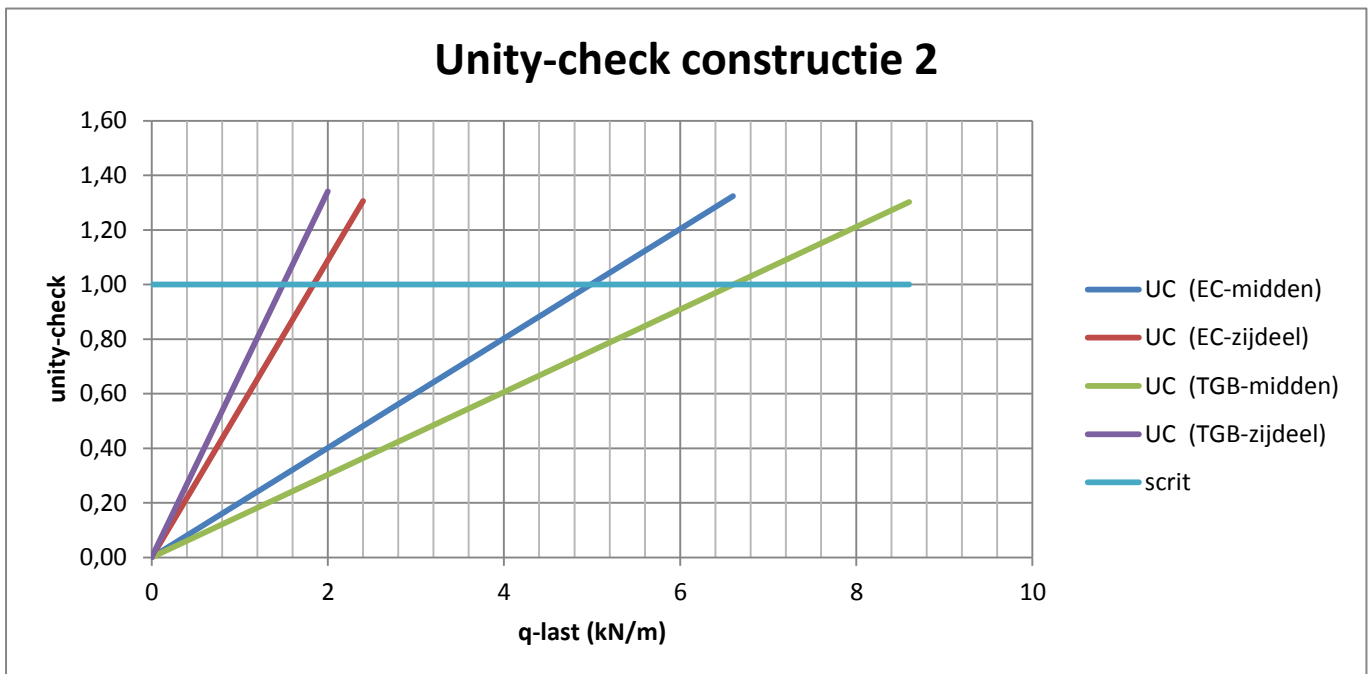
3.6.2. Vergelijking resultaten constructie 2

TGB							
		q-last	$\sigma_{m,cr}$	K_{ins}	$K_{ins} \cdot f_{m,0,d}$	$\sigma_{m,0,d}$	UC
Hoofdligger	Midden	2,61	3,80	0,13	2,68	1,06	0,40
	Zijdeel	2,61	2,80	0,13	2,68	4,68	1,75

TABEL 7: RESULTATEN TGB-TOETSING CONSTRUCTIE 2

Eurocode							
		q-last	$\sigma_{m,cr}$	K_{crit}	$K_{crit} \cdot f_{m,0,d}$	$\sigma_{m,0,d}$	UC
Hoofdligger	Midden	2,61	21,21	0,70	13,85	7,25	0,52
	Zijdeel	2,61	7,21	0,26	5,10	7,25	1,42

TABEL 8: RESULTATEN EUROCODE 5-TOETSING CONSTRUCTIE 2



FIGUUR 20: 1^EORDEUNITY-CHECK CONSTRUCTIE 2

De bezwijkbelastingen q_{uc} uit deze unity-checks zijn weergegeven in tabel 9.

	q_{uc} (kN/m)
TGB-mid	6,6
TGB-zij	1,5
EC-mid	5
EC-zij	1,8

TABEL 9: VOORSPELDE BEZWIJKBELASTINGEN RANDLIGGER CONSTRUCTIE 2

4. 2^e orde berekeningen

4.1. Aannamen

Om met behulp van Ansys de 1^e orde handberekeningen te vergelijken zal er gebruik gemaakt moeten worden van gelijke constructies. Daarom zal ook in de Ansys berekening op dezelfde wijze gebruik gemaakt worden tussen constructie 1 en constructie 2 als in deze 1^e orde handberekeningen. Echter zal er, in tegenstelling tot de handberekeningen, nu uitgegaan worden van een van hout als orthotroop materiaal in plaats van isotroop. Dit omdat hout in de werkelijkheid een orthotroop materiaal is, en deze eigenschappen niet in de handberekeningen kunnen worden meegenomen.

De aannamen voor het model worden hieronder uiteengezet. Aangezien de maten van de constructie, zoals eerder vermeld, gelijk zijn aan deze in de 1^e orde berekening en deze eerder zijn besproken, zullen deze hier achterwege gelaten worden.

4.1.1. Orthotroop materiaal

Hout is een orthotroop materiaal. De definitie hiervan is (gegeven op efunda.com¹): 'Een orthotroop materiaal heeft ten minste 2 orthogonale symmetrievlakken zijn waarin de materiaaleigenschappen onafhankelijk zijn van de richting binnen dat vlak. Dergelijke materialen hebben 9 onafhankelijke variabelen (elastische constanten) in hun constitutieve matrices.'

Dit houdt in dat hout in de 3 vlakken (x-vlak, y-vlak en z-vlak) verschillende stijfheidseigenschappen heeft. Deze worden als volgt in de stijfheidsmatrix beschreven (figuur 21).

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1-\nu_{yz}\nu_{zy}}{E_y E_z \Delta} & \frac{\nu_{yx} + \nu_{zx}\nu_{yz}}{E_y E_z \Delta} & \frac{\nu_{zx} + \nu_{yx}\nu_{zy}}{E_y E_z \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{xy} + \nu_{xz}\nu_{zy}}{E_z E_x \Delta} & \frac{1-\nu_{zx}\nu_{xz}}{E_z E_x \Delta} & \frac{\nu_{zy} + \nu_{zx}\nu_{xy}}{E_z E_x \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{xz} + \nu_{xy}\nu_{yz}}{E_x E_y \Delta} & \frac{\nu_{yz} + \nu_{xz}\nu_{yx}}{E_x E_y \Delta} & \frac{1-\nu_{xy}\nu_{yx}}{E_x E_y \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G_{yz} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_{zx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_{xy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix}$$

FIGUUR 21: STIJFHEIDSMATRIX ORTHOTROOP MATERIAAL

Hierin geldt dat:

$$\Delta = \frac{1 - \nu_{xy}\nu_{yx} - \nu_{yz}\nu_{zy} - \nu_{zx}\nu_{xz} - 2\nu_{xy}\nu_{yz}\nu_{zx}}{E_x E_y E_z}$$

¹http://www.efunda.com/formulae/solid_mechanics/mat_mechanics/hooke_orthotropic.cfm

De waarden van de verschillende poissonfactoren, elasticiteits- en afschuifmoduli zijn conform de toetsing aan de Eurocode 5 [2]. Dit houdt in dat voor een 2^e orde geometrisch niet lineaire berekening voor houtklasse GL24h deze waarden de volgende zijn:

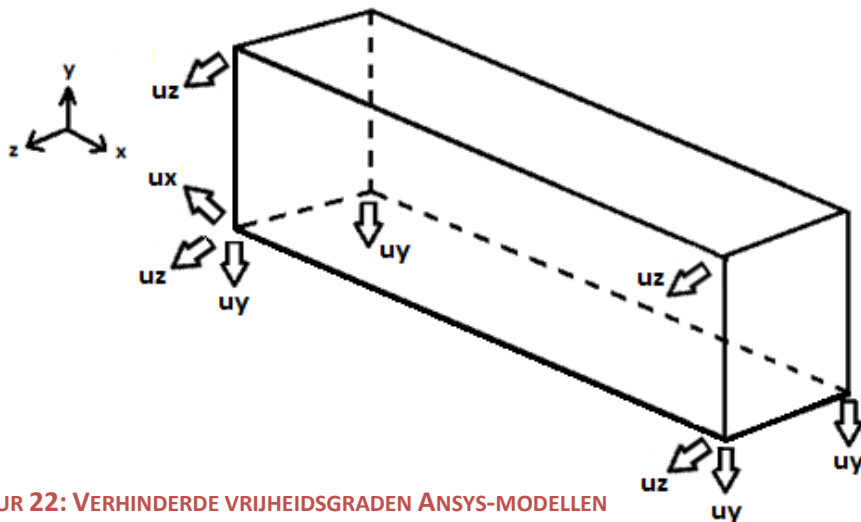
- $E_x = 9400$
- $E_y = E_x/30 = 313,33$
- $E_z = E_x/30 = 313,33$
- $V_{xy} = 0,372$
- $V_{yz} = 0,435$
- $V_{xz} = 0,467$
- $G_{xy} = E_x/16 = 587,5$
- $G_{yz} = 50$
- $G_{xz} = E_x/16 = 587,5$

4.1.2. Vrijheidsgraden

Om de stabiliteit van de constructie in het model te garanderen, moeten de vrijheidsgraden verhinderd worden. Deze zijn de volgende:

- u_x : uitwijking in de x-as
- u_y : uitwijking in de y-as
- u_z : uitwijking in de z-as
- ϕ_x : rotatie om de x-as
- ϕ_y : rotatie om de y-as
- ϕ_z : rotatie om de z-as

Om deze vrijheidsgraden te verhinderen zullen de opleggingen op de constructie worden aangebracht als in de volgende figuur (figuur 22 **Error! Reference source not found.**).



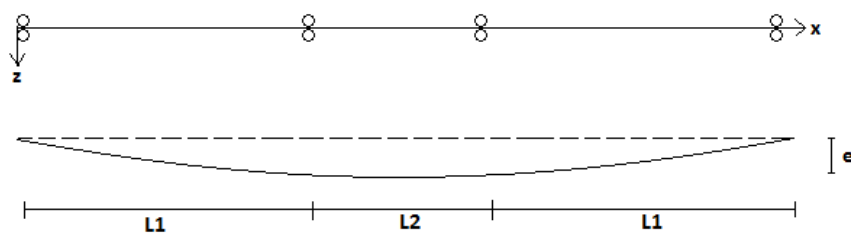
FIGUUR 22: VERHINDERDE VRIJHEIDSGRADEN ANSYS-MODELLEN

De kipsteunen welke moeten voorkomen dat de constructie op kipinstabiliteit bezwijkt, zullen aangebracht worden als opleggingen in de richting van de z-as. Dit verhindert de verplaatsing in deze richting.

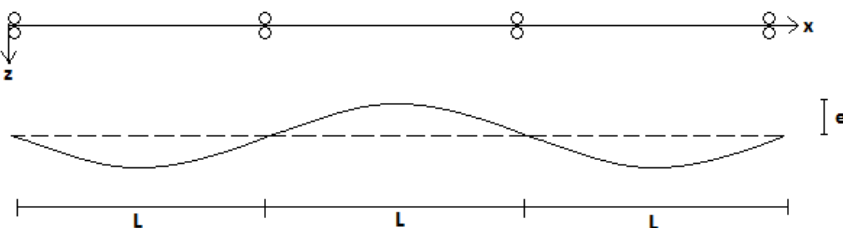
4.1.3. Excentriciteit

Om de 2^e orde berekening uit te kunnen voeren is er een initiële excentriciteit nodig. Deze excentriciteit zal ten gevolge van de belasting steeds groter worden tot de constructie bezwijkt. De excentriciteiten worden aangebracht als sinusvorm. Voor constructie 1, welke opgelegd is op 2 punten, zal dit een halve sinusvorm zijn waarbij de opleggingen zich op de x-as bevinden. Voor constructie 2, welke opgelegd is op 4 steunpunten, zal dit anderhalve sinusvorm zijn zodat de opleggingen zich ook op de x-as bevinden. Hieronder zal dit verduidelijkt worden in figuur 23.

Bovenaanzicht Constructie 1



Bovenaanzicht Constructie 2



FIGUUR 23: AANBRENG BEGINEXCENTRICITEITEN ANSYS-MODELLEN

De beginexcentriciteiten zijn bepaald volgens de Eurocode 5. Hierin is het volgende beschreven in paragraaf 5.4.4: "Met de effecten die vervormingen uitoefenen op de interne krachten en momenten kan rekening zijngelouden door het uitvoeren van een lineair-elastische berekening van de tweede-orde met de volgende aanname: De waarde van e behoort minimaal gelijk te zijn aan: $e = 0,0025 \cdot l$ "

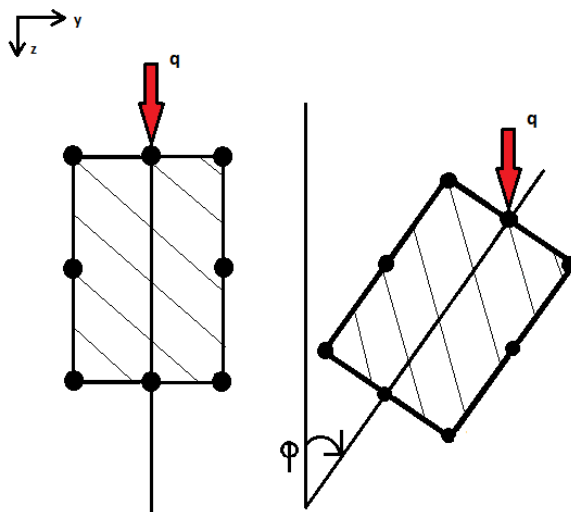
Wanneer voor beide excentriciteiten word voldaan aan deze eis, zijn deze als volgt:

- Constructie 1: $0,0025 \cdot 19063 = \pm 50 \text{ mm}$
- Constructie 2: $0,0025 \cdot 10000 = 25 \text{ mm}$

4.2. Belasting

De belasting op de constructie wordt aangebracht als een lijnlast in de richting van de x-as, in het midden van de bovenzijde van de constructie. Een eis hiervoor is dat de constructie in de richting van de z-as in een even aantal elementen is verdeeld. Is dit niet het geval, dan zal de belasting excentrisch aangrijpen en zal dit gevolgen hebben voor de uitkomsten van de vervormings- en spanningsberekeningen.

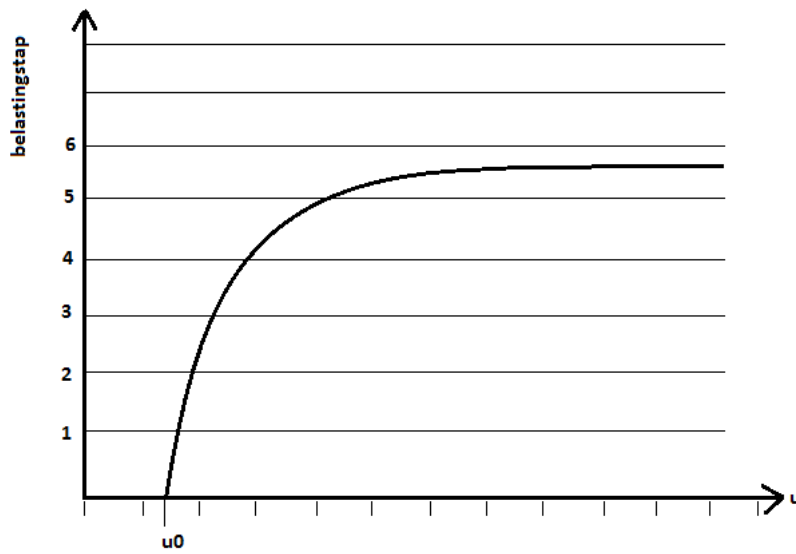
De belasting zal verticaal op de constructie werken, ook als de constructie roteert als gevolg van deze constructie. De belasting zal dus niet met de constructie mee roteren (figuur 24).



FIGUUR 24: KRACHT OP VERPLAATSENDE DOORSNEDE

4.2.1. De 2^e orde geometrisch niet lineaire berekening

Bij deze berekening zal een gekozen belasting aangebracht worden in verschillende stappen. Hierbij is de grootte van de belasting en het aantal belasting- en substappen willekeurig te kiezen. Er geldt hier echter wel dat het gewenst is om voldoende belasting- en substappen te kiezen, aangezien de oplossing bij een te klein aantal belastingstappen divergeert. Hierdoor kan er geen nauwkeurige bezwijkbelasting bepaald worden, zoals in de verhouding tussen de belastingstappen en de uitwijking in de richting van de z-as te zien is in de figuur (figuur 25). Hierin is te zien dat voor belastingstap 5 een waarde voor de uitwijking gevonden kan worden, terwijl de oplossing bij belastingstap 6 zal divergeren en er dus geen waarde voor de uitwijking gevonden kan worden. Door een groot aantal substappen te kiezen word dit probleem verholpen.



FIGUUR 25: F-U DIAGRAM VOOR DE VERSCHILLENDE BELASTINGSTAPPEN

De gekozen belastingstappen voor de verschillende constructies zijn als volgt:

- Constructie 1; hoofdligger:
 - $q\text{-last} = 30 \text{ kN/m}$
 - Aantal belastingstappen: 10
 - Aantal substappen: 30
 - $q\text{-last per substap} = 1 \text{ kN/m}$
- Constructie 1; randligger:
 - $q\text{-last} = 60 \text{ kN/m}$
 - Aantal belastingstappen: 10
 - Aantal substappen: 60
 - $q\text{-last per substap} = 1 \text{ kN/m}$
- Constructie 2:
 - $q\text{-last} = 10 \text{ kN/m}$
 - Aantal belastingstappen: 10
 - Aantal substappen: 40
 - $q\text{-last per substap} = 0,25 \text{ kN/m}$

4.3. Berekening (2^e orde geometrisch niet lineair)

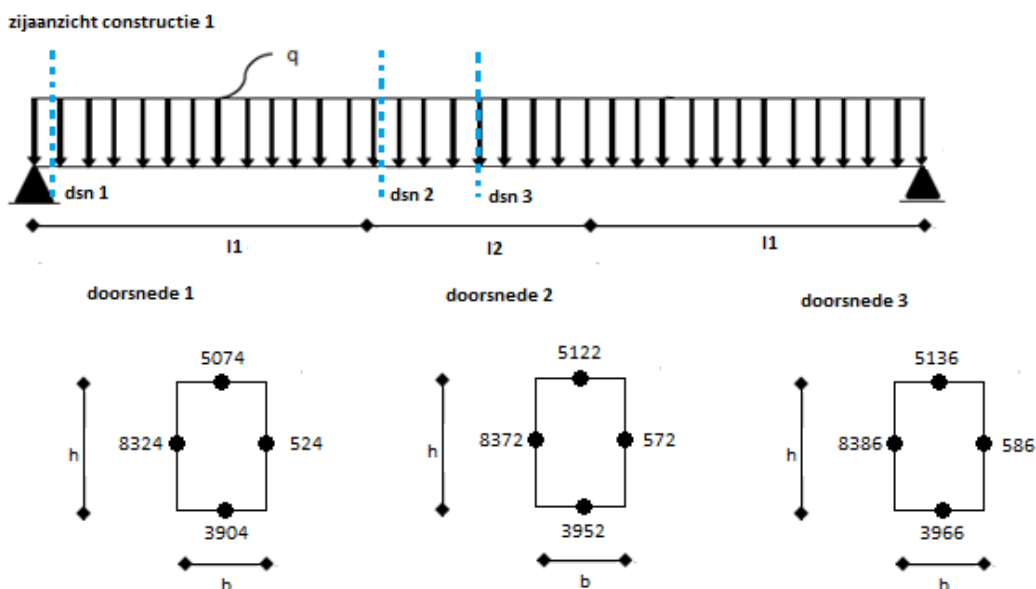
In deze berekening wordt onderscheid gemaakt tussen 2 verschillende bezwijkmechanismen. Deze zijn het bezwijken van de constructie door kipinstabiliteit en het bezwijken van de constructie door optreden van bezwijkspanningen in de doorsnede.

Omdat in de 1^e orde geometrisch lineaire berekening is gekeken naar het bezwijken door kipinstabiliteit zullen deze waarden ook vergeleken worden met de bezwijkbelasting door kipinstabiliteit uit de 2^e orde berekening. Uiteraard zal er wel rekening gehouden worden met het optreden van de bezwijkspanningen in de doorsnede en deze zal ook meegenomen worden in de conclusie. Beide uitkomsten zullen in een grafiek afgebeeld worden, zodat duidelijk is bij welke belasting het beoogde bezwijkmechanisme optreedt. Deze bezwijkbelastingen zullen worden onderverdeeld als:

- Bezwijkbelasting 1: de belasting waarbij de constructie bezwijkt door kipinstabiliteit
- Bezwijkbelasting 2: de belasting waarbij de constructie bezwijkt door optreden van de bezwijkspanningen in de doorsnede

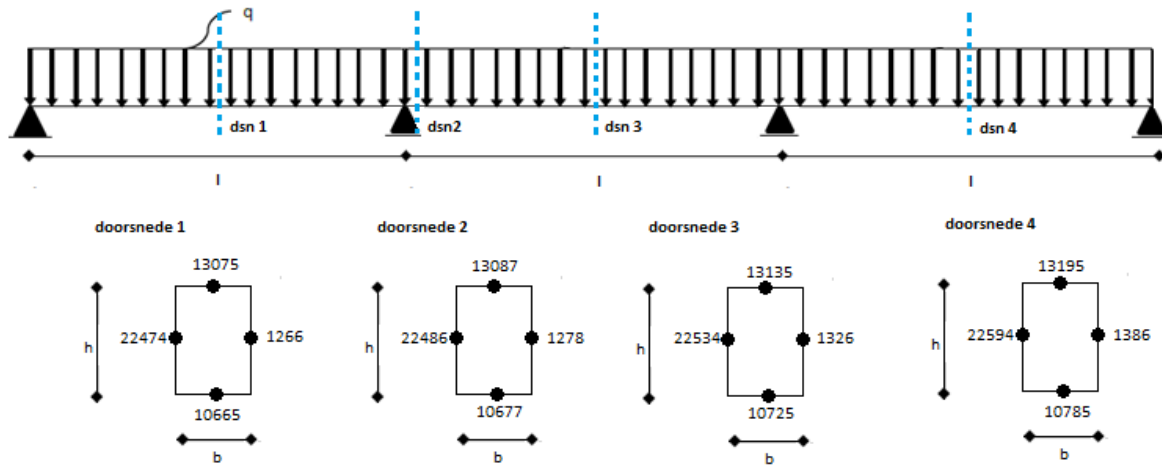
De berekende verplaatsingen (in de richting van de z-as) en de spanningen (buig- en schuifspanning) worden bekeken in de doorsnede waarin deze maximaal zijn. Deze doorsneden in de constructie worden gekozen op basis van de plaats waar de spanningen en verplaatsingen in de belaste constructie maximaal zijn. Echter moet hierbij gelet worden op het feit dat spanningen ter plaatsen van de puntlast of de oplegging niet meegenomen mogen worden. Dit omdat deze aangrijpen op een punt (een zeer klein oppervlak) wat resulteert in een zeer grote spanning welke in de praktijk niet mogelijk is (zie figuur 35 in 4.3.1.2).

Uit de doorsneden worden de gegevens bekeken van de verschillende knopen. Voor de verplaatsingen zijn dit er 2, in het midden van de boven- en onderzijde van de doorsnede. Voor de spanningen zijn dit er 4, in het midden van de ieder vlak. De plaatsen van de doorsnede en de knopen in de constructie zijn weergegeven in figuur 26 en 27



FIGUUR 26: PLAATS VAN DE VERSCHILLENDE DOORSNEDEN IN CONSTRUCTIE 1

zij aanzicht constructie 2



FIGUUR 27: PLAATS VAN DE VERSCHILLENDE DOORSNEDEN IN CONSTRUCTIE 2

De spanningen worden getoetst aan de hand van de unity-check, waarbij de maximale spanningen (net als de beginexcentriciteit) worden bepaald volgens de Eurocode 5. De unity-check is, zoals eerder vermeld, als volgt:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,0,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

Echter geeft deze unity-check een vertekent beeld voor de hoekpunten, waarin de buigspanning maximaal is en de schuifspanning gelijk is aan 0. Wanneer deze namelijk in de bovenstaande unity-check word ingevuld ontstaat er een kwadratisch verband tussen de kracht en de spanning, wat in werkelijkheid een lineair verband is. Voor het geval van de hoekpunten word daarom de volgende unity-check gebruikt:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,0,d}} \leq 1$$

Omdat het moment M_y bij hoekverdraaiing (als gevolg van de excentriciteit) een component in de richting van de y-as M_{yy} en de z-as M_{yz} heeft, bestaat ook de optredende buigspanning in het hoekpunt hieruit (zie figuur 28). Hierin zijn de componenten als volgt:

$$\sigma_{knoop1} = \sigma_{m,z}$$

$$\sigma_{knoop2} = \sigma_{m,y}$$

$$\sigma_{knoop3} = \sigma_m$$

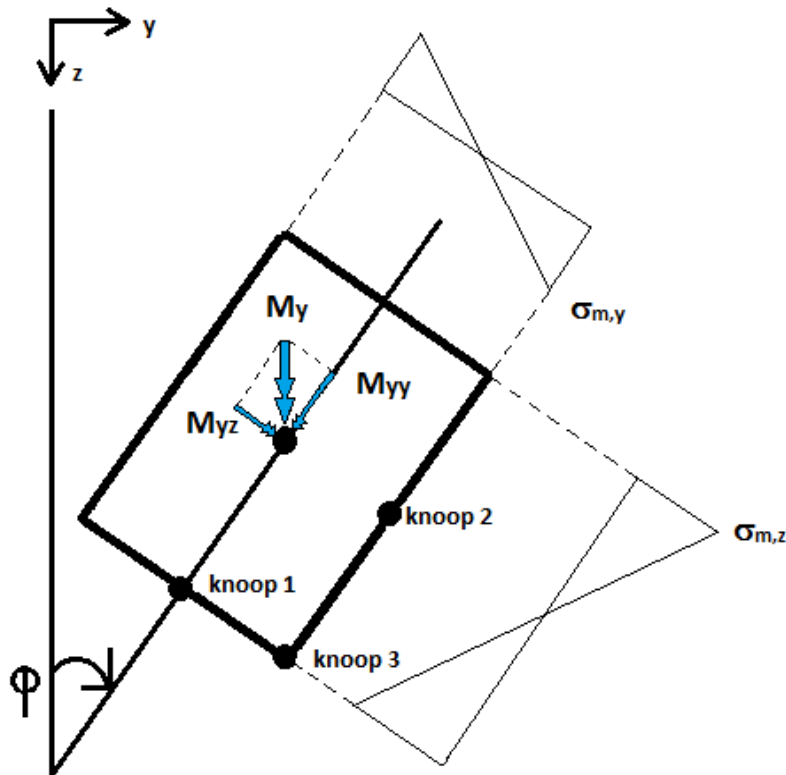
De optredende buigspanning in de hoekpunten word als volgt berekend:

$$\sigma_m = \sigma_{m,z} + \sigma_{m,y}$$

$$\sigma_{knoop3} = \sigma_{knoop1} + \sigma_{knoop2}$$

Voor beide unity-checks zijn de rekenwaarde voor de buigspanning en de schuifspanning als volgt:

- Constructie 1: $f_{m,0,d} = 17,0 \text{ kN/m}$
 $f_{v,d} = 1,6 \text{ kN/m}$
- Constructie 2: $f_{m,0,d} = 19,83 \text{ kN/m}$
 $f_{v,d} = 1,78 \text{ kN/m}$



FIGUUR 28: GECOMBINEERDE BUIGSPANNING IN KNOOP 3

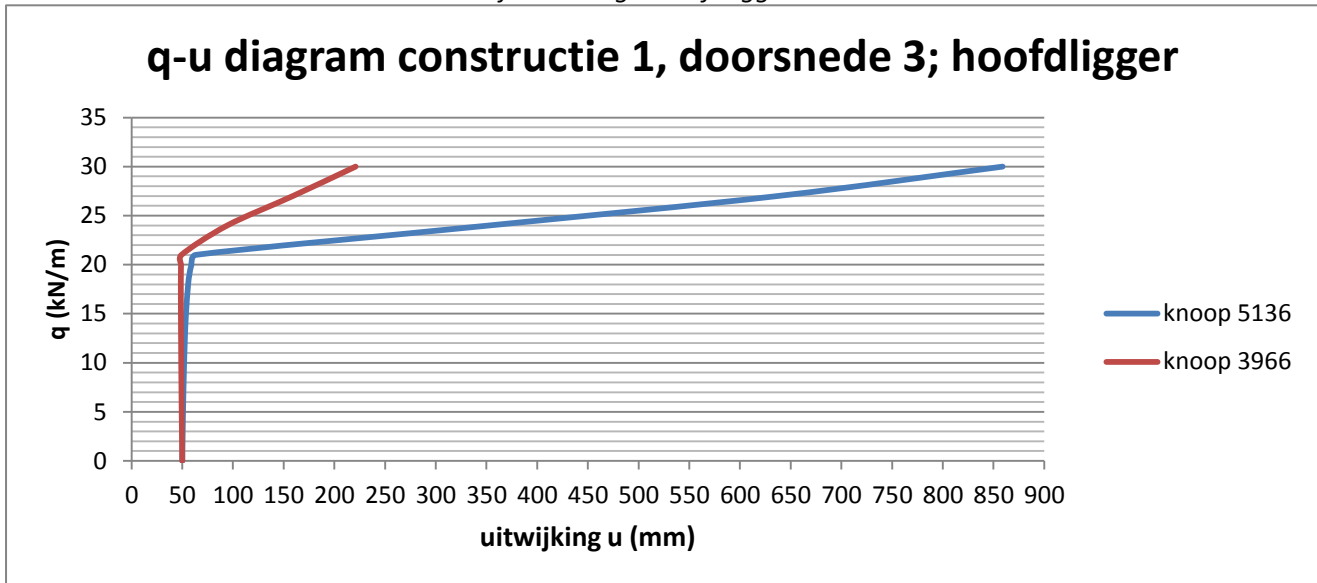
Om verwarringen over het gebruik van de hierboven besproken unity-checks te voorkomen, zal verder gebruikt gemaakt worden van de volgende onderscheiding van unity-checks voor de spanningen uit de 2^e orde lineair elastische berekening:

- Unity-check 1 = unity-check voor de combinatie buigspanning en schuifspanning uit de 2^e orde berekening
- Unity-check 2 = unity-check voor de gecombineerde buigspanningen uit de 2^e orde berekening.

4.4. Resultaat

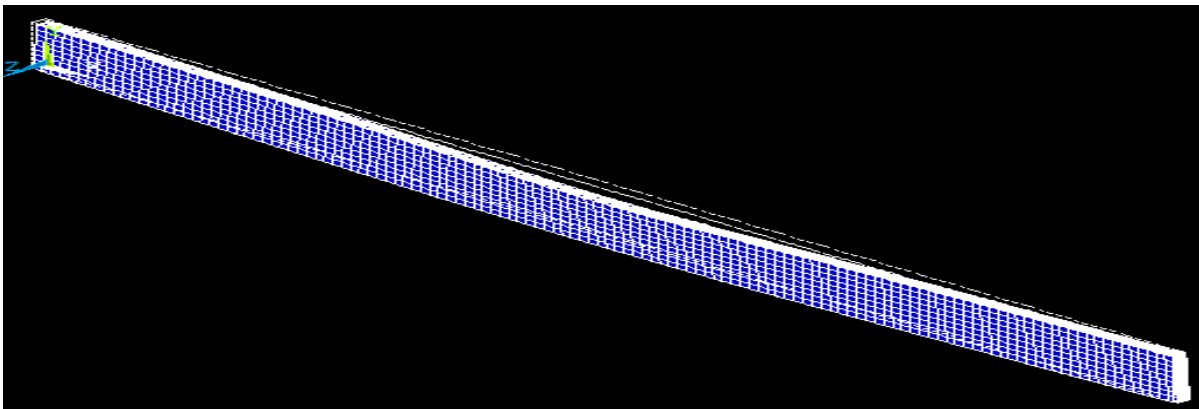
4.4.1. Constructie 1

4.4.1.1. Bezwijkbelasting 1 hoofdligger

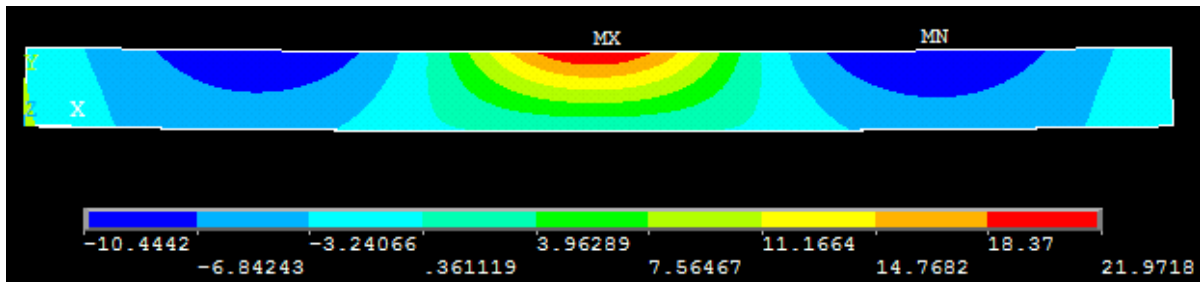


FIGUUR 29: Q-U DIAGRAM HOOFDLIGGER CONSTRUCTIE 1

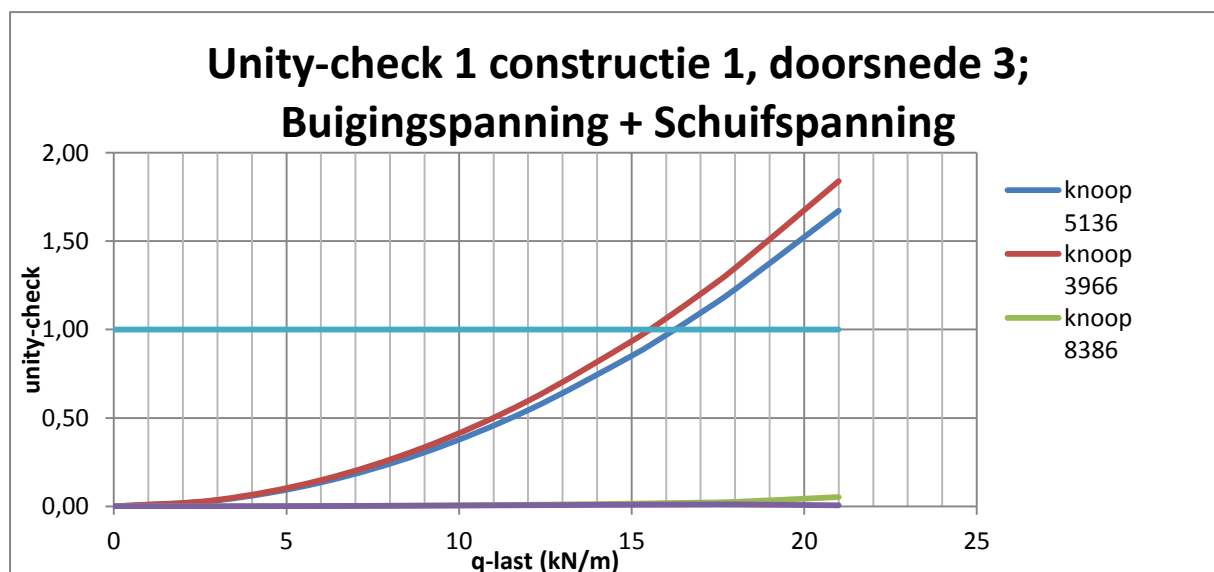
De uitwijking van constructie 1 wordt bekeken in doorsnede 1 omdat de constructie hier het meeste doorbuigt. In de grafiek (figuur 29) is te zien dat kipinstabiliteit van de constructie optreedt bij een verdeelde belasting q_{kip} van 21 kN/m (belastingstap 7). Tot aan deze belasting blijft de constructie stabiel, en na deze belasting kipt de onderzijde van de constructie volledig uit. De bijbehorende uitwijking na het optreden van kipinstabiliteit is te zien in de figuren 30 en 31.



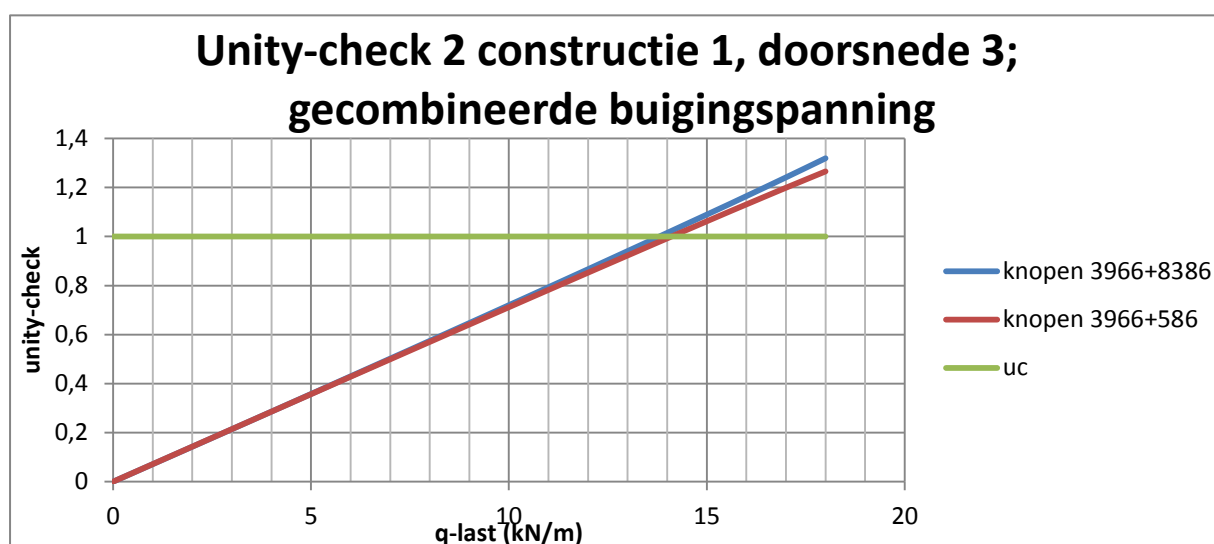
FIGUUR 30: UITWIJING NA OPTREDEN KIPINSTABILITEIT



FIGUUR 31: VERPLAATSING U IN DE RICHTING VAN DE Z-AS (IN MM)

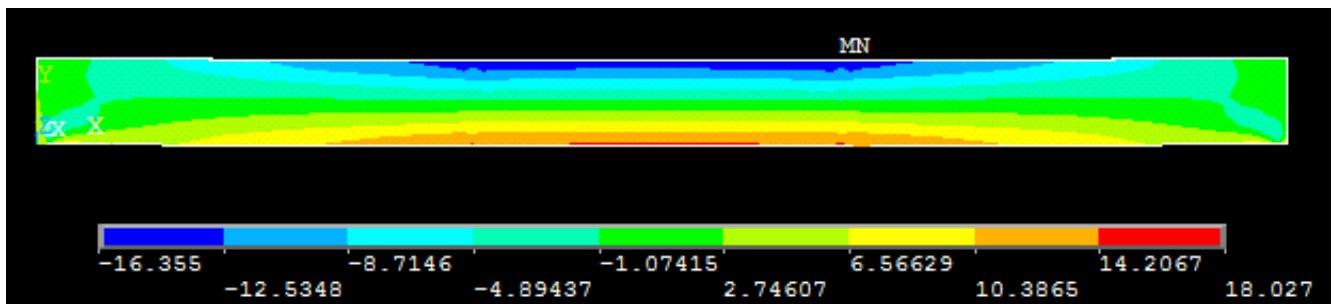


FIGUUR 32: 2E ORDE UNITY-CHECK 1 HOOFDLIGGERCONSTRUCTIE 1

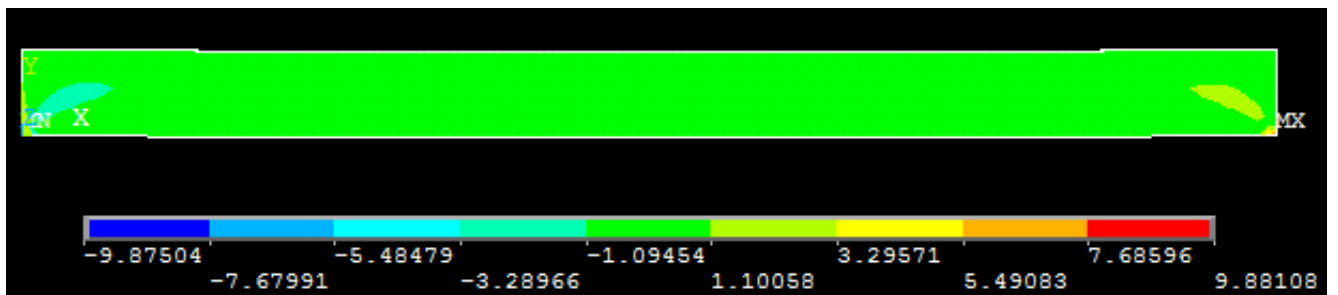


FIGUUR 33: 2E ORDE UNITY-CHECK 2 HOOFDLIGGERCONSTRUCTIE 1

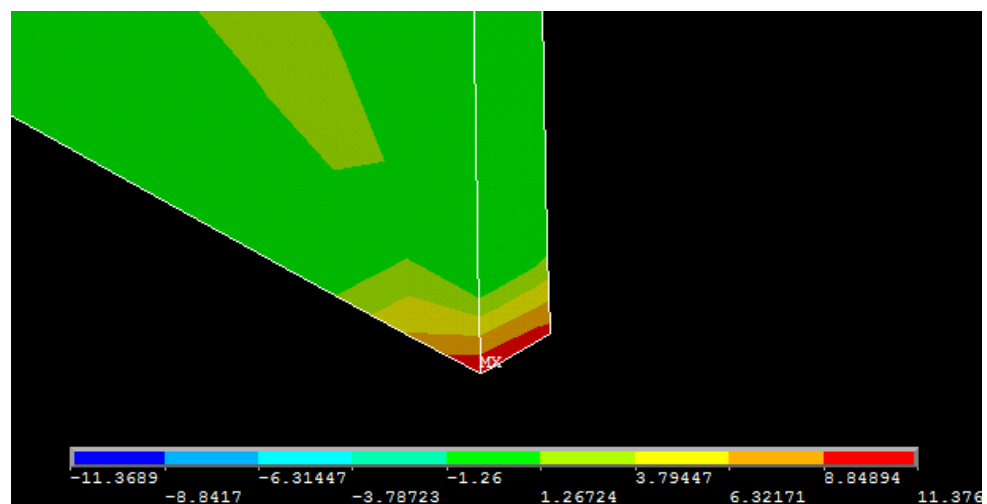
Wanneer gekeken wordt naar het bezwijken van de ligger op optreden van de bezwijkspanningen, wordt er gebruikt gemaakt van de unity-checks 1 en 2 voor de spanningen uit de 2^e orde berekening. Hierbij is de bezwijkbelasting de minimale belasting bij welke de lijn van de unity-check voor de betreffende knoop de 'unity-check=1' lijn raakt. In het geval van een hoofdligger van constructie 1 is dit een q_{kip} van 15,5 kN/m volgens unity-check 1 en 13,8 kN/m (figuur 30 en 31). De minimale belasting hieruit, 13,8 kN/m, is veel lager dan de belasting waarbij kipinstabiliteit optreedt, wat inhoudt dat de hoofdligger van constructie 1 eerder bezwijkt door het optreden van de bezwijkspanning dan door kipinstabiliteit (21 kN/m). Uit de beiden unity-check blijkt dat de buigspanning maatgevend is in het bezwijken van de constructie. Hieronder is ook de spanningsverdeling bij een belasting van 13,8 kN/m te zien in de figuren (figuur 34 t/m 36).



FIGUUR 34: BUIGSPANNINGSVERDELING BIJ BEZWIJKBELASTING 2

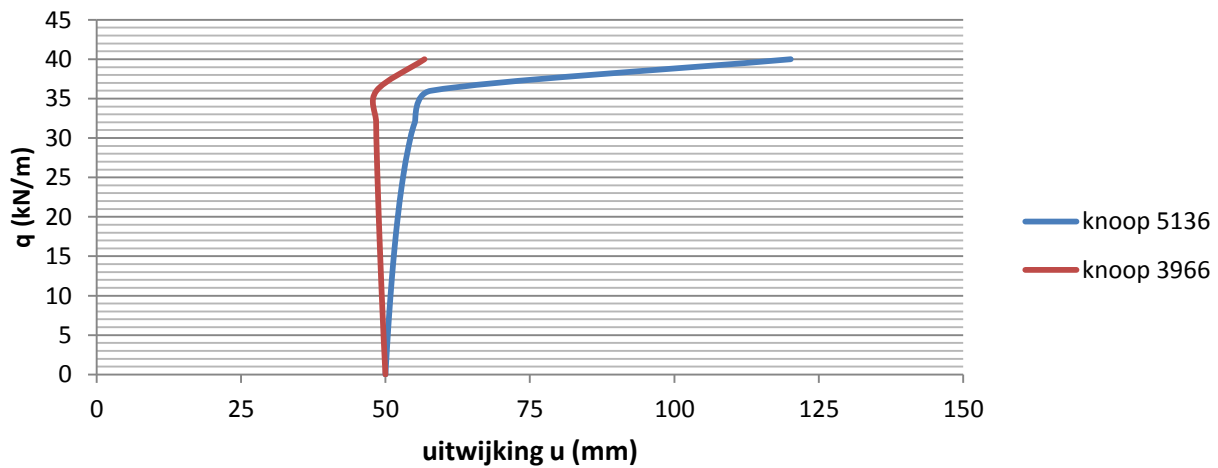


FIGUUR 35: SCHUIFSPANNINGSVERDELING BIJ BEZWIJKBELASTING 2



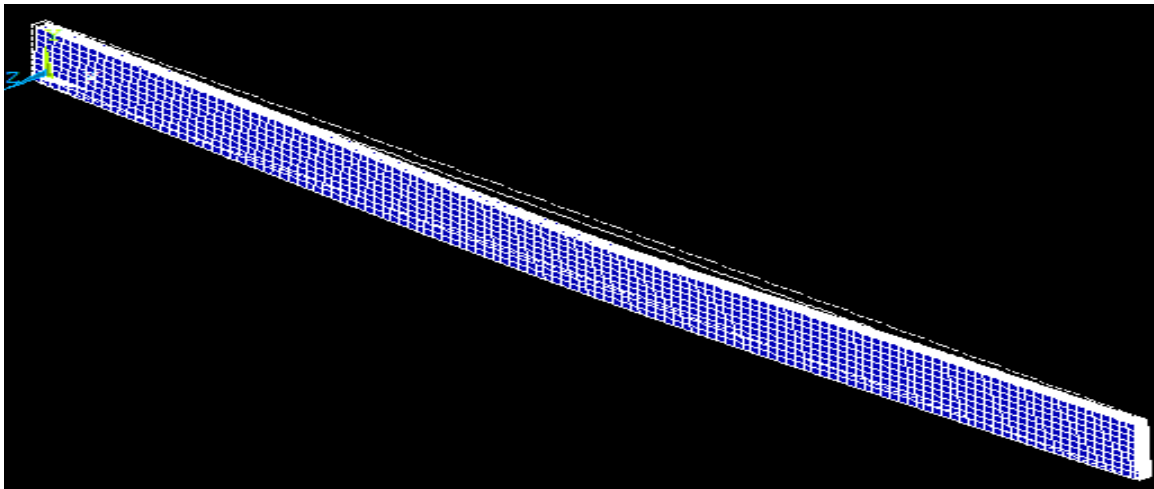
FIGUUR 36: DETAIL; SCHUIFSPANNINGSVERDELING BIJ BEZWIJKBELASTING 2 TER PLAATSE VAN OPLEGGINGSPUNT

q-u diagram constructie 1, doorsnede 3; randligger

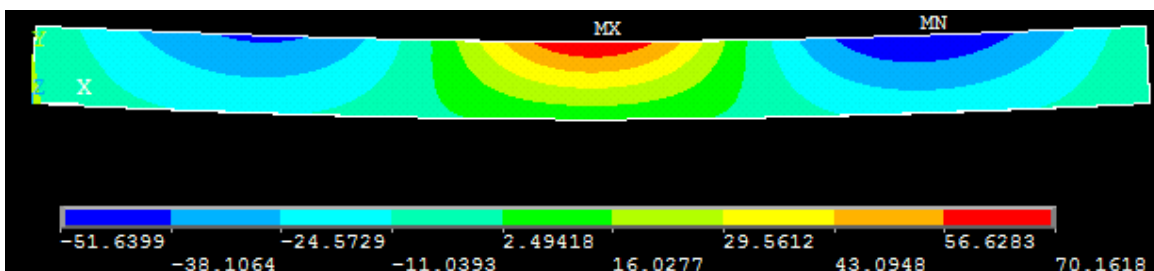


FIGUUR 37: Q-U DIAGRAM RANDLIGGER CONSTRUCTIE 1

Voor de randligger van het type constructie 1 is enkel de breedte verschillend van de hoofdliggers. In de grafiek is te zien dat een breedte 200 mm breedte leidt tot een kipinstabiliteitsbelasting q_{kip} van 36 kN/m (belastingstap 6). De bijbehorende uitwijking na het optreden van kipinstabiliteit is te zien in de volgende figuren (figuur 38 en 39).

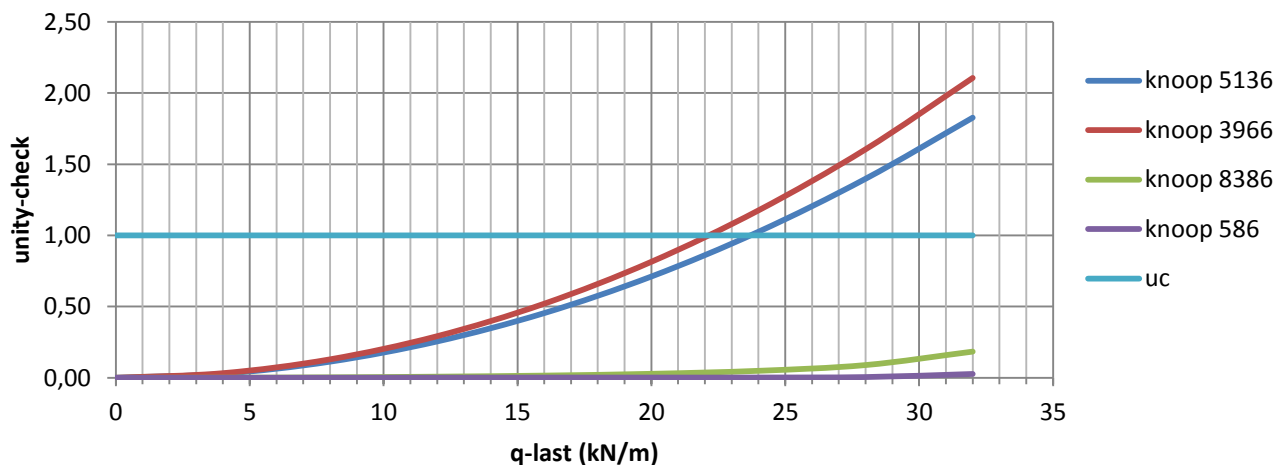


FIGUUR 38: UITWIJKEN NA OPTREDEN KIPINSTABILITEIT



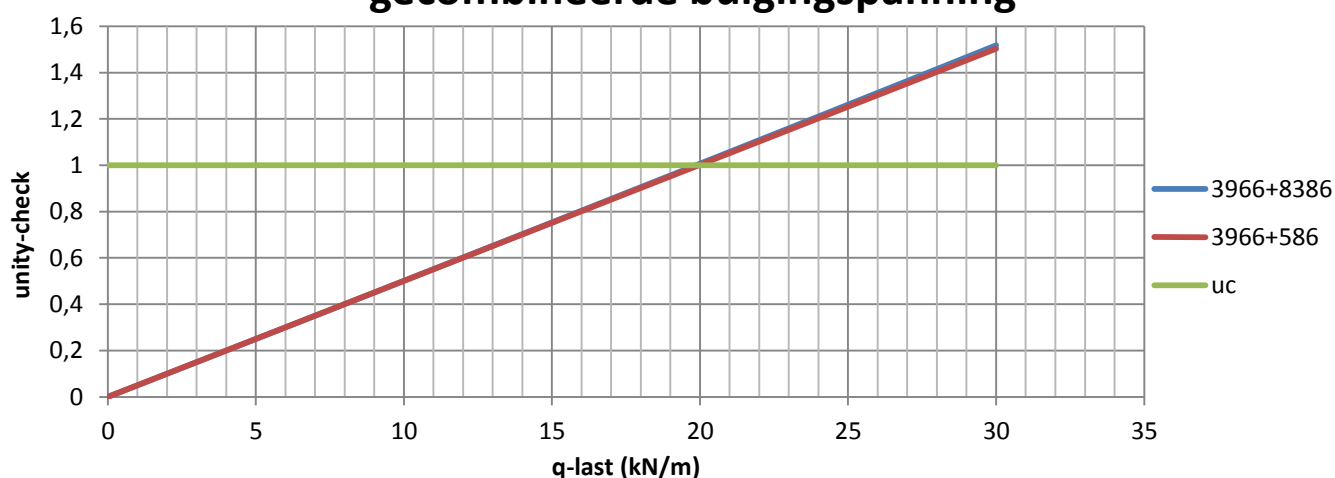
FIGUUR 39: VERPLAATSING U VAN DE RANDLIGGER VAN CONSTRUCTIE 1 IN DE RICHTING VAN DE Z-AS (IN MM)

Unity-check 1 constructie 1, doorsnede 3; Buigingspanning + Schuifspanning



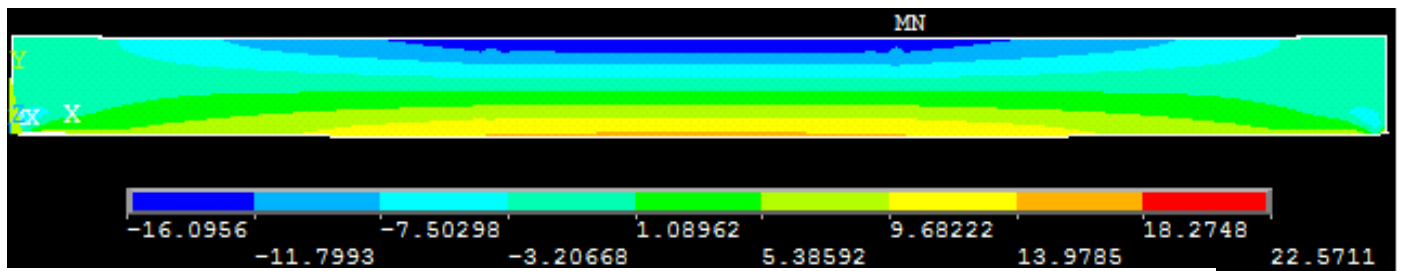
FIGUUR 40: 2E ORDE UNITY-CHECK 1 RANDLIGGER CONSTRUCTIE 1

Unity-check 2 constructie 1, doorsnede 3; gecombineerde buigingspanning

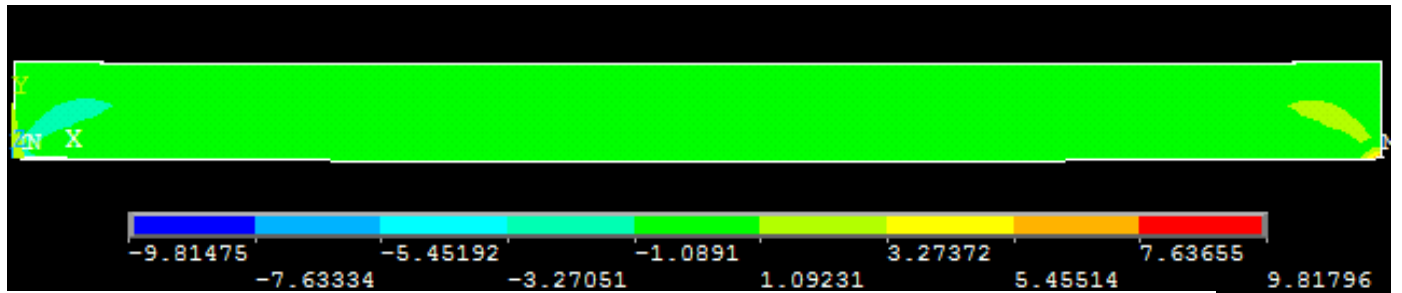


FIGUUR 41: 2E ORDE UNITY-CHECK 2 RANDLIGGER CONSTRUCTIE 1

De randligger van het type constructie 1 zal, zoals in de grafiek te zien is, bezwijken door het optreden van de bezwijkspanningen bij een q_{kip} van 22 kN/m volgens unity-check 1 en 20 kN/m volgens unity-check 2. Voor de randligger geldt dus hetzelfde als voor de hoofdligger, dat deze eerder zal bezwijken op spanningen dan door kipinstabiliteit (36 kN/m) voor de minimale bezwijkbelasting uit unity-check 2 (20 kN/m). Wanneer gekeken wordt naar de beide grafieken (figuur 40 en 41) is ook hier de buigspanning maatgevend. Tevens zijn hieronder de spanningsverdeling en uitwijking bij een belasting van 20 kN/m gegeven (figuur 42 en 43).



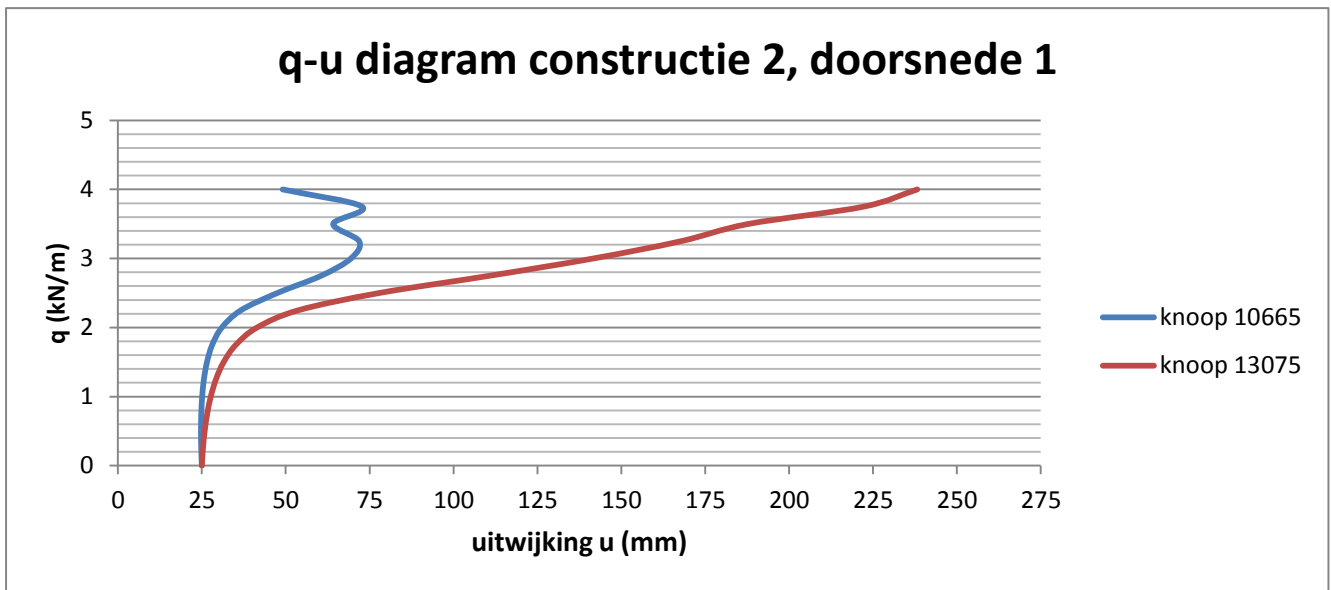
FIGUUR 42: BUIGSPANNINGSVERDELING BIJ BEZWIJKBELASTING 2



FIGUUR 43: SCHUIFSPANNINGSVERDELING BIJ BEZWIJKBELASTING 2

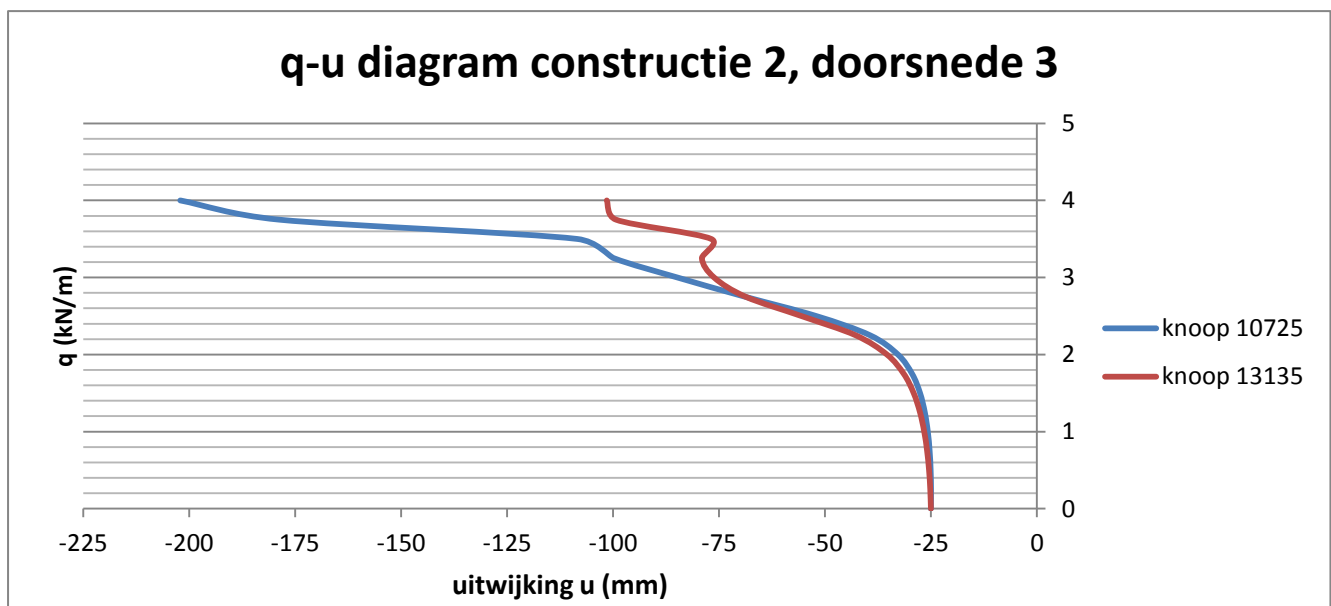
4.4.2. Constructie 2

4.4.2.1. Bezwijkbelasting 1



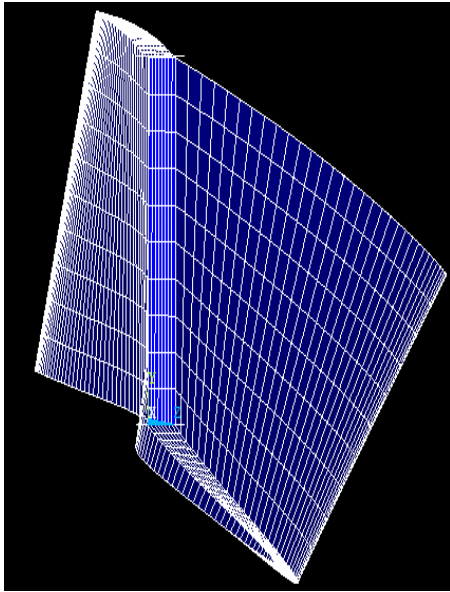
FIGUUR 44: Q-U DIAGRAM CONSTRUCTIE 2; ZIJDEEL

Constructie 2 heeft 3 ongesteunde lengten waarover de constructie kipt, waarvan er 2 symmetrisch zijn. Om deze reden wordt de kipinstabiliteit bekeken is 2 doorsneden, doorsnede 1 en doorsnede 3 (figuur 44 en 45). In de grafieken is te zien dat de buitenste delen (doorsnede 1) van de constructie bezwijken op kipinstabiliteit vanaf een belasting q_{kip} van 2 kN/m. Het binnenste deel van de constructie (doorsnede 3) bezwijkt op kipinstabiliteit bij eenzelfde belasting. Dit is uiteraard te wijten aan het feit dat de delen verbonden zijn, en het uitwijken van het ene deel uitwijken van het andere deel tot gevolg heeft. De constructie lijkt zich vanaf een belasting van 3 kN/m weer te stabiliseren. Wanneer de belasting echter hoger wordt (3,5 kN/m) bezwijkt de constructie alsnog.

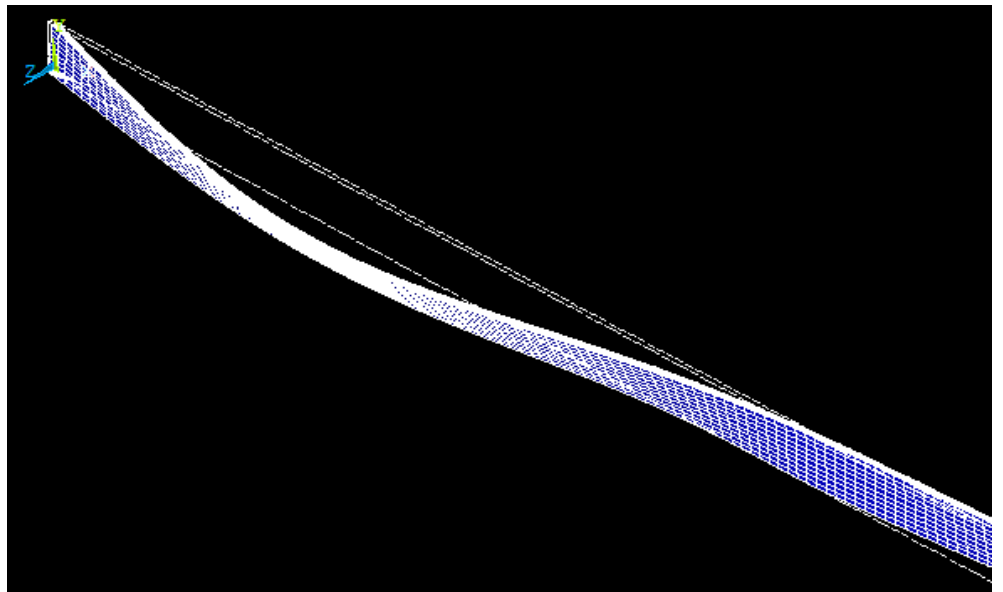


FIGUUR 45: Q-U DIAGRAM CONSTRUCTIE 2; MIDDENDEEL

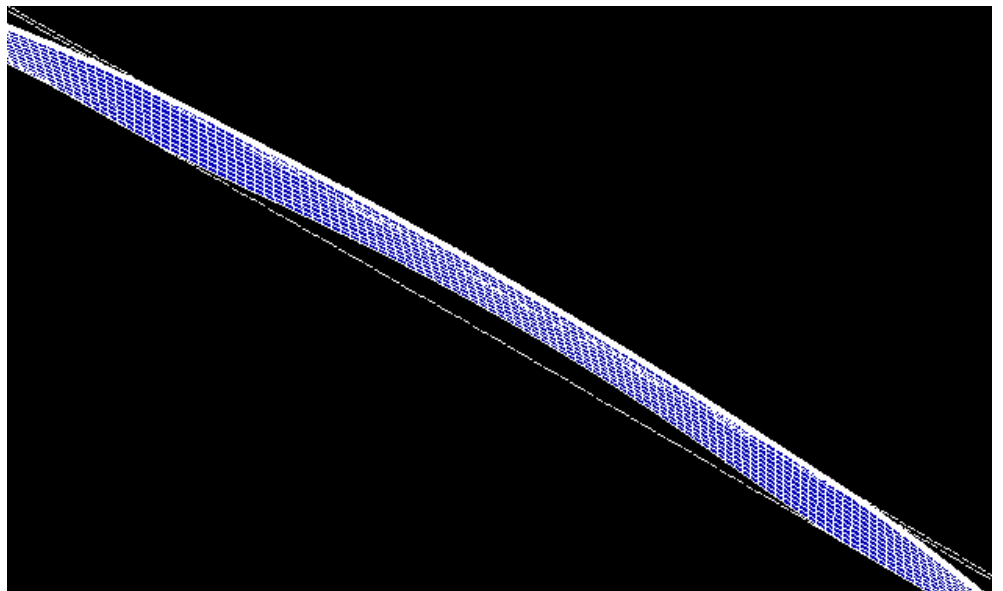
De bijbehorende uitwijking na het optreden van kipinstabiliteit is te zien in de volgende figuren(figuur 46 t/m figuur 50).



FIGUUR 46: VOORAANZICHT CONSTRUCTIE 2 NA BEZWIJKEN KIPINSTABILITEIT



FIGUUR 47: ZIJDEEL CONSTRUCTIE 2 NA BEZWIJKEN KIPINSTABILITEIT



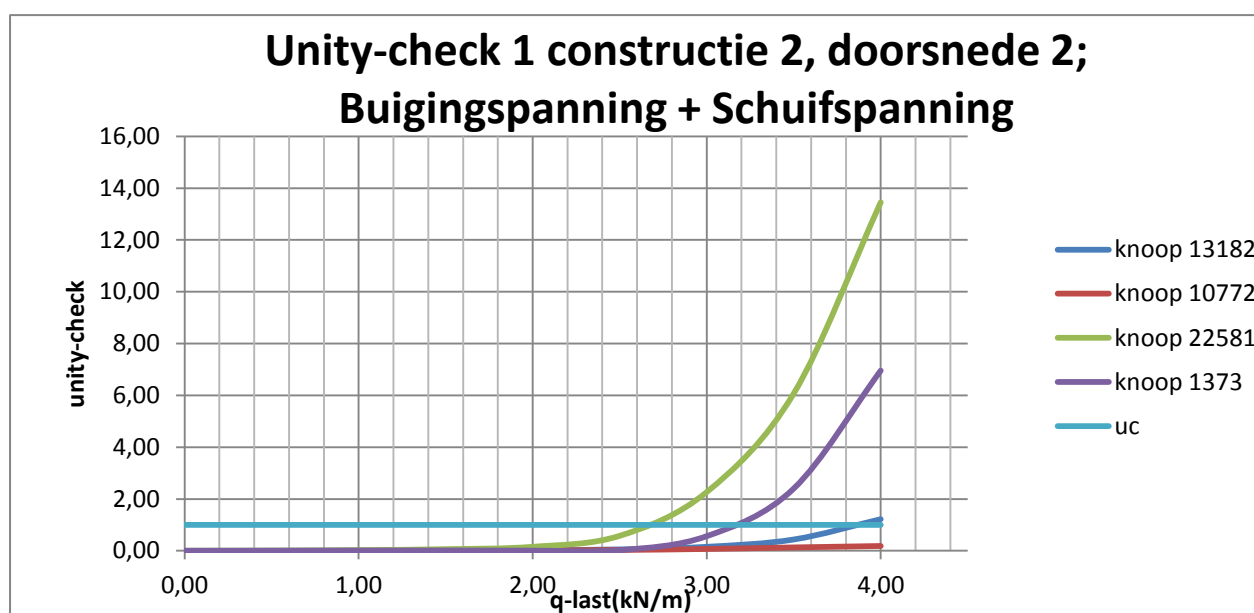
FIGUUR 48: MIDDENDEEL CONSTRUCTIE 2 NA BEZWIJKEN KIPINSTABILITEIT



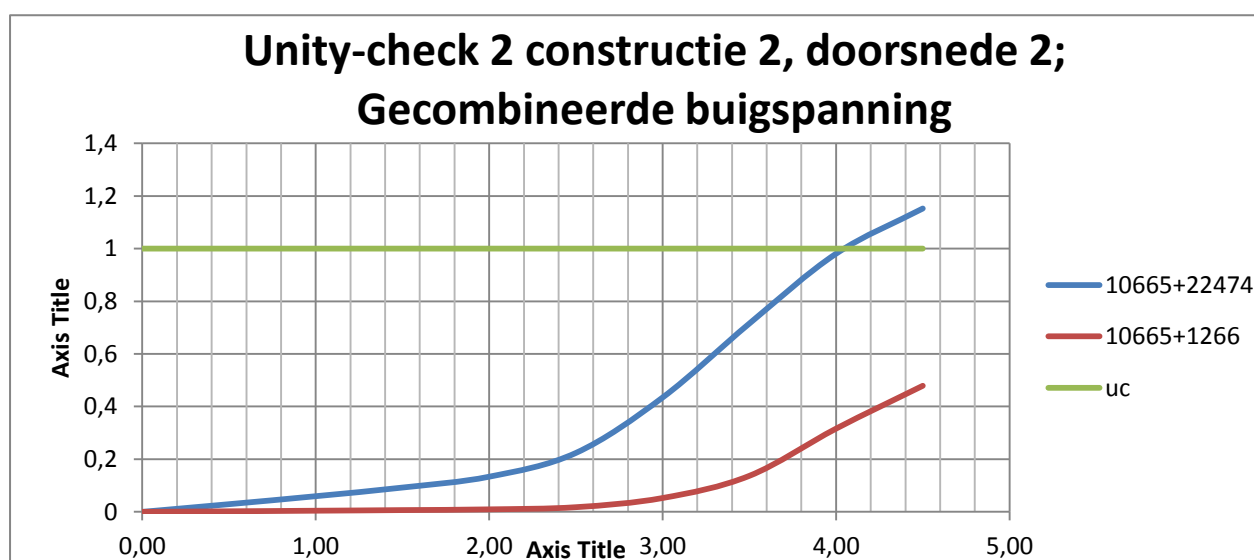
FIGUUR 49: ZIJAAANZICHT KIPINSTABILITEIT CONSTRUCTIE 2



FIGUUR 50: BOVENAANZICHT KIPINSTABILITEIT CONSTRUCTIE 2

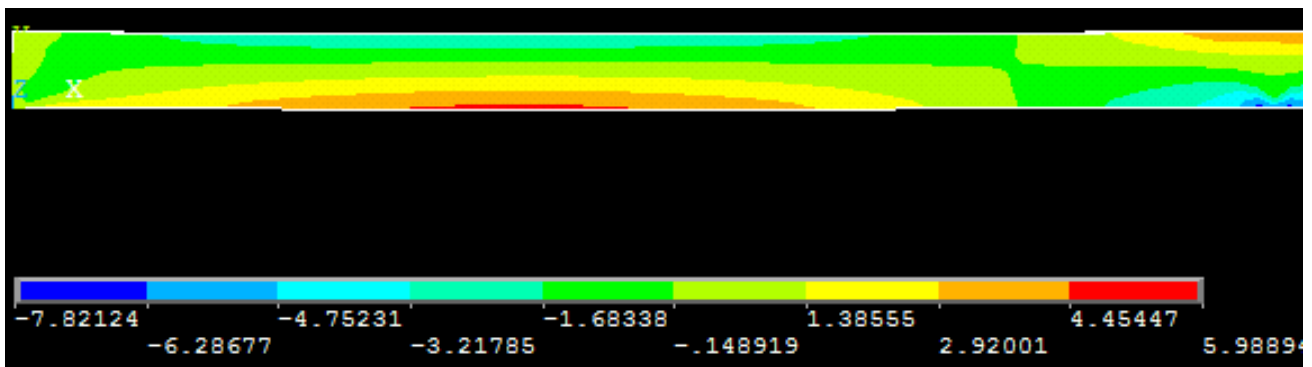


FIGUUR 51: 2E ORDE UNITY-CHECK 1 CONSTRUCTIE 2

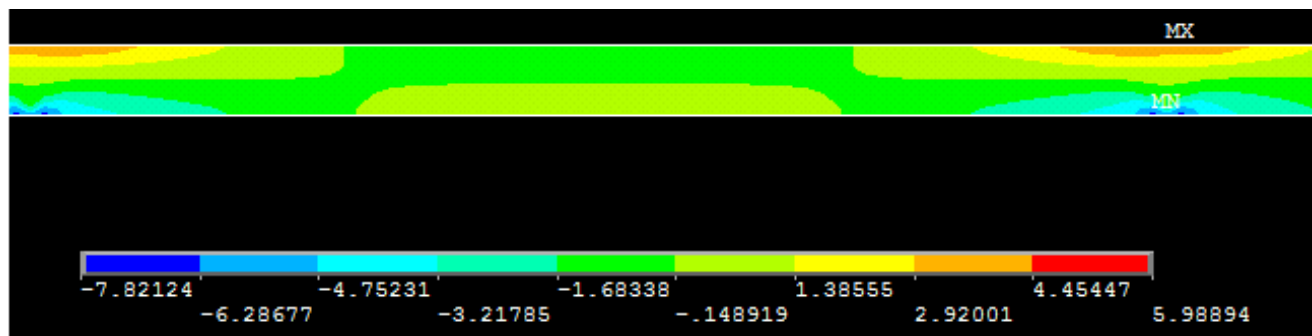


FIGUUR 52: 2E ORDE UNITY-CHECK 2 CONSTRUCTIE 2

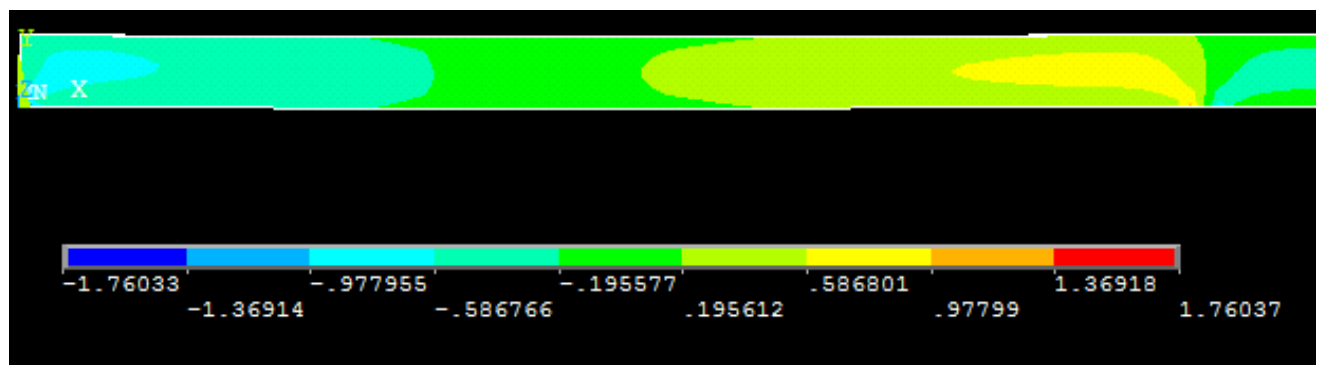
Wanneer gekeken word naar de unity-checks van constructie 2 (figuur 50 en 51) is te zien dat de constructie bezwijkt als gevolg van het bereiken van de bezwijkspanning bij een belasting q van 2,7 kN/m voor unity-check 1 en 4,04 kN/m voor unity-check 2. Ook is in dezelfde grafieken goed te zien dat in constructie 2 de schuifkrachten maatgevend zijn voor deze bezwijkvorm. De minimale belasting is lager dan de belasting van 3,5 kN/m waarbij kipinstabiliteit optreedt. Constructie 2 zal dus, evenals constructie 1, bezwijken door het bereiken van de bezwijkspanningen. Bij deze figuren zijn ook de spanningsverdeling bij een belasting van 2,7 kN/m gegeven (figuur 53 t/m 56).



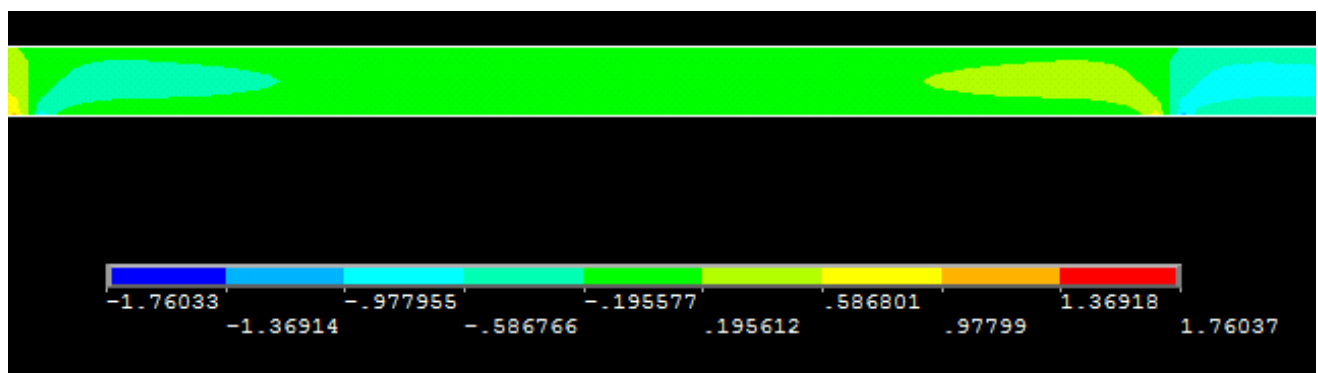
FIGUUR 53: BUIGSPANNINGSVERDELING ZIJDEEL CONSTRUCTIE 2 (kN/M)



FIGUUR 54: BUIGSPANNINGSVERDELING MIDDENDEEL CONSTRUCTIE 2 (IN kN/M)



FIGUUR 55: SCHUIFSPANNINGSVERDELING ZIJDEEL CONSTRUCTIE 2 (IN kN/M)



FIGUUR 56: SCHUIFSPANNINGSVERDELING MIDDENDEEL CONSTRUCTIE 2 (IN kN/M)

5. Vergelijking uitkomsten

5.1. Inleiding

Nu zowel de 1^e orde als de 2^e orde toetsingen op kipinstabiliteit voltooid zijn, kunnen de waarden uit beide unity-check toetsingen worden vergeleken. Allereerst zullen de resultaten voor de bekende belastingen worden vergeleken. Dit zijn de unity-checks die berekend zijn voor de gegeven belastingen uit het rapport van het Rotterdam Centraal station [4] in hoofdstuk 3. Hiervan zal voor de bekende belastingen de waarde van de unity-check bepaald worden aan de hand van de gegevens uit de 2^e orde lineaire berekening met Ansys, waarna deze met de eerder genoemde resultaten zullen worden vergeleken. Rekening moet worden gehouden met het feit dat unity-check uit de 2^e orde toetsing een combinatie is van buigspanning en schuifspanning, waarbij dit voor de 1^e orde toetsing enkel buigspanning is. Voor de beide unity-checks en de verschillen hiertussen zal het verschil als volgt worden berekend:

$$\text{verschil unitychecks} = \text{unitycheck } 1^{\text{e}} \text{ orde} - \text{unitycheck } 2^{\text{e}} \text{ orde}$$

Naast de vergelijking voor de bekende waarde van de belasting, zal ook het verloop van de unity-checks voor meerdere belastingen worden vergeleken. Dit betreft een vergelijking tussen de bezwijkbelastingen (de belasting waarbij de lijn van de unity-check de unity-check=1 lijn snijdt) uit de 1^e orde toetsing en de bezwijkbelasting 1 en 2 uit de 2^e orde toetsing. De verschillen worden uitgedrukt in een waarde (kN/m) en percentage (%) worden uitgedrukt. Deze worden als volgt bepaald:

$$q; \text{verschil} = q; 2^{\text{e}} \text{ orde} - q; 1^{\text{e}} \text{ orde}$$

$$\text{verschilpercentage} = \frac{q; 2^{\text{e}} \text{ orde} - q; 1^{\text{e}} \text{ orde}}{q; 2^{\text{e}} \text{ orde}} \cdot 100\%$$

Voor de bezwijkbelasting 1 (bezwijken op kipinstabiliteit) word de waarde van de belasting waarbij de unity-check volgens de 1^e orde berekening de unity-check=1 lijn snijdt, vergeleken met de waarde van de belasting waarbij de constructie volgens de 2^e orde berekening kipt.

Voor de bezwijkbelasting 2 (bezwijken door optreden bezwijkspanning) word de waarde van de belasting waarbij de unity-check volgens de 1^e orde berekening de unity-check=1 lijn snijdt, vergeleken met de waarde van de belasting waarbij de unity-check volgens de 2^e orde berekening deze lijn snijdt.

Deze verschillen zullen eveneens worden verwerkt in een grafiek, waaruit zal blijken of er met een 1^e orde toetsing op kipinstabiliteit een benadering gemaakt kan worden aan de 2^e orde toetsing. Dit kan een benadering zijn aan bezwijkbelasting 1 of 2 uit de 2^e orde toetsing.

5.2. Constructie 1

Hieronder zullen allereerst de toetsingen van bekende belastingen worden vergeleken voor de gehele constructie, deze zijn verwerkt in tabel 10. Omdat voor de unity-check 2 de minimale bezwijkbelasting gevonden is, zal deze gebruikt worden voor de toetsing van de bekende belastingen. In de tabel is te zien dat alle verschillen positief zijn, op de TGB toetsing voor het zijdeel van de randligger na. Daarnaast is er uit de tabel op te maken dat de Eurocode 5-toetsing, met de theorie van Roeland van Straten, een nauwkeurigere voorspelling geeft van de unity-check dan de TGB-toetsing. Dit houdt in dat de 1^e orde toetsingen, volgens zowel Eurocode 5 als TGB, voor de gegeven belastingen een veilige voorspelling is en dat de constructie bij deze belastingen niet zal bezwijken. De uitzondering hierop is het zijdeel van de randligger, maar omdat de waarde van de 2^e orde unity-check ook kleiner is dan 1 geeft dit bij deze belasting geen probleem.

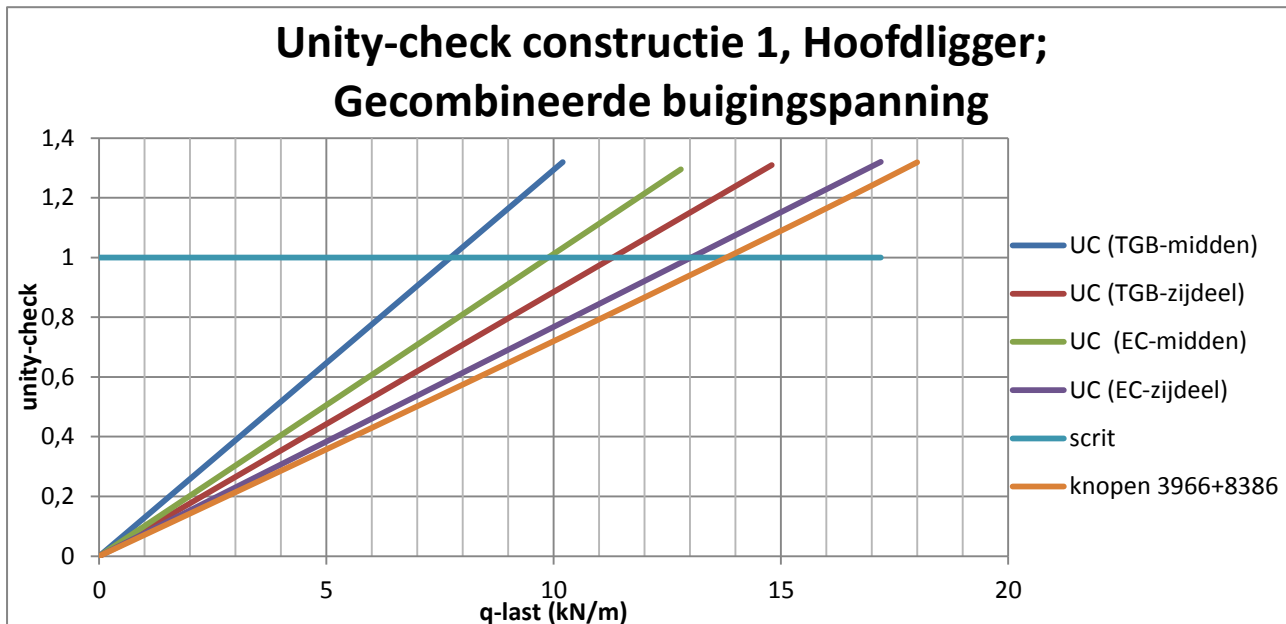
		q-last (kN/m)	Unity-check 1 ^e orde	Unity-check 2 ^e orde	Vershil Unity-checks
TGB					
Hoofdligger 1	Midden	7,97	1,03	0,57	0,46
	Zijdeel	7,97	0,70	0,57	0,13
Hoofdligger 2	Midden	6,28	0,81	0,45	0,36
	Zijdeel	6,28	0,56	0,45	0,11
Randligger	Midden	8,69	0,49	0,44	0,05
	Zijdeel	8,69	0,31	0,44	-0,13
Eurocode 5					
Hoofdligger 1	Midden	7,97	0,81	0,57	0,24
	Zijdeel	7,97	0,61	0,57	0,04
Hoofdligger 2	Midden	6,28	0,64	0,45	0,19
	Zijdeel	6,28	0,48	0,45	0,03
Randligger	Midden	8,69	0,49	0,44	0,05
	Zijdeel	8,69	0,45	0,44	0,01

TABEL 10: VERGELIJKING 1E EN 2E ORDE UNITY-CHECKS VOOR DE BEKENDE BELASTINGEN

5.2.1. Constructie 1; Hoofdligger

Voor de vergelijking op bezwijkbelastingen van de hoofdligger van de constructie, zijn ter illustratie de verschillende unity-checks van zowel de 1^e als 2^e orde (uit hoofdstuk 3 en 4) berekening in 1 figuur geplaatst (figuur 57). Voor de hoofdligger van constructie 1 zijn in hoofdstuk 4 de volgende bezwijkbelastingen gevonden:

- Bezwijkbelasting 1: $q_1=21$ kN/m
- Bezwijkbelasting 2: $q_2=13,8$ kN/m



FIGUUR 57: VERGELIJKING 1E EN 2E ORDE UNITY-CHECK HOOFDLIGGER CONSTRUCTIE 1

De bezwijkbelastingen volgens de 1^e orde toetsing, gevonden in hoofdstuk 3, worden hier vergeleken met de hierboven beschreven bezwijkbelastingen volgens de 2^e orde toetsing.

	q_{uc} (kN/m)	$q_{verschil,1}$ (kN/m)	Vershilpercentage 1	$q_{verschil,2}$ (kN/m)	Vershilpercentage 2
TGB-midden	7,8	13,2	63%	6,0	43%
TGB-zijdeel	11,3	9,7	46%	2,5	18%
EC-midden	9,9	11,1	53%	3,9	28%
EC-zijdeel	13,0	8,0	38%	0,8	6%

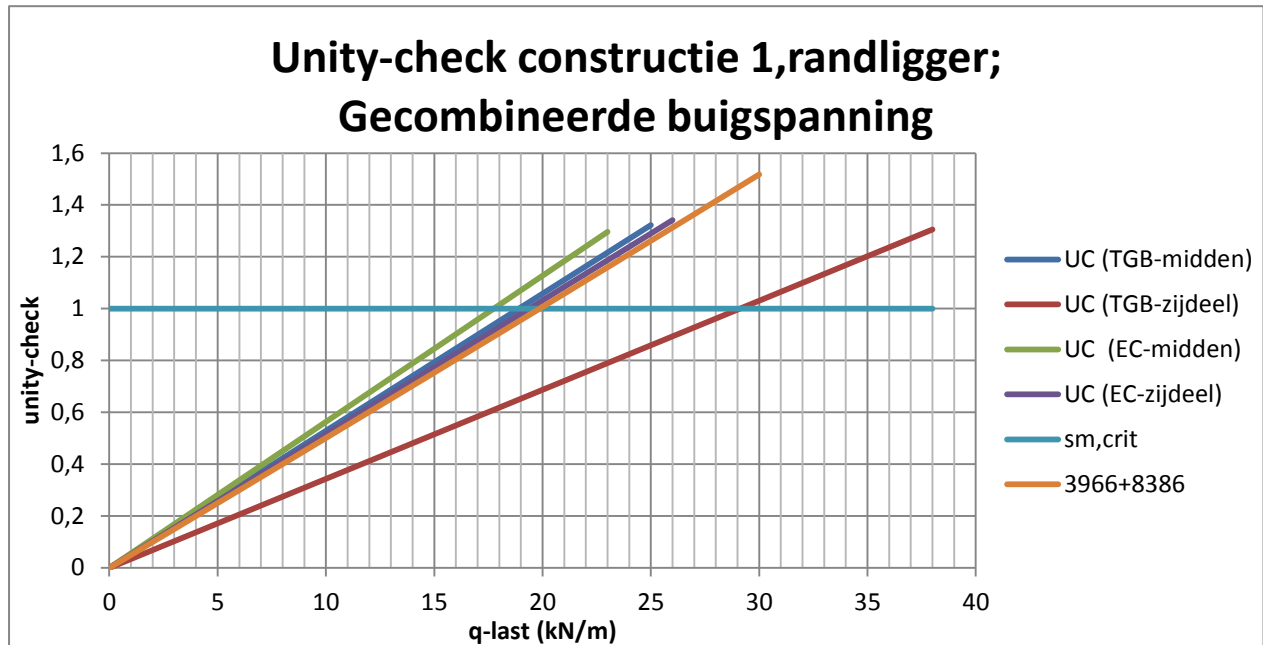
TABEL 11: VERGELIJKING BEZWIJKBELASTINGEN VOOR HOOFDLIGGER CONSTRUCTIE 1

In de grafiek is te zien dat de 1^e orde unity-checks allemaal veilig zijn ten opzichte van de 2^e orde unity-checks, aangezien deze een lagere bezwijkbelasting voorspellen. Daarnaast is te zien dat, evenals in 5.2 is opgemerkt, de Eurocode 5-toetsing met behulp van de theorie van Roeland van Straten een voorspelling geeft van de bezwijkbelasting, waar de TGB-toetsing vooral een veilige voorspelling geeft.

5.2.2. Constructie 1, randligger

Evenals voor de hoofdligger, zijn ook hier de unity-checks van zowel de 1^e als 2^e orde in 1 grafiek geplaatst (figuur 58). Voor de randligger van constructie 1 zijn in hoofdstuk 4 de volgende bezwijkbelastingen gevonden:

- Bezwijkbelasting 1: $q_1 = 36 \text{ kN/m}$
- Bezwijkbelasting 2: $q_2 = 20 \text{ kN/m}$



FIGUUR 58: VERGELIJKING 1E EN 2E ORDE UNITY-CHECK RANDLIGGER CONSTRUCTIE 1

Hieronder worden net als voor de hoofdligger van constructie 1 de bezwijkbelastingen uit 1^e en 2^e orde vergeleken.

	q_{uc} (kN/m)	$q_{verschil,1}$ (kN/m)	Verschilpercentage 1	$q_{verschil,2}$ (kN/m)	Verschilpercentage 2
TGB-mid	18,9	17,1	81%	1,1	6%
TGB-zij	29,1	6,9	19%	-9,1	-46%
EC-mid	17,7	18,3	51%	2,3	12%
EC-zij	19,3	16,7	46%	0,7	4%

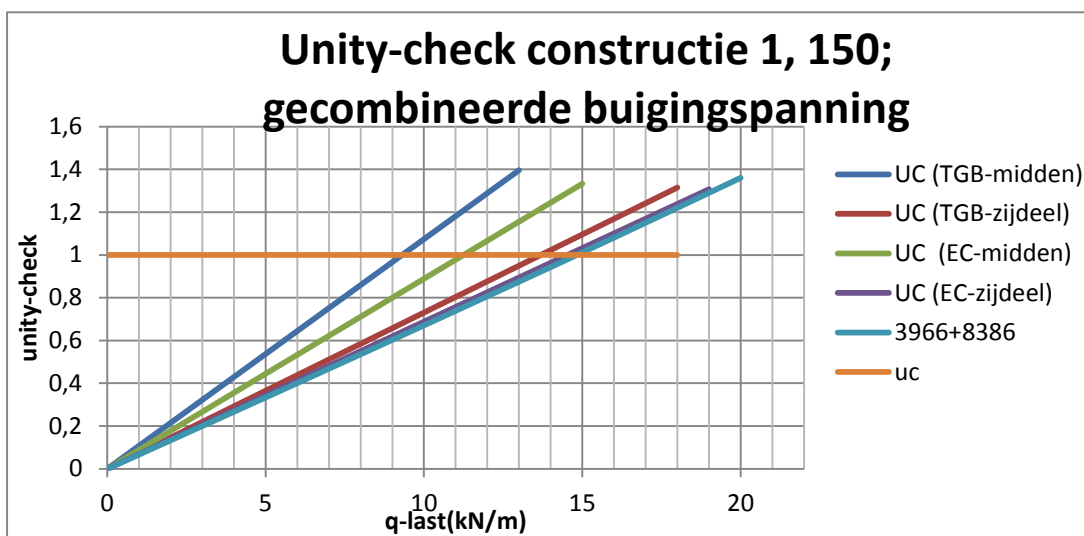
TABEL 12: VERGELIJKING BEZWIJKBELASTINGEN VOOR RANDLIGGER CONSTRUCTIE 1

In deze unity-checks voor de randligger, in vergelijking met de hoofdligger, van constructie 1 is te zien dat een toename van de breedte leidt tot een overschatting van bezwijkbelasting 2 door de TGB norm voor het zijdeel van de constructie. Deze overschatting van de belasting zal in de volgende paragraaf(3.1.2) nader worden bekeken. Daarnaast is te zien dat de overige 1^e orde toetsingen, zowel de Eurocode 5- als de TGB-toetsing voor het middendeel, voor de randligger een bezwijkbelasting voorspellen die (in belasting en percentage) minder verschilt van de 2^e orde toetsing dan voor de hoofdligger.

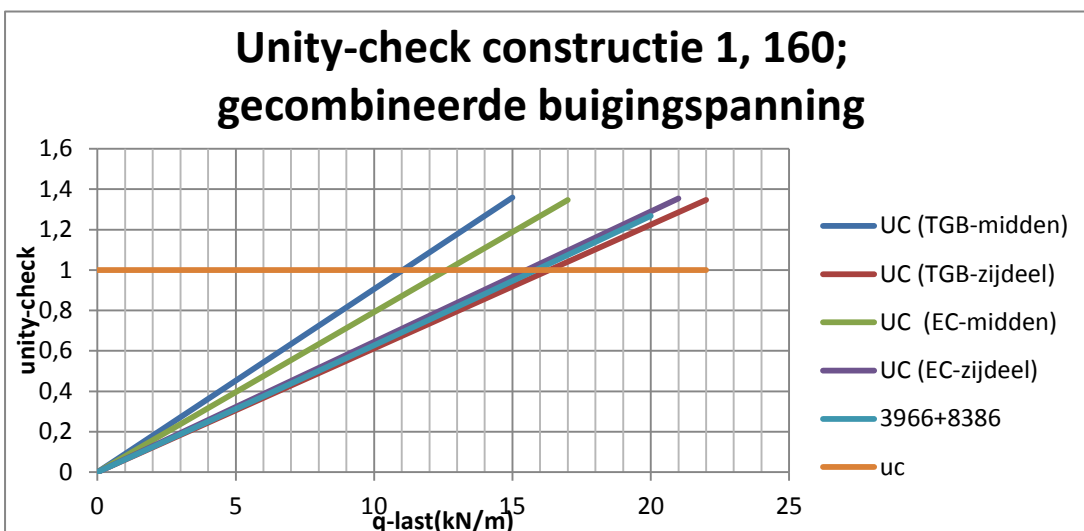
5.2.3. Verschillende breedten voor constructie 1

Om zeker te zijn dat de overschatting van de belasting geen toevallige rekenfout is, zal de unity-check voor zowel 1^e orde als 2^e orde berekeningen herhaald worden voor de verschillende breedten tussen de hoofdligger (140 mm) en de randligger (200 mm). Alle spanningen worden bekeken in knoop 3966 in doorsnede 3 en uitgezet in unity-check 2 (figuur 59 t/m 63), aangezien deze gegevens voor zowel de hoofd- als de randligger maatgevend zijn. Hierbij zullen de volgende afmetingen getoetst worden (waarbij de overige maten en eigenschappen onveranderd blijven):

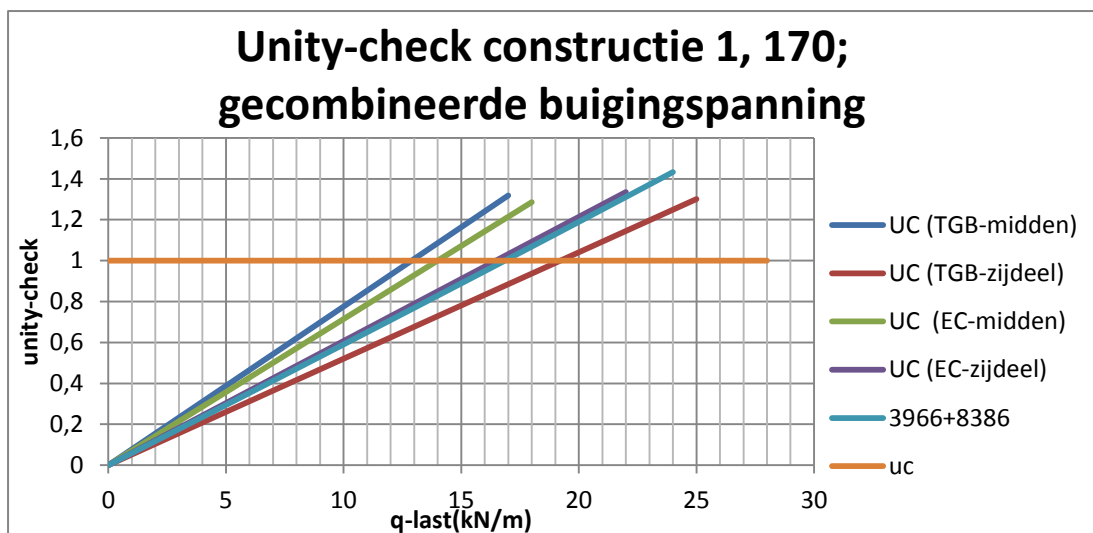
- Hoogte x breedte = 1305 x 150
- Hoogte x breedte = 1305 x 160
- Hoogte x breedte = 1305 x 170
- Hoogte x breedte = 1305 x 180
- Hoogte x breedte = 1305 x 190



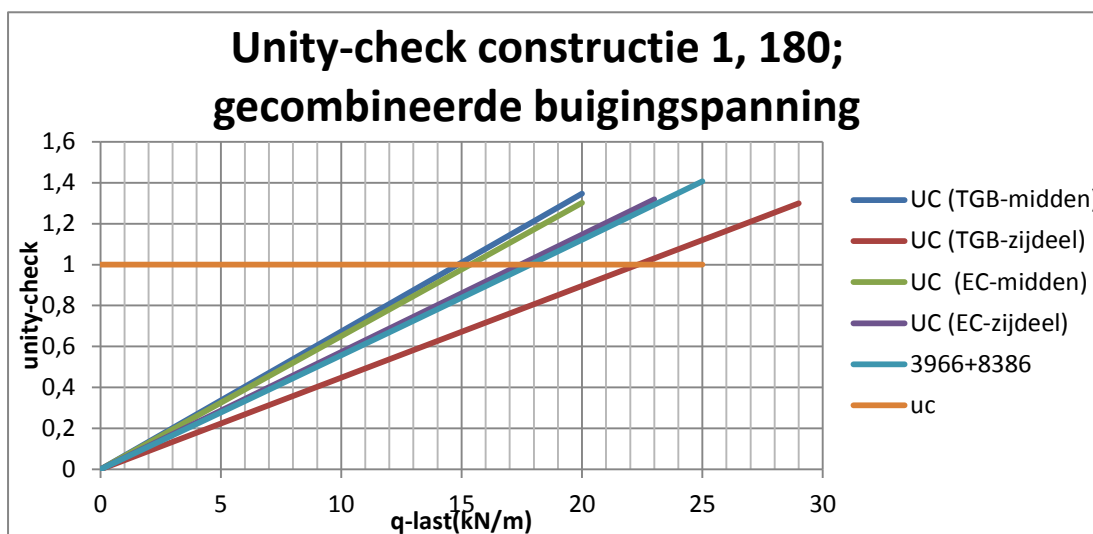
FIGUUR 59: VERGELIJKING 1E EN 2E ORDE UNITY-CHECK 2; CONSTRUCTIE 1 MET 150 MM BREEDTE



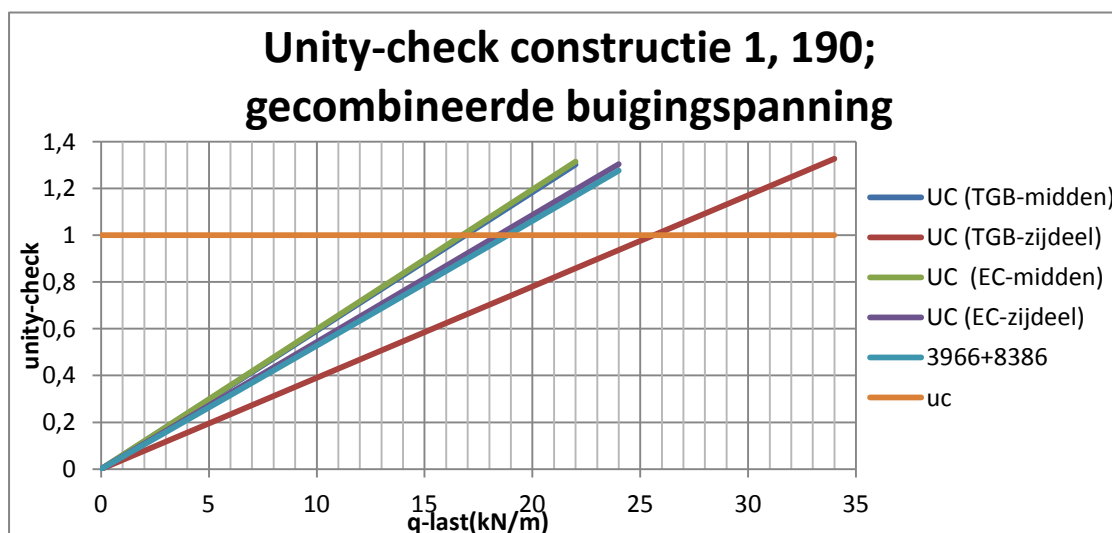
FIGUUR 60: VERGELIJKING 1E EN 2E ORDE UNITY-CHECK 2; CONSTRUCTIE 1 MET 160 MM BREEDTE



FIGUUR 61: VERGELIJKING 1E EN 2E ORDE UNITY-CHECK 2; CONSTRUCTIE 1 MET 170 MM BREEDTE



FIGUUR 62: VERGELIJKING 1E EN 2E ORDE UNITY-CHECK 2; CONSTRUCTIE 1 MET 180 MM BREEDTE



FIGUUR 63: VERGELIJKING 1E EN 2E ORDE UNITY-CHECK 2; CONSTRUCTIE 1 MET 190 MM BREEDTE

Er is nu duidelijk te zien dat de waarde van de 1^e orde unity-check voor het zijdeel van constructie 1, getoetst met behulp van de TGB norm, 'wegloopt' bij de 2^e orde unity-check naarmate de breedte groter wordt. Daarnaast is ook te zien dat waarde van de 1^e orde unity-check voor het middendeel van constructie 1, tevens getoetst met behulp van de TGB norm, ook sneller groeit ten opzichte van deze 2^e orde unity-check.

De waarden van de 1^e orde unity-check welke met behulp van de Eurocode 5- toetsing (met behulp van de theorie van Roeland van Straten) zijn bepaald daarentegen, ondervinden op het eerste gezicht een zelfde soort groei als de 2^e orde unity-check. Hieronder zijn de waarden van de bezwijkbelastingen q uit de verschillende 1^e orde toetsingen en de waarden van bezwijkbelasting 1 en 2 uit 2^e orde toetsingen voor de verschillende breedte van de doorsnede in een tabel (TABEL 13) weergegeven.

	q_{150} (kN/m)	q_{160} (kN/m)	q_{170} (kN/m)	q_{180} (kN/m)	q_{190} (kN/m)
TGB-midden	9,3	11,1	13,0	14,8	16,9
TGB-zijdeel	13,7	16,4	19,2	22,3	25,7
EC-midden	11,3	12,7	14,0	15,4	16,8
EC-zijdeel	14,5	15,6	16,5	17,4	18,5
q1	26	32	36	40	48
q2	14,8	15,8	16,8	17,8	18,8

TABEL 13: OPSOMMING BEZWIJKBELASTINGEN CONSTRUCTIE 1 BIJ DE VERSCHILLENDE BREEDTEN

		q_{150} (kN/m)	q_{160} (kN/m)	q_{170} (kN/m)	q_{180} (kN/m)	q_{190} (kN/m)
Verschil q1	TGB-midden	16,7	20,9	23	25,2	31,1
	TGB-zijdeel	12,3	15,6	16,8	17,7	22,3
	EC-midden	14,7	19,3	22	24,6	31,2
	EC-zijdeel	11,5	16,4	19,5	22,6	29,5
Verschil q2	TGB-midden	5,5	4,7	3,8	3	1,9
	TGB-zijdeel	1,1	-0,6	-2,4	-4,5	-6,9
	EC-midden	3,5	3,1	2,8	2,4	2
	EC-ZIJDEEL	0,3	0,2	0,3	0,4	0,3

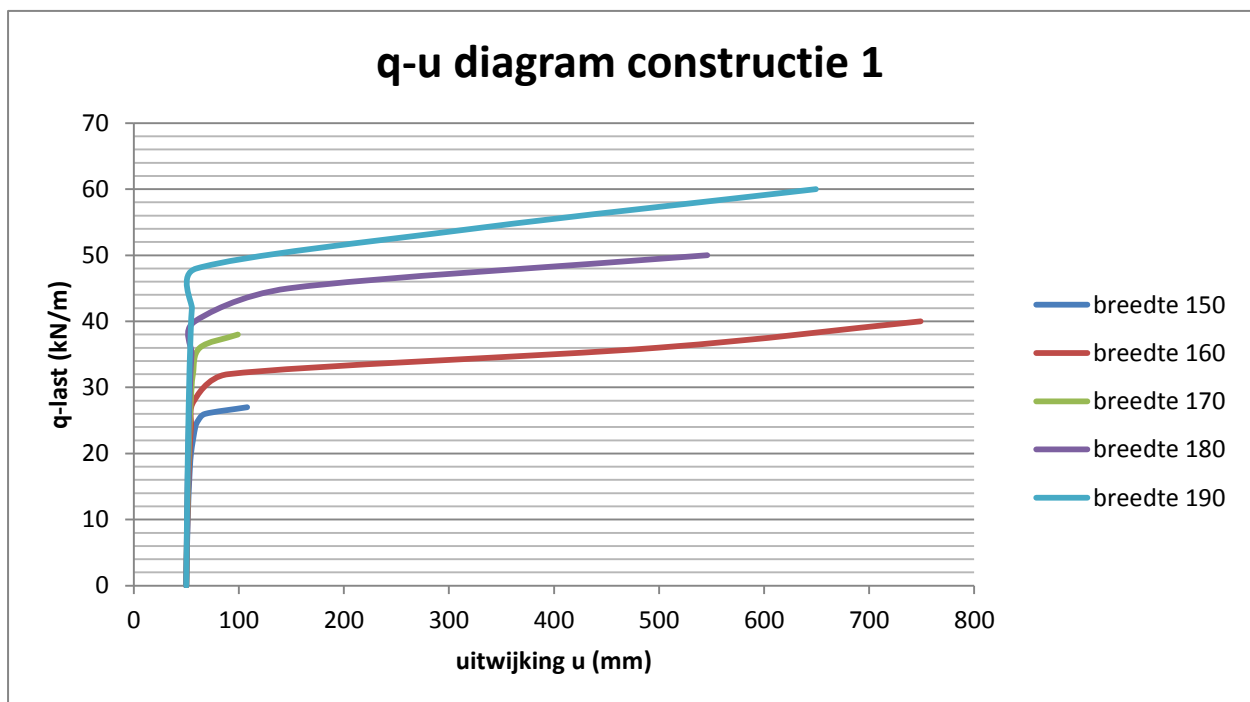
TABEL 14: VERSCHILLEN TUSSEN BEZWIJKBELASTINGEN UIT 1E- EN 2E-ORDE TOETSING

Uit TABEL 14 blijkt dat de 1^e orde toetsingen, volgens zowel de Eurocode als de TGB, steeds meer verschilt van de 2^e orde toetsingen op kipinstabiliteit (bezwijkbelasting q_1) naarmate de doorsnede breder wordt. Het verschil tussen de 1^e orde Eurocode 5-toetsing en de 2^e orde toetsing groeit echter wel sneller dan het verschil tussen de 1^e orde TGB-toetsing en de 2^e orde toetsing.

Voor de toetsing aan kipinstabiliteit houdt dit in dat de waarden van de belasting volgens de 1^e orde Eurocode- en de TGB-toetsing minder snel stijgen dan deze volgens de 2^e orde toetsing, met als gevolg dat de toetsing steeds minder nauwkeurig wordt.

Voor de toetsing op bezwijken door optreden van de bezwijkspanningen (bezwijkbelasting q_2) geldt dat de verschillen tussen de toetsing volgens de 1^e orde Eurocode- en de TGB-toetsing echter steeds kleiner worden ten opzichte van de 2^e orde toetsing. Hierbij daalt het verschil in de waarden van de belasting tussen de toetsing volgens de 1^e orde TGB en de 2^e orde sneller dan de waarden van de belasting tussen de toetsing volgens de 1^e orde Eurocode en de 2^e orde toetsing.

Dit houdt in dat de waarden van de belasting volgens de 1^e orde Eurocode- en TGB-toetsing sneller stijgen dan deze voor de 2^e orde toetsing doen, met als gevolg dat de waarden van de belasting volgens de 1^e orde TGB-toetsing de maximale belasting overschrijdt voor de bekeken breedten. Het is waarschijnlijk dat dit ook zal gebeuren voor de waarde van de belasting uit de 1^e orde Eurocode 5-toetsing wanneer ditzelfde patroon zich voortzet bij grotere breedten.



FIGUUR 64: Q-U DIARGAM CONSTRUCTIE 1 VOOR VERSCHILLENDE BREEDTEN

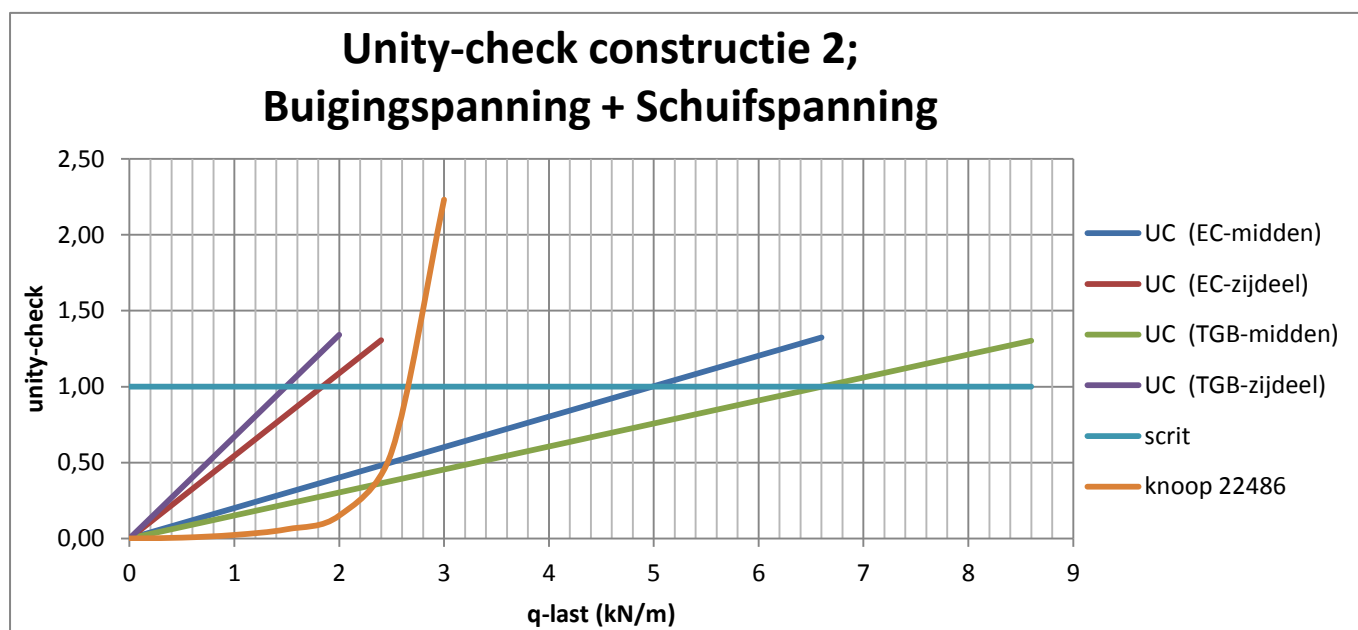
5.3. Constructie 2

Hieronder zijn allereerst de toetsingen van bekende belastingen vergeleken voor de gehele constructie, deze zijn verwerkt in TABEL 15. In de tabel is te zien dat, in tegenstelling tot constructie 1, niet alle verschillen positief zijn. Het positieve verschil blijft enkel voorbehouden aan de verschillen tussen 1^e en 2^e orde toetsing van de zijdelen van de constructie voor zowel 1^e orde Eurocode- als TGB-toetsing. Dit verschil bij het middelste deel van de constructie is voor zowel de 1^e orde Eurocode- als TGB-toetsing negatief. Dit houdt in dat de 1^e orde toetsingen voor het middelste deel van constructie 2, volgens zowel Eurocode als TGB, voor de gegeven belastingen een onveilige voorspelling geven. Echter zal de constructie, zoals voorspeld, bij deze belasting niet bezwijken. Het verschil in 1^e en 2^e orde toetsing zit waarschijnlijk in het feit dat in de gehele constructie het middendeel en de zijdelen verbonden zijn, waar dit in de afzonderlijke modellen niet het geval is. Dit heeft tot gevolg dat ook de interactie tussen beide delen niet meegenomen wordt welke, zo blijkt, zorgt voor een hogere waarde van de unity-check dan voorspeld.

	q-last	Unity-check 1 ^e orde	Unity-check 2 ^e orde	Vershil
TGB				
Midden	2,61	0,40	0,88	-0,48
Zijdeel	2,61	1,75	0,88	0,87
Eurocode				
Midden	2,61	0,52	0,88	-0,36
Zijdeel	2,61	1,42	0,88	0,54

**TABEL 15: VERGELIJKING
UNITY-CHECKS VOOR DE
BEKENDE BELASTING**

Voor de vergelijking tussen het verloop van de unity-checks bij meerdere belastingen, zijn deze (verkregen uit hoofdstuk 3 en 4) hieronder weergegeven in 1 figuur (figuur 65).



FIGUUR 65: VERGELIJKING 1E EN 2E ORDE UNITY-CHECK CONSTRUCTIE 2

Voor constructie 2 zijn in hoofdstuk 4 de volgende bezwijkbelastingen gevonden:

- Bezwijkbelasting 1: $q_1=3,5\text{kN/m}$
- Bezwijkbelasting 2: $q_2=2,7\text{kN/m}$

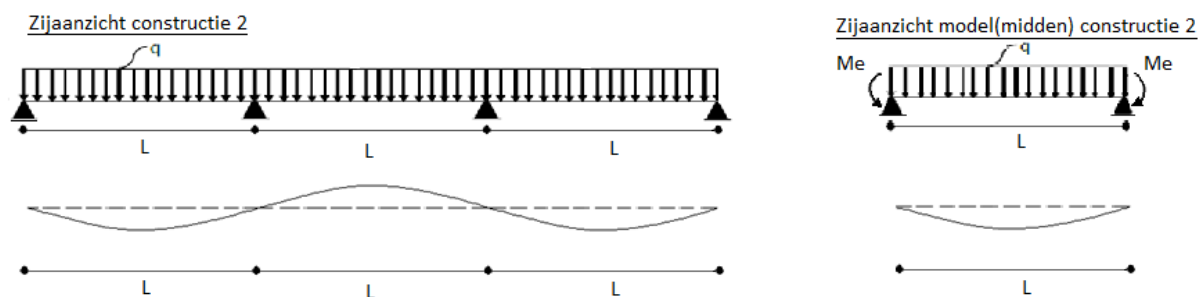
	q_{uc} (kN/m)	$q_{\text{verschil},1}$ (kN/m)	Verschilpercentage 1	$q_{\text{verschil},2}$ (kN/m)	Verschilpercentage 2
TGB-mid	6,6	-0,9	-89%	-3,9	-177%
TGB-zij	1,5	2,0	57%	1,2	44%
EC-mid	5	-1,5	-43%	-2,3	-85%
EC-zij	1,8	1,7	49%	0,9	33%

TABEL 16: VERSCHIL BEZWIJKBELASTINGEN TUSSEN 1E- EN 2E ORDE TOETSING

In de grafiek is te zien dat de waarde voor de bezwijkbelasting voor het zijdeel van de constructie volgens de 1^e orde Eurocode- en de TGB-toetsing lager zijn dan deze waarde voor 2^e orde toetsing. Wanneer gekeken wordt naar de tabel blijkt dat dit niet alleen geldt voor de unity-check voor het bezwijken door optreden van de bezwijkspanningen (bezwijkbelasting 2), maar ook voor het bezwijken door kipinstabiliteit (bezwijkbelasting 1). Deze bezwijkbelasting 1 is hoger dan de bezwijklast voor het bezwijken door de bezwijkbelasting, waardoor de ligger bezwijkt alvorens kip optreedt.

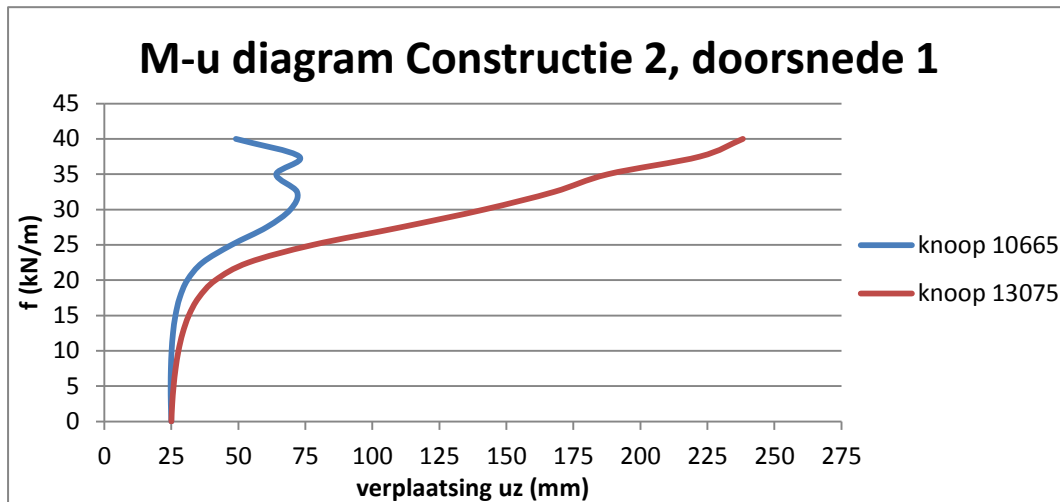
De waarde van de bezwijkbelasting voor het middendeel van de constructie is volgens de 1^e orde Eurocode- en TGB-toetsing hoger dan deze waarde voor 2^e orde toetsing.

Dit is te wijten aan het feit dat, zoals op pagina 57 besproken, de afzonderlijk getoetste modellen geen interactie vertonen. In het werkelijke model gebeurt dit wel, en wel op de volgende manier. Anders dan in constructie 1 is constructie 2 op 4 punten opgelegd waardoor er 3 even lange ongesteunde liggers ontstaan, waarvan 2 zijdelen en 1 middendeel. Wanneer de gehele constructie verticaal wordt belast zal deze een zakking in verticale richting ondervinden, welke door de stijfheid van de ligger niet in alle 3 de delen positief (neerwaarts) kan zijn. Deze zakking zal in de zijdelen positief (omlaag) zijn en in het middendeel negatief (omhoog), omdat de zijdelen bij elkaar dubbel zo veel belasting ondervinden als het middendeel (figuur 66). Ditzelfde effect vindt plaats bij zijdelingse verplaatsing en rotatie (kip). Door deze interactie van buiging en rotatie zal ook de spanningsverdeling veranderen ten opzichte van het model van het middendeel van de constructie, waardoor een 1^e orde toetsing hiervan niet overeenkomt met de 2^e orde toetsing van de gehele constructie.

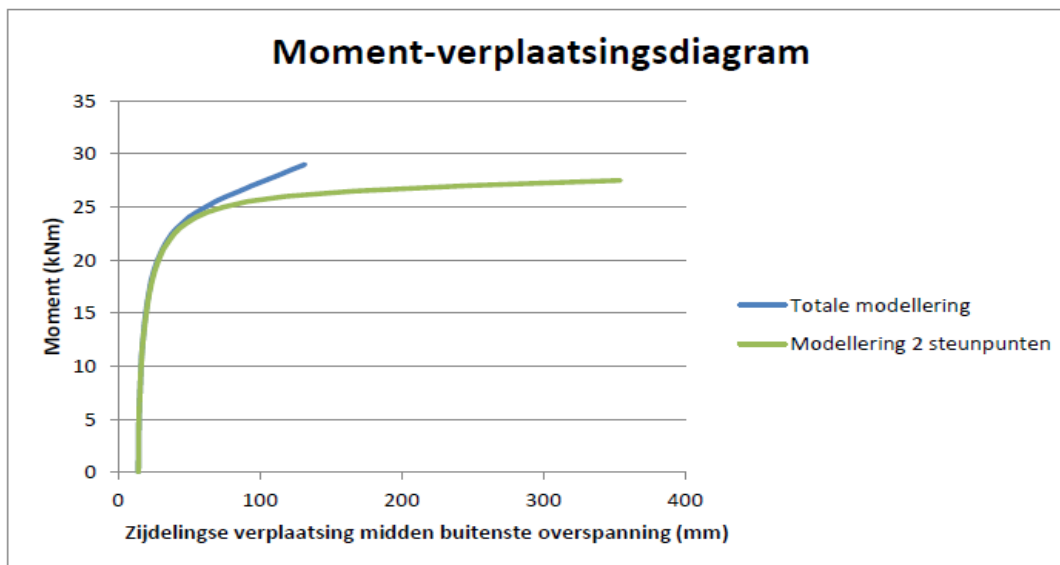


FIGUUR 66: ZIJAAZICHT DOORBUIGING CONSTRUCTIE 2

De kipinstabiliteit voor constructie 2 is ook getoetst door Roeland van Straten, waarbij hij gebruik heeft gemaakt van het eindige elementen methode (EEM) DIANA voor de totale overspanning en een model van het buitenste deel van constructie 2. Dit model is een ligger op 2 steunpunten met rotatieveren aan de uiteinden, waarbij 1 rotatieveer geen veerstijfheid heeft (de gaffeloplegging) en de andere rotatieveer een veerstijfheid k_r heeft van $3EI/l$. Deze rotatieveer heeft dezelfde invloed als het middendeel van de constructie. Dit model wordt verder buiten beschouwing gelaten.



FIGUUR 67: Q-U DIAGRAM ZIJDEEL CONSTRUCTIE 2



FIGUUR 68: Q-U DIAGRAM ZIJDEEL CONSTRUCTIE 2. BRON: RAPPORT ROELAND VAN STRATEN [1]

Te zien is in de 2 grafieken (figuur 67 en 68) dat de constructie zich, volgens beide EEM berekening, tot ongeveer 30 kNm hetzelfde gedragen. Ook is in het verslag van Roeland van Straten vermeld dat de constructie zich na het uitkippen weer stabiliseert, dit is echter niet in de grafiek in zijn rapport weergegeven. In grafiek is dit wel weergegeven, waar het duidelijk zichtbaar is dat de constructie zich lijkt te stabiliseren, om vervolgens bij een hogere belasting alsnog te bezwijken op kipinstabiliteit. Beide voorspellingen voor de kipinstabiliteit komen dus goed overeen.

6. Conclusie

6.1. Literatuurstudie

Uit de literatuurstudie blijkt dat beide 1^e orde toetsingen, de Eurocode- en de TGB-toetsing, uitgaan van dezelfde unity-check (met uitzondering van de notatie). Deze is de volgende:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

Hieruit is duidelijk dat beide toetsingen gebruik maken van de kipinstabiliteitsfactor (k_{crit} in de Eurocode 5 en k_{ins} in de TGB), welke een reductiefactor is voor de rekenwaarde van de buigspanning. Echter word deze kipinstabiliteitsfactor voor beide toetsingmethoden anders bepaald.

Voor de toetsing met behulp van de Eurocode wordt gebruik gemaakt van de theorie van Roeland van Straten, waarbij voor verschillende eindmomenten een momentfactor kan worden afgelezen uit een hoogtekaart. Met deze momentfactor kan de effectieve kiplengte (een factor welke de constructie relateert aan het basisgeval) en op zijn beurt de kipinstabiliteitsfactor bepaald worden.

Voor de toetsing met behulp van de TGB word gebruik gemaakt van de doorsnedeneigenschappen van de ligger, met welke de kipinstabiliteitsfactor bepaald kan worden.

Buiten het verschil in bepaling van de kipinstabiliteitsfactor wordt ook de optredende buigspanning ($\sigma_{m,d}$) in beide toetsingen op een andere manier bepaald.

Voor de Eurocode 5 is deze spanning afhankelijk van het maximale moment in de constructie, waar deze spanning voor de TGB afhankelijk is van het verloop van het moment tussen een ¼ en ¾ van de totale overspanning.

6.2. Vergelijking 1^e en 2^e orde berekening voor constructie 1

Na vergelijking van de 1^e en 2^e orde lineaire toetsing van constructie 1, blijkt dat de overeenkomst hiertussen afhankelijk is van de breedte van de doorsnede. Hierbij is de unity-check van de 1^e orde TGB-toetsing het meest gevoelig voor de breedte van de doorsnede waarbij deze, naar mate de breedte toeneemt, sneller in waarde toeneemt dan de 2^e orde toetsing. Daarnaast is duidelijk dat zowel de 1^e orde Eurocode 5- als de TGB-toetsing, wanneer de minimale belasting uit deze toetsingen als maatgevend word aangenomen, een betere benadering vormen voor bezwijkbelasting 2 (bezwijken door het optreden van de bezwijkspanning) dan voor bezwijkbelasting 1 (bezwijken door kipinstabiliteit).

Er is echter geen duidelijk verband te vinden tussen de 1^e orde toetsingen en 2^e orde toetsing van belastinggeval 2. De reden hiervoor is waarschijnlijk dat, voor beide liggerdelen, door het verdelen van de totale ligger in modellen waarbij de kipsteunen dienen als gaffelopleggingen, weinig tot geen interactie plaatsvinden tussen de verschillende modellen. Ook is de invloed van de zeeg onbehandeld in de 1^e orde toetsing.

Door deze redenen is de bezwijkbelasting niet goed te voorspellen. Echter kan er wel geconcludeerd worden dat de 1^e orde Eurocode 5- en TGB-toetsingen trachten bezwijkbelasting 2 te benaderen, en niet bezwijkbelasting 1.

6.3. Vergelijking 1^e en 2^e orde berekening voor constructie 2

In tegenstelling tot constructie 1 is het zo dat na 1^e en 2^e orde lineaire toetsing, het nog ongewis is of de 1^e orde Eurocode 5- en TGB-toetsing een betere benadering vormen voor bezwijkbelasting 1 of voor bezwijkbelasting 2. Dit omdat beide resultaten relatief dicht bij elkaar liggen en de waarden van de unity-checks uit de 1^e orde Eurocode- en TGB-toetsing juist ver uit elkaar liggen. De oorzaak hiervan ligt in hetzelfde probleem als bij constructie 1, dit is het gebrek aan interactie tussen de verschillende modellen van de constructie. Echter is het probleem bij constructie 2, zoals uitgelicht op pagina 58, van een andere orde dan bij constructie 1. Waar er bij constructie 1 sprake is van verticale doorbuiging in dezelfde richting, is er bij constructie 2 sprake van verticale doorbuiging in verschillende richtingen door de oplegging op 4 steunpunten.

Omdat deze invloed bijdraagt aan het spanningsverloop in de doorsnede (er vormt zich in de zijdelen een drukzone bovenin en een trekzone onderin de doorsnede, waar dit in het middelste deel precies andersom is) wordt de toetsing op kipinstabiliteit door 1^e orde Eurocode- en TGB-toetsing onmogelijk.

6.4. Beantwoording hoofd- en subvragen.

Voor het beantwoorden van de hoofd- en subvragen worden deze allereerst herhaald.

De hoofdvraag luidt:

- Wat is het verschil tussen 1^e orde en 2^e orde lineair elastische kipinstabiliteitsberekeningen?

De subvragen luiden:

- Is er een verschil tussen de TGB toetsing en de Eurocode 5 toetsing?
- Zijn de momentfactoren van Roeland van Straten veilig bruikbaar?
- Wanneer is de 2^e orde lineair elastische, geometrisch niet-lineaire toetsing een aanbeveling waardig?

Allereerst zullen de subvragen beantwoord worden, waarna de hoofdvraag beantwoordt wordt.

6.4.1. Subvraag 1

Is er een verschil tussen de TGB toetsing en de Eurocode 5 toetsing?

Het antwoord op deze vraag is ja. Zoals in de conclusie van de literatuurstudie is uitgelegd, verschillen de Eurocode 5- en de TGB-toetsing op 2 punten, welke hieronder nogmaals in het kort zullen worden opgesomd.

Het eerste verschil is het bepalen van de kipinstabiliteitsfactor k_{crit} (de reductiefactor voor de rekenwaarde van de buigspanning). Voor de toetsing met behulp van de Eurocode wordt gebruik gemaakt van de theorie van Roeland van Straten, waarbij voor verschillende eindmomenten een momentfactor kan worden afgelezen uit een hoogtekaart. Met deze momentfactor kan de kipinstabiliteitsfactor bepaald worden. Voor de toetsing met behulp van de TGB wordt gebruik gemaakt van de doorsnedeneigenschappen van de ligger om de kipinstabiliteitsfactor te bepalen. Het tweede verschil is de bepaling van de optredende buigspanning $\sigma_{m,d}$. In de Eurocode 5-toetsing wordt deze spanning bepaald met het maximale moment in de constructie en in TGB-toetsing wordt deze spanning bepaald door het momentverloop tussen een ¼ en ¾ van de totale overspanning.

6.4.2. Subvraag 2

Zijn de momentfactoren van Roeland van Straten toepasbaar?

Zoals uit de vergelijking tussen de 1^e en 2^e orde unity-checks van constructie 1 bij de verschillende breedten blijkt, zorgt de 1^e orde Eurocode 5-toetsing met behulp van de theorie van Roeland van Straten voor een veilige bepaling van de bezwijkbelasting. Dit in tegenstelling tot de 1^e orde TGB-toetsing, welke een trent (die zich bij de verschillende breedten voordoet) volgt waardoor het blijkt alsof deze toetsing voor een doorsnede met grote breedte een onveilige bezwijkbelasting blijkt te voorspellen. Echter word ook het verschil tussen de unity-check van de 1^e orde Eurocode 5-toetsing en de 2^e orde toetsing kleiner naarmate de doorsnede breder word. Dit impliceert dat ook de 1^e orde Eurocode 5-toetsing deze trent volgt en 2^e orde toetsing bij een bepaalde breedte gaat overschatten. Deze verloopt echter minder snel dan degene die zich bij de 1^e orde TGB-toetsing voordoet.

Het is echter zo dat zowel de 1^e orde Eurocode 5-toetsing met behulp van de theorie van Roeland van Straten als de TGB-toetsing wel een veilige voorspelling geven voor de bezwijkbelasting van de hoofd- en randliggers van constructie 1, gebruikt bij de constructie van Rotterdam Centraal station. Wanneer ook gekeken word naar de toetsingen bij constructie 2, is het duidelijk dat de 1^e orde Eurocode 5-toetsing met behulp van de theorie van Roeland van Straten, wanneer gekeken naar de laagste bezwijkbelasting, een veilige voorspelling doet voor het bezwijken van de constructie. Nadeel is echter dat voorspellingen voor het midden- en zijdeel ver uit elkaar liggen. Op basis hiervan kan worden geconcludeerd dat de theorie van Roeland van Straten toepasbaar is op de Eurocode 5 voor een ligger op 2 steunpunten waarop kipsteunen zijn toegepast.

6.4.3. Subvraag 3

Wanneer is de 2^e orde lineair elastische, geometrisch niet-lineaire toetsing een aanbeveling waardig?
De 2^e orde lineair elastische, geometrisch niet-lineaire toetsing is de aanbeveling waard wanneer de 1^e orde lineair elastische toetsing geen veilige toetsing van de kipinstabiliteit geeft. Dit is het geval bij constructie 2. De oorzaak van deze onveilige toetsing is zoals eerder uitgelegd, omdat het een oplegging betreft op meer dan 2 steunpunten met een constante belasting over de gehele lengte waarbij in de 1^e orde toetsing de interactie tussen de verschillende modellen niet is meegenomen. De 2^e orde lineair elastische, geometrisch niet-lineaire toetsing is dus de aanbeveling waard bij constructies op meer dan 2 steunpunten met een constante belasting over de gehele lengte van de constructie.

6.4.4. Hoofdvraag

Wat is het verschil tussen 1^e orde en 2^e orde lineair elastische kipinstabiliteitsberekeningen?

Het antwoord op deze vraag is reeds beschreven in de paragrafen 6.2 e 6.3 en is tweeledig. Ten eerste moet er voor 1^e orde toetsingen voor het bij een constructie met 3 of meer opleggingen in de richting van de y-as, of opleggingen in de richting van de z-as, gebruik gemaakt worden voor aparte modellen van oplegging met 2 steunpunten. Dit omdat steunpunten halverwege de overspanning niet meegenomen kunnen worden in de 1^e orde toetsing, aangezien dit slecht te relateren is aan het basisgeval. Door dit gebruik van modellen gaat de interactie tussen de verschillende modellen verloren, waardoor een 1^e orde toetsing verschilt van een 2^e orde toetsing, waarbij de constructie wel als geheel kan worden behandeld.

Ten tweede word er in de 1^e orde toetsingen geen gebruik gemaakt van de schuifspanning in de doorsnede, welke wel word meegenomen in de 2^e orde toetsing. Door dit gebruik van schuifspanningen veranderd het verloop van de unity-check, waardoor een unity-check waarbij geen gebruik gemaakt is van de schuifspanning geen relatie kan hebben met een unity-check waarbij deze wel is meegenomen. Dit zijn de 2 verschillen tussen 1^e en 2^e orde lineair elastische toetsingen.

7. Aanbevelingen voor vervolgonderzoek

7.1. Invloed van de kipsteunen als translatieveren.

De kipsteunen welke aan constructie 1 zijn bevestigd zijn in dit rapport als opleggingen in de richting van de z-as aangebracht. In de praktijk is dit echter niet het geval, het zijn namelijk ronde stalen staven S355 van 51x10. Deze stalen staven kunnen vervormen door extensie en buiging, waardoor deze zich als een soort translatieveren gaan gedragen. Omdat de invloed hiervan niet is meegenomen in het rapport en dit waarschijnlijk wel invloed heeft op de uitkomsten van de bezwijkbelasting en daarmee op de veiligheid van de verschillende toetsingen, is het aan te bevelen om de invloed hiervan te onderzoeken.

7.2. De invloed van de horizontale kracht op constructie 1.

Naast de verticale kracht, als gevolg van het gewicht en de windbelasting, is constructie 1 ook nog onderhevig aan een horizontale kracht ten gevolge van de horizontale stuwdruk op het dak. Deze kracht is eveneens niet meegenomen in toetsing van de constructie, en zou kunnen bijdragen aan de uitkomsten van de bezwijkbelasting en daarmee ook de veiligheid van de verschillende toetsingen. Het is dus aan te bevelen om de invloed van deze horizontale kracht te onderzoeken, zo ook de combinatie van deze kracht gezamenlijk met de verticale kracht en de translatieverwerking van de kipsteunen.

7.3. De verschillen tussen 1^e(Eurocode 5) en 2^elineair elastische toetsing bij verschillende hoogte/breedte verhoudingen.

Uit de vergelijking tussen de 1^e (Eurocode 5) en 2^e orde lineair elastische toetsingen blijkt dat de verschillen tussen deze toetsingen kleiner worden naarmate de doorsnede breder wordt. Ondanks dat de 1^e orde Eurocode met behulp van de theorie van Roeland van Straten een veilige bezwijkbelasting voorspeld, is hieruit op te maken dat dit vanaf een bepaalde breedte niet meer het geval is. Om deze reden is het aan te raden dezelfde 1^e en 2^e orde lineair elastische toetsing bij verschillende hoogte/breedte verhoudingen te herhalen om op die manier het gebied te markeren waarvoor de Eurocode 5 een veilige bezwijkbelasting voorspeld, en het dus niet nodig is om een 2^e orde lineair elastische geometrisch niet lineaire berekening uit te voeren.

7.4. Uitzoeken van de invloed van de lengte van het middendeel van constructie 2 op de 1^e toetsing hiervan.

Aangezien uit het rapport blijkt dat zowel de 1^e orde Eurocode 5- (met behulp van de theorie van Roeland van Straten) als de TGB-toetsing geen nauwkeurige voorspelling kunnen geven van de bezwijkbelasting van het middendeel van constructie 2, is het aan te bevelen om de invloed van de lengte hiervan te bekijken. Door te onderzoeken bij welke lengte er wel een juiste voorspelling kan worden gegeven voor de 2^e orde lineair elastisch, geometrisch niet lineaire, toetsing hiervan, kan er wellicht een manier worden gevonden om een juiste toetsing te kunnen geven voor liggers op meer dan 2 steunpunten, belast door een constante belasting.

8. Literatuurlijst

1. **van Straten, Roeland:** *De effectieve kiplengte van houten ligger*. Delft (november 2012)
2. **Eurocode 5:** *Ontwerp en berekening van houtconstructies – Deel 1-1: Algemeen – Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen (inclusief C1:2006)*. (mei 2005)
3. **NEN 6760:** *Technische grondslagen voor bouwconstructies - TGB 1990 - houtconstructies - Basiseisen en bepalingmethoden*. (juli 2008)
4. **Step-Engineering:** *Statische berekening 4727/P5-P6, project dakconstructie centraal station Rotterdam*. (12 september 2012)
5. **Ir. P.A. de Vries & Dr.ir. J.W.G. van de Kuilen:** *Dictaat CT2052, Houtconstructies*. (Maart 2010)
6. **Hartsuijker, Coenraad:** *Toegepaste mechanica, deel 2 Spanningen, vervormingen en verplaatsingen*. Schoonhoven : Academic Service, 2000.
7. **David W. Green, Jerrold E. Winandy & David E. Kretschmann:** *Chapter 4, Mechanical Properties of Wood*. (jaartal onbekend). Bron: <http://www.conradlumberco.com/pdfs/ch4-Mechanical-Properties-of-Wood.pdf>
8. **Auteur onbekend,** *Hooke's Law: Orthotropic Materials*. (jaartal onbekend). Bron: http://www.efunda.com/formulae/solid_mechanics/mat_mechanics/hooke_orthotropic.cfm

Nawoord

In dit verslag heeft u de conclusie van mijn rapport kunnen lezen. Ik vond het erg leuk om de literatuur toe te kunnen passen op een bestaande constructie. Ook vond ik het leerzaam om een 2^e orde lineair elastische geometrisch niet lineaire toetsing uit te voeren met het eindige elementen programma Ansys, waar ik voorheen nog nooit mee had gewerkt.

Voorafgaand aan dit rapport had ik gehoopt meer werk te leveren. Echter is dit door het gebrek aan tijd niet gelukt waardoor deze subonderwerpen, als bijvoorbeeld de invloed van de horizontale kracht op de ligger, onbeantwoord zijn gebleven en aanbevolen voor een vervolgonderzoek.

Ik kijk echter toch tevreden terug op het geleverde resultaat omdat ik met de gevonden gegevens, naar mij dunk, een redelijke antwoord heb kunnen geven op de hoofd- en subvragen die voorafgaand aan dit rapport zijn gesteld. Ik hoop dat de lezer dit met mij eens is, en dat dit aanspoort tot een door mij aanbevolen vervolgonderzoek.

Bijlage 1: Formules

Bepaling $k_{c,z}$ en k_{ins} volgens de Nederlandse norm TGB.

$$k_{E,z} = \frac{\sigma_{E,z}}{f_{c,0,rep}} = \frac{\pi^2 \cdot E_{o,u,rep}}{\lambda z^2 \cdot f_{c,o,rep}}$$

$$\lambda z = \frac{l_{buc,z}}{i_z}$$

$$\eta_y = \frac{i_y}{500 \cdot r_y}$$

$$r_y = \frac{W_y}{A} = \frac{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2}{b \cdot h} = \frac{h}{6}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}{h \cdot b}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

$$r_z = \frac{W_z}{A} = \frac{\frac{1}{6} \cdot h \cdot b^2}{b \cdot h} = \frac{b}{6}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3}{h \cdot b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}}$$

Bepaling $C_{w,e}$ en r_y volgens de Nederlandse norm TGB.

$$C_w = \frac{h^3 \cdot b^3}{160}$$

$$e = -\frac{1}{2}h$$

Bijlage 2: Ansys-file Constructie 1

! Constructie 1

! ANSYS macro

! Genereer een glulam ligger met gelijkmatig verdeelde lijnlast en gaffelopleggingen

! eerste versie door P.C.J. Hoogenboom, December 2012

! uitgewerkt door M. Oorebeek, December 2012

l = 19063	! lengte [mm]
h = 1305	! hoogte [mm]
b = 140	! breedte [mm] (=200 voor randligger)
ze = 70	! zeeg [mm]
ec = 50	! zijdelings excentriciteit van de middendoorsnede [mm]
nl = 129	! aantal elementen in de x richting [-]
nh = 9	! aantal elementen in de y richting [-]
nb = 6	! aantal elementen in de z richting [-](moet een even getal zijn, anders staat de lijnlast niet in het midden)
q = 40	! lijnlast [N/mm]

/PREP7

MPTEMP,,,,,,,,

MPTEMP,1,0 ! materiaal: orthotroop

MPDATA,EX,1,,9400

MPDATA,EY,1,,313.33

MPDATA,EZ,1,, 313.33

MPDATA,PRXY,1,,0.372

MPDATA,PRYZ,1,,0.435

MPDATA,PRXZ,1,,0.467

MPDATA,GXY,1,,587.5

MPDATA,GYZ,1,,50

MPDATA,GXZ,1,,587.5

MPDATA,DENS,1,,3.43E-006 ! dichtheid

ET,1,SOLID185 ! element type: 8 node solid

*DO,i,0,nb ! plaats knopen

*DO,j,0,nh

*DO,k,0,nl

x=k*l/nl

y=j*h/nh+ze*SIN(x*3.1415/l)

z=i*b/nb+ec*SIN(x*3.1415/l)

N,,x,y,z,,

*ENDDO

*ENDDO

*ENDDO

```

*DO,i,1,nb                      ! plaats elementen
*DO,j,1,nh
*DO,k,1,nl
a=k+(j-1)*(nl+1)+(i-1)*(nl+1)*(nh+1)

```

```

E,a+1,a+nl+2,a+nl+1,a,a+(nl+1)*(nh+1)+1,a+(nl+1)*(nh+1)+nl+2,a+(nl+1)*(nh+1)+nl+1,a+(nl+1)*(nh+1)
)
*ENDDO
*ENDDO
*ENDDO

```

```

*DO,i,0,nl                      ! plaats lijnlast
F,(nh+1)*(nl+1)*nb/2+nh*(nl+1)+1+i,FY,-q*I/nl
*ENDDO

```

```

*DO,i,0,nb                      ! plaats steunpunten
D,(nl+1)*(nh+1)*i+1,,0,,,,,UY,,,,
*ENDDO
*DO,i,0,nb
D,(nl+1)*(nh+1)*i+nl+1,,0,,,,,UY,,,,
*ENDDO
*DO,i,0,nh
D,(nl+1)*(nh+1)*nb+1+i*(nl+1),,0,,,,,UZ,,,
*ENDDO
*DO,i,0,nh
D,(nl+1)*(nh+1)*nb+(nl+1)*(i+1),,0,,,,,UZ,,,
*ENDDO
D,(nl+1)*(nh+1)*nb+1,,0,,,,,UX,,,,

```

```

/SOLU                          ! plaats kipsteunen
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,176
!*
/GO

```

```

D,P51X, , , , ,UZ, , , ,
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,214
!*
/GO

```

```

D,P51X, , , , ,UZ, , , ,
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,1086
!*
/GO

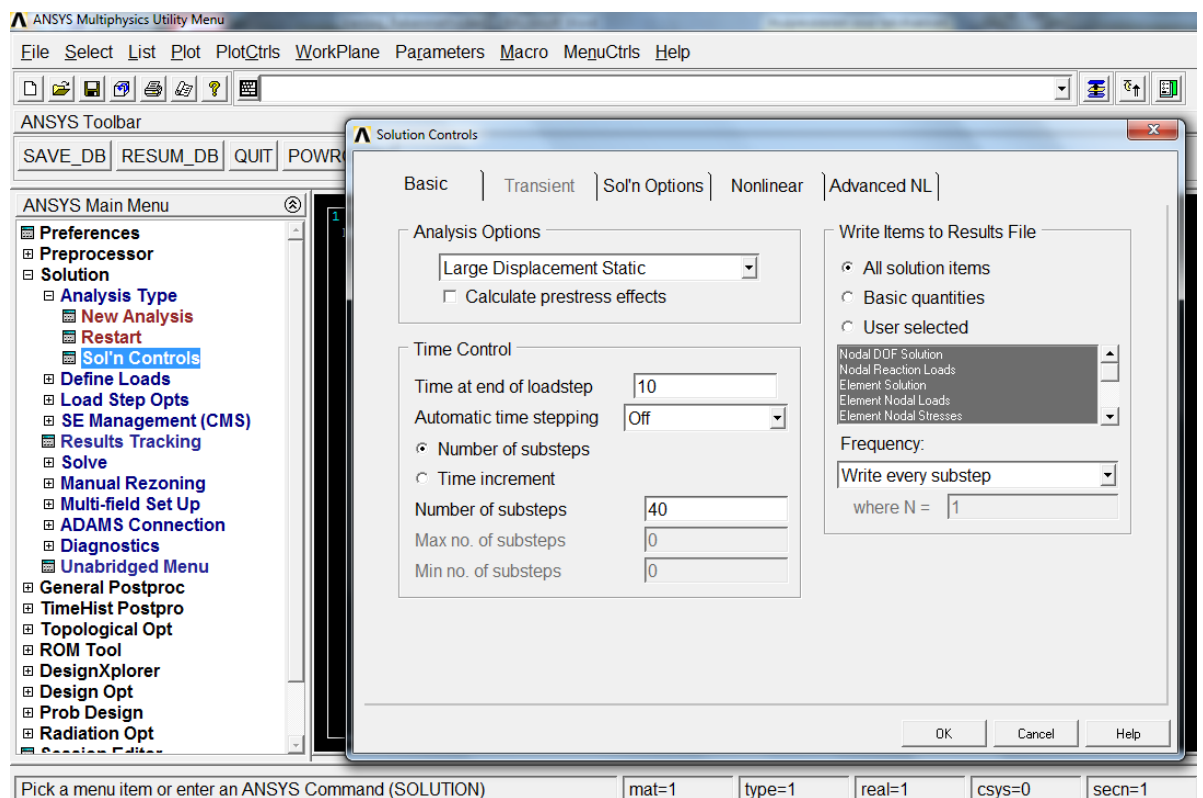
```

```

D,P51X, , , , ,UZ, , , ,
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,1124
!*
/GO
D,P51X, , , , ,UZ, , , ,
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,7976
!*
/GO
D,P51X, , , , ,UZ, , , ,
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,8014
!*
/GO
D,P51X, , , , ,UZ, , , ,
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,8886
!*
/GO
D,P51X, , , , ,UZ, , , ,
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,8924
!*
/GO
D,P51X, , , , ,UZ, , , ,

```

FINISH



Bijlage 3: Ansys-file Constructie 2

! Constructie 2

! ANSYS macro

! Genereer een glulam ligger met gelijkmatig verdeelde lijnlast en gaffelopleggingen

! eerste versie door P.C.J. Hoogenboom, December 2012

! uitgewerkt door M. Oorebeek, December 2012

l = 30000 ! lengte [mm]
h = 600 ! hoogte [mm]
b = 60 ! breedte [mm]
ec = 25 ! zijdelings excentriciteit van de middendoorsnede [mm]
 nl = 240 ! aantal elementen in de x richting [-]
nh = 10 ! aantal elementen in de y richting [-]
nb = 8 ! aantal elementen in de z richting [-](moet een even getal zijn, anders staat
 de lijnlast niet in het midden)
q = 10 ! lijnlast [N/mm]

/PREP7

MPTEMP,,,,,,,,

MPTEMP,1,0 ! materiaal: orthotroop

MPDATA,EX,1,,10200

MPDATA,EY,1,,340

MPDATA,EZ,1,,340

MPDATA,PRXY,1,,0.372

MPDATA,PRYZ,1,,0.435

MPDATA,PRXZ,1,,0.467

MPDATA,GXY,1,,637.5

MPDATA,GYZ,1,,50

MPDATA,GXZ,1,,637.5

MPDATA,DENS,1,,3.43E-006 ! dichtheid

ET,1,SOLID185 ! element type: 8 node solid

*DO,i,0,nb ! plaats knopen

*DO,j,0,nh

*DO,k,0,nl

 x=k*l/nl

 y=j*h/nh

 z=i*b/nb+ec*SIN(3*x*3.1415/l)

 N,,x,y,z,,

*ENDDO

*ENDDO

*ENDDO

```

*DO,i,1,nb                                ! plaats elementen
*DO,j,1,nh
*DO,k,1,nl
  a=k+(j-1)*(nl+1)+(i-1)*(nl+1)*(nh+1)

E,a+1,a+nl+2,a+nl+1,a,a+(nl+1)*(nh+1)+1,a+(nl+1)*(nh+1)+nl+2,a+(nl+1)*(nh+1)+nl+1,a+(nl+1)*(nh+1)
)
  *ENDDO
*ENDDO
*ENDDO

*DO,i,0,nl                                ! plaats lijnlast
  F,(nh+1)*(nl+1)*nb/2+nh*(nl+1)+1+i,FY,-q*I/nl
*ENDDO

*DO,i,0,nb                                ! plaats steunpunten
  D,(nl+1)*(nh+1)*i+1,,0,,,,,UY,,,,
*ENDDO
*DO,i,0,nb
  D,(nl+1)*(nh+1)*i+nl+1,,0,,,,,UY,,,,
*ENDDO
*DO,i,0,nh
  D,(nl+1)*(nh+1)*nb+1+i*(nl+1),,0,,,,,Uz,,,
*ENDDO
*DO,i,0,nh
  D,(nl+1)*(nh+1)*nb+(nl+1)*(i+1),,0,,,,,Uz,,,
*ENDDO
  D,(nl+1)*(nh+1)*nb+1,,0,,,,,UX,,,,

/SOLU
FLST,2,9,1,ORDE,9
FITEM,2,81
FITEM,2,2732
FITEM,2,5383
FITEM,2,8034
FITEM,2,10685
FITEM,2,13336
FITEM,2,15987
FITEM,2,18638
FITEM,2,21289
!*
/GO
D,P51X, , , , ,UY, , , , ,

```

FLST,2,9,1,ORDE,9
FITEM,2,161
FITEM,2,2812
FITEM,2,5463
FITEM,2,8114
FITEM,2,10765
FITEM,2,13416
FITEM,2,16067
FITEM,2,18718
FITEM,2,21369
!*
/GO
D,P51X, , , , , UY, , , , ,

FLST,2,11,1,ORDE,11
FITEM,2,21289
FITEM,2,21530
FITEM,2,21771
FITEM,2,22012
FITEM,2,22253
FITEM,2,22494
FITEM,2,22735
FITEM,2,22976
FITEM,2,23217
FITEM,2,23458
FITEM,2,23699
!*
/GO
D,P51X, , , , , UZ, , , , ,

FLST,2,11,1,ORDE,11
FITEM,2,23779
FITEM,2,23538
FITEM,2,23297
FITEM,2,23056
FITEM,2,22815
FITEM,2,22574
FITEM,2,22333
FITEM,2,22092
FITEM,2,21851
FITEM,2,21610
FITEM,2,21369
!*
/GO
D,P51X, , , , , UZ, , , , ,

FINISH

Bijlage 4: Excel-berekeningen

TGB-toetsing middendeel constructie 1

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	b	140,00		Belasting 1 hoofdligger				Belasting 2 hoofdligger				3 randligger			
2	h	1305,00	tz		23,33			tz	23,33			tz	33,33		
3	b3	200,00	ry		217,50			ry	217,50			ry	217,50		
4	h3	1305,00	tz		40,41			tz	40,41			tz	57,74		
5	l	19063,00	e		-652,5			e	-652,5			e	-652,5		
6	lbuc,mid	5467,00	tz		3,46E-03			tz	3,46E-03			tz	3,46E-03		
7	q1	7,97	harm,z		135,27			harm,z	135,27			harm,z	94,69		
8	q2	6,28	ke,z		0,24			ke,z	0,24			ke,z	0,49		
9	q3	8,69	xi		1,32			xi	1,32			xi	1,60		
10	f _{c,rep}	21,00	kcom,z		0,04			kcom,z	0,04			kcom,z	-0,31		
11	f _{c,0,d}	14,88	kc,z		0,15			kc,z	0,15			kc,z	-0,62		
12	f _{m,0,rep}	24,00													
13	f _{m,0,d}	17,00	My1		9,82E+11			My1	7,75E+11			My1	1,07E+12		
14	E _{0,rep}	11600,00	G _{m,0,d}		9,04			G _{m,0,d}	7,13			G _{m,0,d}	6,91		
15	E _{0,u,rep}	9400	G _{m,c' 1}		13,43			G _{m,c' 1}	13,43			G _{m,c' 1}	24,68		
16	Gser,rep	590,00	G _{m,c' 2}		25,09			G _{m,c' 2}	25,09			G _{m,c' 2}	43,78		
17	A	1,83E+05													
18	Wy	3,97E+07	G _{m,c'}		13,43			G _{m,c'}	13,43			G _{m,c'}	24,68		
19	Wz	4263000													
20	Iy	2,59E+10	km		0,50			km	0,50			km	0,92		
21	Iz	2,98E+08													
22	It	1,11E+09	kins1		0,77			kins1	0,77			kins1	0,87		
23	A3	1,83E+05	kins2		0,52			kins2	0,52			kins2	0,83		
24	Wy3	5,68E+07													
25	Iy3	3,70E+10	kins		0,52 ≤ 1			kins	0,52 ≤ 1			kins	0,83 ≤ 1		
26	Iz3	8,70E+08													
27	It3	3,14E+09	Toetsing		9,04	≤	8,78	Toetsing	7,13	≤	8,78	Toetsing	6,91	≤	14,15
28	B _c	0,10	UC		1,03	≤	1,00	UC	0,81	≤	1,00	UC	0,49	≤	1,00
TGB(midden) TGB(zijde) EC(Midden) EC(zijde) Vergelijking TGB Vergelijking EC															

84	Bachelor eindwerk Mitchel Oorebeek
	Technische Universiteit Delft

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	b	140,00		Belasting 1	hoofdligger			Belasting 2	hoofdligger				3 randligger			
2	h	1305,00		q1	7,97			q2	6,28			q3	8,69			
3	b3	200,00		rz	23,33			rz	23,33			rz	33,33			
4	h3	1305,00		ry	217,50			ry	217,50			ry	217,50			
5	i	19063,00		iz	40,41			iz	40,41			iz	57,74			
6	lbuc,zij	6798,00		e	-652,5			e	-652,5			e	-652,5			
7	f _{c,rep}	21,00		n _c	3,46E-03			n _c	3,46E-03			n _c	3,46E-03			
8	f _{c,0,d}	14,88		lambdaz	168,21			lambdaz	168,21			lambdaz	117,74			
9	f _{m,0,rep}	24,00		kE,z	0,16			kE,z	0,16			kE,z	0,32			
10	f _{m,0,d}	17,00		ξz	1,23			ξz	1,23			ξz	1,41			
11	E _{o,rep}	11600,00		kcom,z	0,15			kcom,z	0,15			kcom,z	-0,07			
12	E _{0,u,rep}	9400		kC,z	0,99			kC,z	0,99			kC,z	-0,22			
13	Gser,rep	590,00														
14	A	1,83E+05		Mv1	7,08E+11			Mv1	5,58E+11			Mv1	7,72E+11			
15	Wv	3,97E+07		G _{m,0,c}	5,24			G _{m,0,c}	4,13			G _{m,0,c}	4,00			
16	lv	2,59E+10														
17	lz	2,98E+08		G _{m,c'1}	11,11			G _{m,c'1}	11,11			G _{m,c'1}	21,08			
18	lt	1,11E+09		G _{m,c'2}	23,47			G _{m,c'2}	23,47			G _{m,c'2}	42,65			
19	A3	1,83E+05		G _{m,c'}	11,11			G _{m,c'}	11,11			G _{m,c'}	21,08			
20	Wv3	5,68E+07		km	0,41			km	0,41			km	0,79			
21	lv3	3,70E+10														
22	lz3	8,70E+08		kms1	0,75			kms1	0,75			kms1	0,86			
23	lt3	3,14E+09		kms2	0,44			kms2	0,44			kms2	0,75			
24	Bc	0,10														
25	Cw	3,8115E+13		kims	0,44 ≤ 1			kims	0,44 ≤ 1			kims	0,75 ≤ 1			
26																
27				Toetsing	5,24 ≤ 0,70			7,43 Toetsing UC	4,13 ≤ 0,56			7,43 Toetsing UC	4,00 ≤ 0,31			
28				UC												
	TGB(midden)			TGB(zijdeel)	EC(Midden)	EC(Zijdeel)	Vergelijking TGB	Vergelijking EC								

Eurocode 5-toetsing middendeel constructie 1

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	b	140,00														
2	h	1305,00	Belasting 1	hoofdligger												
3	b3	200,00										3 randligger				
4	h3	1305,00	q1		7,97 N/mm				6,28			q3	8,59			
5	l	19063,00														
6	lc	5467,00	M _y		3,62E+08				2,85E+08			M _y	3,95E+08			
7			σ _{m,c}		9,11				7,18			σ _{m,c}	6,96			
8	f _{ox}	21,00														
9	f _{c,0,d}	12,40	α		1,4				1,4			α	1,4			
10	f _{m,0,k}	24,00	β		1,4				1,4			β	1,4			
11	f _{m,0,d}	14,20	Mmax		1,52				1,52			Mmax	1,52			
12	E _{ox}	9400,00														
13	G0,05	590,00	m		0,85				0,85			m	0,85			
14			l _{eff}		4645,63				4645,63			l _{eff}	4645,63			
15	B _c	0,10	Mcrit		9,18E+08				9,18E+08			Mcrit	2,63E+09			
16			σ _{m,crit}		23,10				23,10			σ _{m,crit}	46,40			
17	A	1,83E+05	λ _{rel,z}		1,02				1,02			λ _{rel,z}	0,72			
18	Wy	3,97E+07														
19	Iy	2,59E+10	kcrit		0,80				0,80			kcrit	1,00			
20	Iz	2,98E+08														
21	It	1,11E+09	toetsing		9,11	≤	11,30	toetsing	7,18	≤	11,30	toetsing	6,96	≤	14,20	
22			uc		0,81	≤	1,00	uc	0,64	≤	1,00	uc	0,49	≤	1,00	
23	A3	2,61E+05														
24	Wy3	5,68E+07														
25	Iy3	3,70E+10														
26	Iz3	8,70E+08														
27	It3	3,14E+09														
28																

Eurocode 5-toetsing zijdeel constructie 1

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	b	140,00														
2	h	1305,00		1												
3	b3	200,00						2				3				
4	h3	1305,00		q1		7,97 N/mm			6,28			q3	8,69			
5	l	19063,00														
6	lc	6798,00														
7																
8	f_{ck}	21,00		M_y	3,33E+08			M_y	2,62E+08			M_y	3,63E+08			
9	f_{cd}	12,40		$\sigma_{m,d}$	8,38			$\sigma_{m,d}$	6,61			$\sigma_{m,d}$	6,40			
10	$f_{m,0,k}$	24,00														
11	$f_{m,0,d}$	14,20		α	0			α	0			α	0			
12	$E_{0,05}$	9400,00		β	0,9			β	0,9			β	0,9			
13	G0,05	590,00		Mmax	0,9			Mmax	0,9			Mmax	0,9			
14																
15	β_c	0,10		m	0,42			m	0,42			m	0,42			
16				l_{eff}	2860,78			l_{eff}	2860,78			l_{eff}	2860,78			
17	A	1,83E+05		Mcrit	1,49E+09			Mcrit	1,49E+09			Mcrit	4,28E+09			
18	Wv	3,97E+07		$\sigma_{m,crit}$	37,51			$\sigma_{m,crit}$	37,51			$\sigma_{m,crit}$	75,35			
19	lv	2,59E+10		$\lambda_{rel,z}$	0,80			$\lambda_{rel,z}$	0,80			$\lambda_{rel,z}$	0,56			
20	lz	2,98E+08														
21	lt	1,11E+09		kcrit	0,96			kcrit	0,96			kcrit	1,00			
22																
23	A3	2,61E+05		toetsing	8,38	$\leq$	13,63	toetsing	6,61	$\leq$	13,63	toetsing	6,40	$\leq$	14,20	
24	Wv3	5,68E+07		uc	0,61	$\leq$	1,00	uc	0,48	$\leq$	1,00	uc	0,45	$\leq$	1,00	
25	lv3	3,70E+10														
26	lz3	8,70E+08														
27	lt3	3,14E+09														
28																