

2015•2016
FACULTEIT INDUSTRIËLE INGENIEURSWETENSCHAPPEN
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

Experimental testing of steel-concrete hybrid beam-to-column connections

Promotor :
Prof. dr. ir. Herve DEGEE

Copromotor :
De heer Dan DRAGAN

Promotor :
em. prof. ANDRÉ PLUMIER

Mehmed Seker , Rob Vankerkom

Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Gezamenlijke opleiding Universiteit Hasselt en KU Leuven

2015•2016
Faculteit Industriële
ingenieurswetenschappen
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

Experimental testing of steel-concrete hybrid
beam-to-column connections

Promotor :
Prof. dr. ir. Herve DEGEE

Copromotor :
De heer Dan DRAGAN

Promotor :
em. prof. ANDRÉ PLUMIER

Mehmed Seker , Rob Vankerkom
*Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële
wetenschappen: bouwkunde*

Woord vooraf

De masterproef is het orgelpunt van de opleiding industriële ingenieurswetenschappen bouwkunde aan de U Hasselt. Om deze scriptie met succes te voltooien, hebben we heel wat hulp gekregen. Daarom willen wij enkele personen onze dank betuigen.

Onze interne promotor, Ir. Dan Dragan, die altijd bereid was om onze vragen te beantwoorden en ons bij te staan bij het programma DIANA. Verder hebben we heel wat nuttige informatie uit zijn scriptie kunnen halen. Hij speelt een belangrijke rol voor de realisatie van deze thesis.

Hiernaast willen we tevens onze interne promotor, Prof Dr. Ir. Herve Degée, bedanken voor zijn bijdrage aan onze thesis.

Tot slot willen wij ook iedereen bedanken die ons op een indirecte manier geholpen hebben.

Inhoud

Tabellenlijst	v
Figurenlijst.....	vii
De beschrijving van de parameters	xiii
Abstract	xv
Abstract (Engels)	xvii
Inleiding	1
1 Literatuurstudie	5
1.1 SMARTCoCo project	5
1.2 Hybride structuren	5
1.3 Maximaal staalgehalte.....	5
1.4 Minimum staalgehalte	6
1.5 Ontwerpregels wapening	6
1.5.1 Regels van toepassing voor de horizontale wapening in Eurocode 2:.....	6
1.5.2 Regels voor de dwarswapening in Eurocode 2:.....	7
1.5.3 Regels voor de wapening in Eurocode 4:	7
1.6 Analyse composiete structuren	8
1.7 Types composiete kolommen	8
1.8 De soorten verbindingen.....	9
1.9 Sterkte van de componenten	10
1.9.1 Gewapend beton	10
1.9.2 Staal	11
1.9.3 Composiet.....	12
2 DIANA	13
2.1 Opbouw proefstukken	13
2.2 Belastingen.....	18
2.3 Analyse	23
2.3.1 Lineair statische analyse	23
2.3.2 Niet lineaire analyse	23
2.3.3 Elastisch materiaal	24
2.3.4 Elasto-plastisch materiaal	24
2.4 Resultaten modellering.....	24
2.4.1 Lineair statische analyse van een elastische kolom	25

2.4.2	Lineair statische analyse van een elasto-plastische kolom	29
2.4.3	Niet lineaire analyse van een elastische kolom	33
2.4.4	Niet lineaire analyse van een elasto-plastische kolom	37
2.4.5	Lineair statische analyse van een elastische kruising	42
2.4.6	Lineair statische analyse van een elasto-plastische kruising....	46
2.4.7	Niet lineaire analyse van een elastische kruising	50
2.4.8	Niet lineaire analyse van een elasto-plastische kruising.....	54
2.4.9	Conclusie resultaten DIANA	59
3	Parameterstudie.....	61
3.1	Ontwerpgids	61
3.1.1	Algemene veronderstellingen.....	61
3.1.2	Ontwerpmethode	65
3.1.3	Ontwerpstappen	67
3.1.4	Transmissie van de axiale kracht $N_{Ed,a}$	70
3.1.5	Ontwerp afschuifverbindingen.....	71
3.1.6	Verificatie van de druk.....	73
3.2	Wijziging van de betonsterkte	73
3.3	Wijziging van het stalen profiel.....	87
3.4	Wijziging van de kolomdimensies	98
3.5	Wijziging van de balkdimensies	103
3.6	Wijziging van de hoek van de stut	110
3.7	Wijziging van de lengte van de transactiezone A-B	112
3.8	Wijziging van de lengte van de klassieke composiete sectie	115
3.9	Wijziging van de diameter van de studs.....	121
4	Conclusie	125
	Bijlage 1	127
	Bijlage 2	129
	Bijlage 3	131
	Bibliografie	133

Tabellenlijst

Tabel 1: beschrijving van de parameters	xiii
Tabel 2: resultaten bij wijziging van de betonsterkte.....	73
Tabel 3: resultaten bij de wijziging van het profiel	87
Tabel 4: resultaten bij de wijziging van de kolomdimensies.....	98
Tabel 5: resultaten bij de wijziging van de balkdimensies	103
Tabel 6: resultaten bij de wijziging van de stuthoek	110
Tabel 7: resultaten bij de wijziging van de lengte van de zone A-B	112
Tabel 8: resultaten bij de wijziging van de lengte van de klassieke composiete sectie	115
Tabel 9: resultaten bij de wijziging van de studdiameter.....	121

Figurenlijst

Figuur 1: voorstelling van de onderzochte proefstukken	1
Figuur 2: doorsnede composiete kolom	2
Figuur 3: krachten R1 en R2 in de zone A-B.....	3
Figuur 4: verschillende composiete kolomdoorsnedes.....	9
Figuur 5: de verschillende soorten mechanische verbindingen	9
Figuur 6: aangrijpende krachten bij een stut	10
Figuur 7 belasting-moment interactie curves.....	11
Figuur 8: opbouw composiete kolom ter hoogte van de transactiezone	14
Figuur 9: opbouw kruising ter hoogte van de transactiezone	15
Figuur 10: profiel, bodemplaat en traditionele wapening in de kolom.....	16
Figuur 11: profiel, bodemplaat en traditionele wapening in de kruising	16
Figuur 12: Principe equivalent moment	17
Figuur 13: composiete kolom voorzien van een stijve plaat.....	17
Figuur 14: kruising met voorziening van een stijve plaat in de kolom	18
Figuur 15: voorstelling axiale belasting en mesh bij kolom.....	19
Figuur 16: voorstelling axiale belasting en mesh bij kruising	20
Figuur 17: voorstelling laterale belasting en mesh bij kolom.....	20
Figuur 18: voorstelling laterale belasting en mesh bij kruising	21
Figuur 19: voorstelling equivalente belasting (moment) en mesh bij kolom	22
Figuur 20: voorstelling equivalente belasting (moment) en mesh bij kruising	22
Figuur 21: Von Mises spanningen in het profiel van de elastische kolom bij de lineair statische analyse	25
Figuur 22: Spanning xx in de traditionele wapening van de elastische kolom bij de lineair statische analyse.....	26
<i>Figuur 23 Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elastische kolom bij de lineair statische analyse.....</i>	<i>27</i>
<i>Figuur 24: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elastische kolom bij de lineair statische analyse</i>	<i>28</i>
Figuur 25: Von Mises spanningen in het profiel van de elasto-plastische kolom bij de lineair statische analyse	29
Figuur 26: Spanning xx in de traditionele wapening van de elasto-plastische kolom bij de lineair statische analyse	30
<i>Figuur 27: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elasto-plastische kolom bij de lineair statische analyse</i>	<i>31</i>
<i>Figuur 28: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elasto-plastische kolom bij de lineair statische analyse</i>	<i>32</i>
Figuur 29: Von Mises spanningen in het profiel van de elastische kolom bij de niet lineaire analyse.....	33
Figuur 30: Spanning xx in de traditionele wapening van de elastische kolom bij de niet lineaire analyse	34
Figuur 31: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elastische kolom bij de niet lineaire analyse.....	35

Figuur 32: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elastische kolom bij de niet lineaire analyse.....	36
Figuur 33: Von Misses spanningen in het profiel van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse.....	37
Figuur 34: Spanning xx in de traditionele wapening van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse.....	38
Figuur 35: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse.....	39
Figuur 36: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse.....	40
Figuur 37: Equivalente scheurwijdte in het beton van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse.....	41
Figuur 38: Von Misses spanningen in het profiel van de elastische kruising bij de lineair statische analyse.....	42
Figuur 39: Spanning xx in de traditionele wapening van de elastische kruising bij de lineair statische analyse.....	43
<i>Figuur 40: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elastische kruising bij de lineair statische analyse</i>	<i>44</i>
<i>Figuur 41: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elastische kruising bij de lineair statische analyse</i>	<i>45</i>
Figuur 42: Von Misses spanningen in het profiel van de elasto-plastische kruising bij de lineair statische analyse.....	46
Figuur 43: Spanning xx in de traditionele wapening van de elasto-plastische kruising bij de lineair statische analyse.....	47
<i>Figuur 44: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elasto-plastische kruising bij de lineair statische analyse.....</i>	<i>48</i>
<i>Figuur 45: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elasto-plastische kruising bij de lineair statische analyse.....</i>	<i>49</i>
Figuur 46: Von Misses spanningen in het profiel van de elastische kruising bij de niet lineaire analyse	50
Figuur 47: Spanning xx in de traditionele wapening van de elastische kruising bij de niet lineaire analyse	51
Figuur 48: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elastische kruising bij de niet lineaire analyse.....	52
Figuur 49: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elastische kruising bij de niet lineaire analyse.....	53
Figuur 50: Von Misses spanningen in het profiel van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse	54
Figuur 51: Spanning xx in de traditionele wapening van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse	55
Figuur 52: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse	56
Figuur 53: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse	57

<i>Figuur 54: Equivalente scheurwijdte in het beton van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse</i>	58
Figuur 55: invloed van de betonsterkte op de verhouding $N_{plRd,a}/N_{plRd}$..	75
Figuur 56: invloed van de betonsterkte op de afschuifweerstand	76
Figuur 57: invloed van de betonsterkte op N_{Rd} , N_{Ed} en N_{plRd}	77
Figuur 58: invloed van de betonsterkte op de maximale spanning in de knopen van de stutten.....	77
Figuur 59: invloed tussen betonsterkte en de druk in de stutten	78
Figuur 60: invloed van de betonsterkte op de afschuifweerstand van de stutten	79
Figuur 61: invloed van de betonsterkte op de spanning	79
Figuur 62: invloed van de betonsterkte op de dwarskrachten	80
Figuur 63: invloed van de betonsterkte op de momenten.....	81
Figuur 64: invloed van de betonsterkte op de krachten	81
Figuur 65: invloed van de betonsterkte op de externe steunkrachten	82
Figuur 66: posities krachten.....	82
Figuur 67: invloed van de betonsterkte op het moment ter hoogte van RL veroorzaakt door kracht RL2	83
Figuur 68: invloed van de betonsterkte op de door het stalen profiel opgenomen axiale belasting	83
Figuur 69: invloed van de betonsterkte op de drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat van het profiel en de controleparameter	84
Figuur 70: invloed van de betonsterkte op de karakteristieke sterkte van de individuele afschuifverbinding.....	84
Figuur 71: invloed van de betonsterkte op het aantal stutten tegen afschuiving	85
Figuur 72: invloed van de betonsterkte op de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen en de bijhorende controleparameter	86
Figuur 73: invloed van de betonsterkte op de bindkracht.....	86
Figuur 74: invloed van de betonsterkte op de horizontale wapening.....	87
Figuur 75: invloed van het profiel op het weerstandsmoment.....	89
Figuur 76: invloed van het profiel op de afschuifweerstand	90
Figuur 77: invloed van het profiel op de plastische axiale drukweerstand ..	90
<i>Figuur 78: verband tussen het stalen profiel en de verhouding $N_{plRd,a}/N_{plRd}$.....</i>	91
Figuur 79: verband tussen het stalen profiel en de laterale weerstand.....	92
Figuur 80: verband tussen de dwarskracht en het profieltype.....	92
Figuur 81: verband tussen het totale moment (M_{Ed}) en het stalen profiel ..	93
Figuur 82: verband tussen het stalen profiel en het moment in de balk	93
Figuur 83: verband tussen het stalen profiel en de axiale belasting opgenomen door het profiel	94
Figuur 84: invloed van het stalen profiel op de drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat van het profiel en de controleparameter	94
Figuur 85: verband tussen het aantal stutten en het profieltype	95

Figuur 86: invloed van het stalen profiel op de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen en de bijhorende controleparameter	95
Figuur 87: verband tussen het stalen profiel en de maximale afschuifkracht	96
Figuur 88: invloed van het stalen profiel op de ankerlengte.....	96
Figuur 89: invloed van het stalen profiel op de spanning in de wapeningsstaaf	97
Figuur 90: verband tussen de kolomdimensies en de plastische afschuifweerstand.....	99
Figuur 91: invloed van de kolomdimensies op de plastische drukweerstand en de drukweerstand	99
Figuur 92: invloed van de kolomdimensies op de verhouding $N_{plRd,a}/N_{plRd}$	100
Figuur 93: verband tussen de laterale afschuifweerstand en de kolomdimensies.....	100
Figuur 94: invloed van de kolomdimensies op het weerstandsmoment geleverd door de gereduceerde betonsectie	101
Figuur 95: verband tussen de kolomdimensies en de axiale belasting.....	101
Figuur 96: invloed van de kolomdimensies op de drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat van het profiel.....	102
Figuur 97: verband tussen de kolomdimensies en het aantal stutten tegen afschuiving	102
Figuur 98: invloed van de kolomdimensies op de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen en de bijhorende controleparameter	103
Figuur 99: verband tussen de balkdimensies en de afschuifweerstand	105
Figuur 100: invloed van de balkdimensies op de laterale belasting opgenomen door het profiel	105
Figuur 101: verband tussen de balkdimensies en het moment opgenomen door het profiel.....	106
Figuur 102: invloed van de balkdimensies op de totale laterale belasting	106
Figuur 103: verband tussen de balkdimensies en het totale moment.....	107
Figuur 104: verband tussen de dwarskracht ($V_{Ed,c}$) en de balkdimensies .	107
Figuur 105: invloed van de balkdimensies op het moment in de balk.....	108
Figuur 106: verband tussen de balkdimensies en de maximale afschuifkracht	108
Figuur 107: invloed van de balkdimensies op de ankerlengte	109
Figuur 108: verband tussen de spanning in de wapeningsstaaf en de balkdimensies	109
Figuur 109: invloed van de balkdimensies op het weerstandsmoment geleverd door de gereduceerde betonsectie	110
Figuur 110: verband tussen de hoek van de stut en de kracht in deze stut	111
Figuur 111: verband tussen de hoek van de stut en de afschuifweerstand van de wapening	111

Figuur 112: verband tussen de lengte van de zone en de laterale belasting opgenomen door het profiel	113
Figuur 113: invloed van de lengte van de zone op de laterale belasting ..	113
Figuur 114: verband tussen het moment en deelmomenten en de lengte van de transactiezone	114
Figuur 115: invloed van de lengte van de zone op de laterale bindingsweerstand	114
Figuur 116: verband tussen de lengte en de laterale belasting opgenomen door het profiel.....	116
Figuur 117: invloed van de lengte op het moment opgenomen door het stalen profiel	117
Figuur 118: verband tussen de lengte en de laterale belasting	117
Figuur 119: invloed van de lengte op het moment	118
Figuur 120: verband tussen de lengte en het moment in de balk	118
Figuur 121: invloed van de lengte op de laterale bindingsweerstand	119
Figuur 122: verband tussen de lengte en de maximale afschuifkracht	119
Figuur 123: invloed van de lengte op de ankerlengte	120
Figuur 124: verband tussen de lengte en de spanning in de wapeningsstaaf	120
Figuur 125: invloed van de studdiameter op de karakteristieke sterkte van de individuele afschuifverbinding	121
Figuur 126: verband tussen het aantal studs tegen afschuiving en de studdiameter.....	122
Figuur 127: invloed van de studdiameter op de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen.....	122
Figuur 128: verband tussen de studdiameter en de bindkracht.....	123
Figuur 129: invloed van de studdiameter op de horizontale wapening	123
Figuur 130: verband tussen de studdiameter en het aantal studs op het profiel	124

De beschrijving van de parameters

Tabel 1: beschrijving van de parameters

As	Het staaloppervlak van de wapeningstaaf
Ac	Het betonoppervlak
c	Lengte van de wand
t	Dikte van de wand
f_{cd}	Ontwerpsterkte van het beton
N_{plRd}	Totale plastische drukweerstand van het element
N_{plRd,a}	Plastische drukweerstand van het profiel
V_{Rd,max2}	Maximale afschuifweerstand van de kolom, buiten zone A-B
V_{Rd,max3}	Maximale afschuifweerstand in de balksectie
M_{Rd,cl}	Weerstandsmoment in de gereduceerde betondoorsnede
M_{pl_rd}	Totale plastische moment van het element
V_{Rd,max1}	Maximale afschuifweerstand in de gereduceerde betonsectie
N_{Rd}	Drukweerstand
σ_{Rd,max}	Maximale spanning in de knopen van de stutten
F_{strut-θ=45}	Kracht in de stut onder een hoek θ
N_{Ed,a}	Axiale belasting opgenomen door het stalen profiel
V_{Rd,s,θ≤45}	De afschuifweerstand bij stutten onder een hoek θ
V_{Rd,s1}	Laterale afschuifweerstand van wapening in de gereduceerde betondoorsnede
V_{Rd,s2}	Laterale afschuifweerstand van wapening in de kolom
V_{Rd,s,min}	De minimale afschuifweerstand van de stutten
V_{Rd,s,max}	De maximale afschuifweerstand van de stutten
V_{Rd,max1}	De maximale laterale afschuifweerstand in de gereduceerde betondoorsnede
V_{Rd,max2}	Maximale afschuifweerstand in de kolomsectie buiten zone A-B
p_{max}	Maximale waarde van de contactdruk
V_{Ed}	Dwarskracht op de kolom
V_{Ed,c}	Dwarskracht opgenomen door het beton
V_{Ed,a}	Dwarskracht opgenomen door het profiel
M_{Ed}	Totale moment op de kolom
M_{Ed,c}	Moment opgenomen door het beton
M_{Ed,a}	Moment opgenomen door het profiel
p_M	Maximale waarde van de contactdruk veroorzaakt door met moment M _{Ed,a}
p_V	Maximale waarde van de contactdruk veroorzaakt door de afschuifkracht V _{Ed,a}
R1	Dwarskracht in de transactiezone
R2	Dwarskracht in de transactiezone

p_{min}	Minimale waarde van de contactdruk
b_c	Breedte van de kolom
h_c	Hoogte van de kolom
h_{beam}	Hoogte van de balk
$RL1$	Kracht in het steunpunt bij een kolom
M_{RL}	Moment ter hoogte van het steunpunt RL
$RL2$	Kracht in het steunpunt bij een balk
M_{RL2}	Moment ter hoogte van het steunpunt RL2
R_b	Kracht in de balk bij kruising
M_{beam}	Moment in de balk
N_{Ed}	Totale axiale belasting
$F_{Rd,u}$	Drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat van het profiel
A_{c0}	Oppervlakte bodemplaat
A_{cl}	Gereduceerd betonoppervlak
P_{Rk}	Karakteristieke sterkte van de individuele afschuifverbinding
$n_{studs,shear}$	Het aantal stutten bij afschuiving
n_{studs}	Het aantal stutten
T	De bindkracht
A_{sh}	Oppervlakte horizontale wapening
$A_{sh,min}$	Oppervlakte minimumwapening
$n_{studs,profile}$	Aantal stutten op het profiel
$V_{Rd,s}$	Afschuifweerstand van de stutten
$F_{td,1}$	Maximale afschuifkracht opgenomen door het stalen profiel
$F_{td,2}$	Maximale afschuifkracht opgenomen door het beton
$l_{b,rqd}$	Benodigde ankerlengte
l_0	Overlapping verticale wapeningsstaaf
$l_{bd,1\phi14}$	Ontwerp ankerlengte beugel
σ_{sd}	Spanning in de wapeningsstaaf
C_z	Maximale betondekking in de z-richting
C_y	Maximale betondekking in de y-richting
V_{plRd}	Plastische afschuifweerstand van de kolom
$V_{plRd,a}$	Plastische afschuifweerstand van het profiel
z	Hefboomarm voor het buigmoment in de kolom
$W_{concrete,1}$	Totaal gewicht beton in de kolom
$W_{concrete,2}$	Totaal gewicht beton in de kruising
W_1	Totaal gewicht kolom
W_2	Totaal gewicht kruising (kolom + balk)
W_{steel}	Gewicht van het stalen profiel
$V_{Rd,bond}$	Laterale bindingsweerstand

Abstract

Deze scriptie maakt deel uit van het internationaal project SMARTCoCo, dat gedeeltelijk onderzocht wordt in de bouwkundige onderzoeksgroep CERG van de UHasselt. Dit internationaal project heeft reeds onderzoek gedaan naar samengestelde staal – betonelementen, welke nog niet in de huidige normen zijn opgenomen.

Dit onderzoek focust op de krachtsoverdracht tussen het beton en het stalen profiel. Er bestaan voorlopig geen ontwerpmethododes om samengestelde staal-betonconstructies te ontwerpen. Naast de theoretische benadering, worden er ook een aantal experimenten uitgevoerd. De waardes die men uit de experimenten verkrijgt, worden vergeleken met de numerieke modellering. Hierbij wordt het softwareprogramma DIANA gebruikt.

Er zullen in totaal acht types van proeven plaatsvinden in het globaal project. De studie behandeld in deze scriptie is echter gericht op één van deze acht types. Hierin worden acht proeven uitgevoerd, namelijk vier proeven op composiete kolommen en vier proeven op kolom-balk kruisingen. De waardes van de experimenten worden vergeleken met het model. Hierna kunnen de verschillende parameters aangepast worden om zo de invloed ervan beter te begrijpen.

Abstract (Engels)

This thesis is a part of the international project SMARTCoCo. The research group of the department construction of the University of Hasselt is investigating this subject. This international project has been done to study the behavior of composite steel - concrete structures, which are not yet included in the current standards.

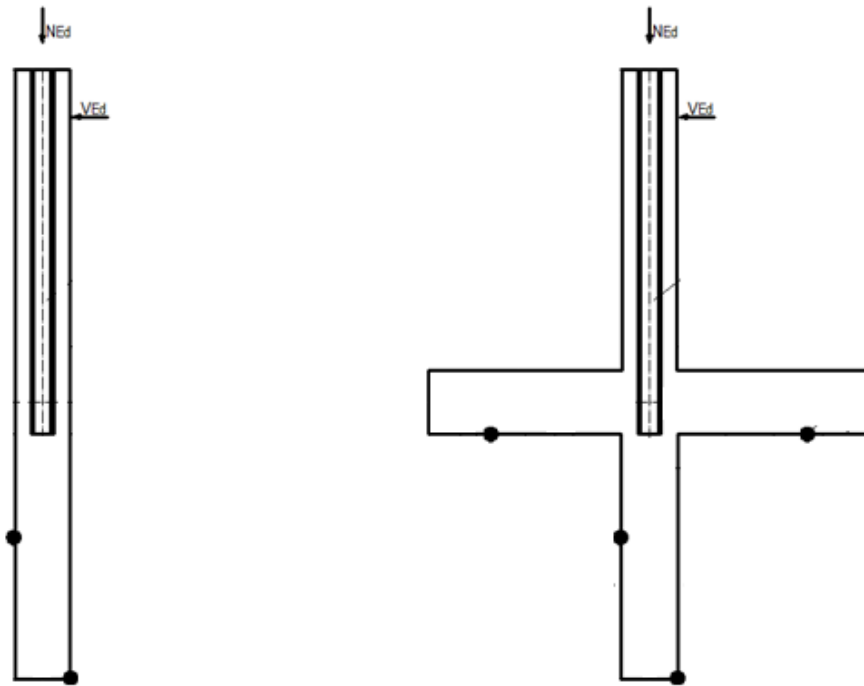
In this study, the force transfer is studied between the concrete and the steel profile. At this moment, there are no design methods to design composite steel-concrete structures. In addition to the theoretical approach, a number of experiments are also being tested. The values which are obtained from the experiments, will be compared with the numerical modeling. The modeling software DIANA will be used to model the structure parts.

There will be a total of eight types of tests that will take place in the global project. However, the study discussed in this paper is focused on one of these eight types. This type includes four tests on composite columns and four tests on column-beam intersections. In these experiments the following procedures are employed: starting with increasing the pressure force to a certain level, which is then kept constant. Thereafter, there is also a horizontal force being applied on the test specimen. The values of the experiments are compared with the model. After this, the different parameters can be modified to understand the influence of each parameter.

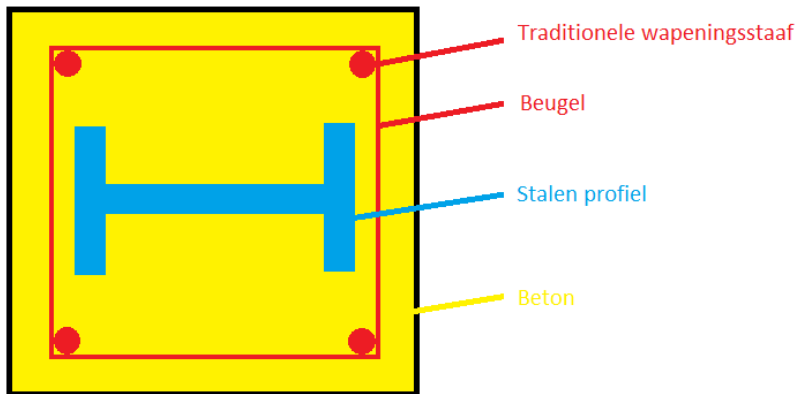
Inleiding

Deze scriptie tracht een algemene ontwerpbenadering te bepalen voor composiete kolommen en kruisingen. Composiete kolommen en kruisingen bestaan uit een kolom waarbij de traditionele wapening vervangen wordt door een stalen profiel. Dit profiel is aanwezig over een gedeelte van de kolom en niet over de volledige lengte. Naast het profiel is er eveneens traditionele wapening aanwezig om het splijten van het beton tijdens de belasting tegen te gaan. Deze wapening bestaat uit vier wapeningsstaven welke zijn voorzien van beugels. De doorsnede van de kolom en de visualisatie van de wapening wordt voorgesteld in Figuur 2.

Vervolgens kan de ontwerpbenadering gebruikt worden om experimenten te ontwerpen, uit te voeren en nadien te valideren en kalibreren. Het resultaat kan dan opgenomen worden in de Eurocode 2 of 4.



Figuur 1: voorstelling van de onderzochte proefstukken

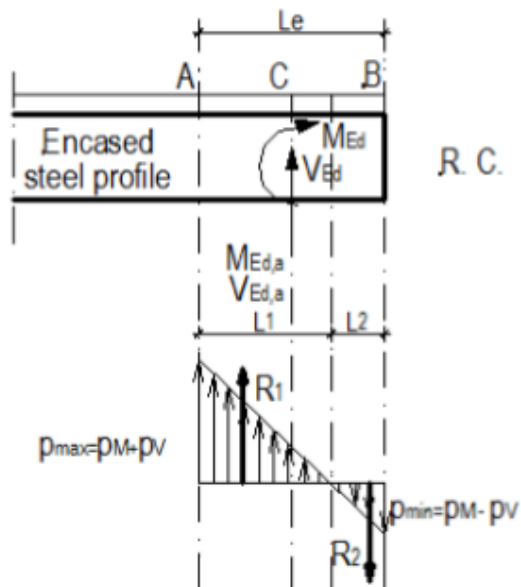


Figuur 2: doorsnede composiete kolom

Tot op heden zijn een groot aantal onderzoeken uitgevoerd op diverse hybride structuren waarvan er geen ontwerpmethodes voor betonstructuren versterkt met lokale stalen profielen of met enkele stalen profielen zijn. Enkel voor eenvoudige omhulde stalen profielen bestaan er reeds standaardnormen in de Eurocode 4. Constructies zoals betonnen kolommen versterkt met stalen profielen worden steeds meer en meer toegepast in de praktijk, hierdoor is onderzoek naar een algemene ontwerpmethode noodzakelijk. Deze hybride structuren behoren niet tot de Eurocode 2, noch tot de Eurocode 4.

Het doel van het project is om een algemene ontwerpmethode te ontwikkelen gebaseerd op versterkte en samengestelde staal-betonstructuren. Het probleem om een algemene ontwerpmethode te ontwikkelen is te wijten aan het gebrek aan kennis, wat vooral gerelateerd is aan het probleem van de krachtsoverdracht tussen het beton en de stalen profielen. Eveneens weet men niet hoe de overgangszones tussen klassiek versterkt beton en met stalen profielen versterkt beton gewapend moeten worden. De ontwerpmethode kan vervolgens gebruikt worden om experimenten te creëren waarvan de resultaten worden gevalideerd en gekalibreerd [1].

Deze scriptie focust zich eveneens op het beter begrijpen van deze transactiezone. Onderstaande figuur is een voorstelling van de transactiezone welke in de onderzochte constructies aanwezig is. In deze zone zijn er dwarskrachten aanwezig, namelijk R_1 en R_2 . Deze dwarskrachten worden eveneens weergegeven in onderstaande figuur. Het verloop van de dwarskrachten over de transactiezone is lineair.



Figuur 3: krachten R1 en R2 in de zone A-B

In dit onderzoek wordt er beroep gedaan op experimentele testen en numerieke modeleringen. Deze gebeuren respectievelijk in een labo en in het softwareprogramma DIANA. De numerieke modelering zal toegepast worden op de experimenten getest in het labo. Wanneer de bekomen resultaten van de numerieke modelering en de experimenten elkaar benaderen, kan het onderzoek beschouwd worden als opgelost. Enkel de transactiezone zal gemodelleerd en bestudeerd worden. Dit is omdat er reeds modelleringen van de gehele constructie, zowel kolom als kruising, uitgevoerd zijn. Hieruit blijkt dat de kolom zal falen ver onder de transactiezone, terwijl bij de modellering van de kruising de balken als eerste zullen falen. De situatie in de transactiezone is onbekend en wordt daarom in dit onderzoek onderzocht.

1 Literatuurstudie

1.1 SMARTCoCo project

SMARTCoCo, "Smart composite components- concrete structures reinforced by steel profiles", is zoals reeds aangehaald een internationaal project dat ontwerprichtlijnen voor specifieke hybride structuren tracht te bepalen. Dit gebeurt door eerst een ontwerpbenadering voor te stellen op basis van de logica van compositiete secties en gewapende betonsecties via de strut-and-tie methode. Vervolgens wordt de efficiëntie van de ontwerpbenadering vergeleken met de resultaten van fysische en numerieke experimenten.

1.2 Hybride structuren

Hybride structuren behoren niet tot de gewapende betonstructuren uit Eurocode 2, noch tot de samengestelde staal betonconstructies uit Eurocode 4. Enkele voorbeelden van hybride structuren zijn: compositiete kolommen versterkt met volledig omhulde stalen profielen, kolommen van gewapend beton voorzien van een stalen profiel over een hoogte van één verdiep, etc. Desondanks dat het fabricageproces van een hybride structuur moeilijker en duurder is dan die van een traditioneel gewapend betonelement, is het gebruikt hiervan zeer interessant door de aanzienlijke reductie van de elementdikte. Hierdoor kunnen compositiete staal – beton structuren een oplossing vormen in hoge gebouwen of in gebouwen gelegen in aardbevingsrijke gebieden.

Andere voordelen van compositiete structuren zijn namelijk het verhogen van de stijfheid en bescherming tegen vuur en corrosie.

De sterkte van de kolom is de som van de sterktes van de onderdelen onderling. Hierbij bedoelt men de sterkte van het beton en het stalenprofiel.

1.3 Maximaal staalgehalte

Bij staal betonconstructies mag het staalgehalte een bepaalde waarde niet overschrijden. De toegepaste regels hiervoor zijn beschreven in de eurocodes. Voor Eurocode 2 geldt dat het staaloppervlak maximaal vier procent van het betonoppervlak mag bedragen:

$$\frac{A_s}{A_c} = 4\%$$

Met:

- A_s = het staaloppervlak
- A_c = het betonoppervlak

Dit betekent dat het staalgehalte zeer klein is, wat voor problemen kan zorgen aangezien men de structuren wil versterken met stalen profielen. De grenswaarde van het staalgehalte wordt toegepast om moeilijkheden bij het plaatsen van het beton en het ontstaan van zwakke zones te voorkomen. Voor SIA 162 is een grenswaarde van acht procent toegelaten.

$$\frac{A_s}{A_c} = 8\%$$

De kwaliteit van het beton - ondanks de holtes die ontstaan op plaatsen die het beton moeilijk kan bereiken - wordt in de Eurocode 4 verzekerd door het staalgehalte te beschouwen als een functie van de staalweerstand en niet als een functie van de geometrische stalen inhoud. Volgens Eurocode 4 mag dit staalgehalte de grenswaarde van zes procent niet overschrijden.

$$\frac{A_s}{A_c} = 6\%$$

1.4 Minimum staalgehalte

Beton gaat na het storten beginnen krimpen. Het beton gaat m.a.w. een volumevermindering ondergaan wat leidt tot scheurvorming. De minimale hoeveelheid staal dat men moet toevoegen in het beton om deze scheurvorming te verspreiden, wordt weergegeven door het minimum staalgehalte. Dit staalgehalte bedraagt in de Eurocode 2 en 4 respectievelijk 0.2 en 0.3 procent. Het beton zelf dient dus ook gewapend te worden buiten het stalen profiel. Anders gaat het beton aan de randen afbrokkelen.

1.5 Ontwerpregels wapening

1.5.1 Regels van toepassing voor de horizontale wapening in Eurocode 2:

Deze regels zijn enkel van toepassing op betonnen wanden met een lengte/dikte verhouding van vier of meer:

$$\frac{c}{t} \geq 4$$

Met:

- c = lengte van de wand
- t = dikte van de wand

De exacte hoeveelheid en detaillering van de wapening kan bepaalt worden met de strut-and-tie methode. Deze methode is een benadering waarbij alle belastingen gelijktijdig beschouwt worden [2].

De horizontale wapening parallel aan de vlakken van de wand en de vrije randen moet aan ieder oppervlak aangebracht worden en mag niet minder bedragen dan de minimumwapening $A_{sh,min}$. Deze minimumwapening kan als volgt bepaalt worden:

- 25 procent van de verticale wapening A_v , of
- $0.001 \times A_c$, met A_c het betonoppervlak

De afstand s tussen twee horizontale staven mag niet groter zijn dan 400 mm.

1.5.2 Regels voor de dwarswapening in Eurocode 2:

Indien het totale oppervlak van de dwarswapening groter is dan 0.02 keer het betonoppervlak, moet er gebruik gemaakt worden van dwarswapening in de vorm van beugels. Deze beugels worden ook bij de hoofdwapening geplaatst in de transversale richting en de hoeveelheid wordt als volgt bepaalt: 4 beugels per m^2 wandoppervlakte.

Er moet geen dwarswapening voorzien worden wanneer er gebruik gemaakt wordt van gelaste wapeningsnetten of staven waarvan de diameter kleiner is dan 16 mm en met een betondekking groter dan twee keer de diameter.

1.5.3 Regels voor de wapening in Eurocode 4:

In de Eurocode 4 worden er geen regels vermeldt voor het ontwerpen van de horizontale en verticale wapening in composiete structuren onderhevig aan buiging en axiale belasting.

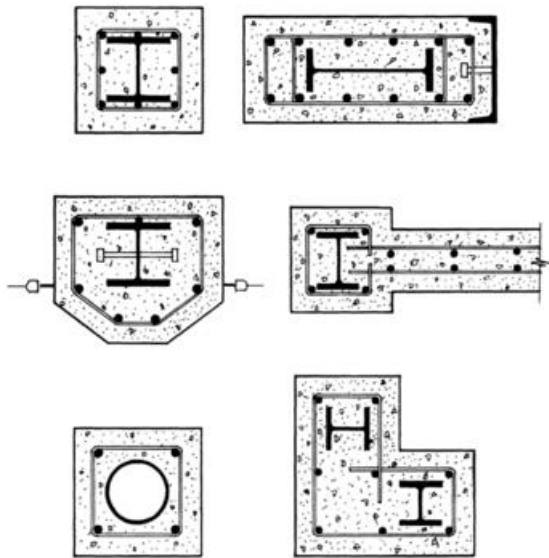
1.6 Analyse composiete structuren

Bij het gebruik van composiete elementen is het moeilijk om in te schatten welke delen van de belasting effect hebben op de stalen sectie of op de betonnen sectie. In tegenstelling tot staal verandert de lengte van het beton in functie van de tijd en spanningen. Deze lengteverandering is te wijten aan krimp en kruip van het beton en zorgt ervoor dat de verdeling van de belasting in de twee materialen eveneens verandert in functie van de tijd en spanningen. Hierbij neemt de belasting opgenomen door de betonsectie af terwijl het deel opgenomen door de staalsectie toeneemt. Deze wijzigingen in de secties geeft aanleiding tot de verandering van de stijfheid in de tijd. Wanneer de variatie van de stijfheid van het beton en het staal invloed heeft op de verdeling van de belasting tussen de twee materialen, moet dit beschouwd worden bij de controle van structurele elementen.

Bij elementen onderhevig aan afschuiving en buiging worden in de algemene ontwerpmethodologie de secties die versterkt zijn met meer dan één profiel uitgesloten. Dit wordt bevestigd in de Eurocode 4 waarin vermeldt wordt dat de vereenvoudigde ontwerpmethodologie niet van toepassing is indien het element bestaat uit één of meer niet verbonden secties. Maar in deze eurocode wordt niet gedefinieerd wat deze niet verbonden secties zijn.

1.7 Types composiete kolommen

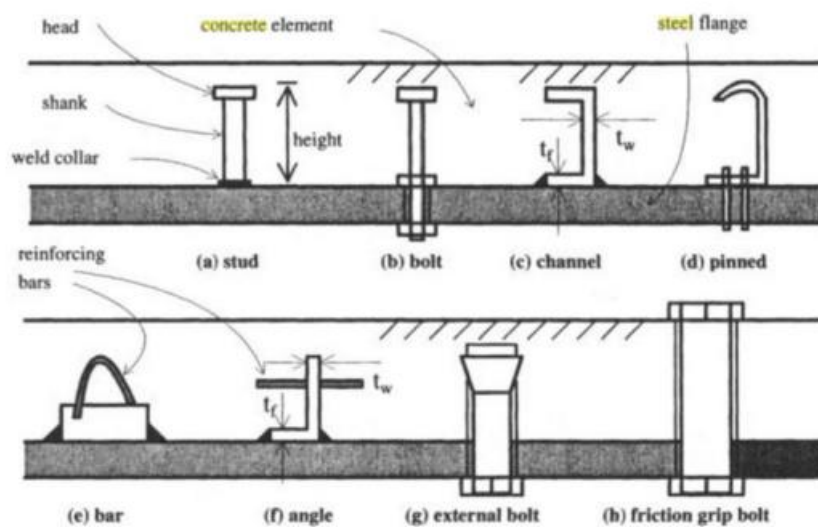
Er bestaan heel wat kolomdoorsnedes. Dit wordt duidelijk gemaakt in Figuur 4. De positie van het stalen profiel kan variëren, afhankelijk van de geometrie van de kolom en de randvoorwaarden. Men kan dus ook buiten de klassieke I- en H-profiel ook een O-profiel gebruiken. Deze laatste is een holle buis [3].



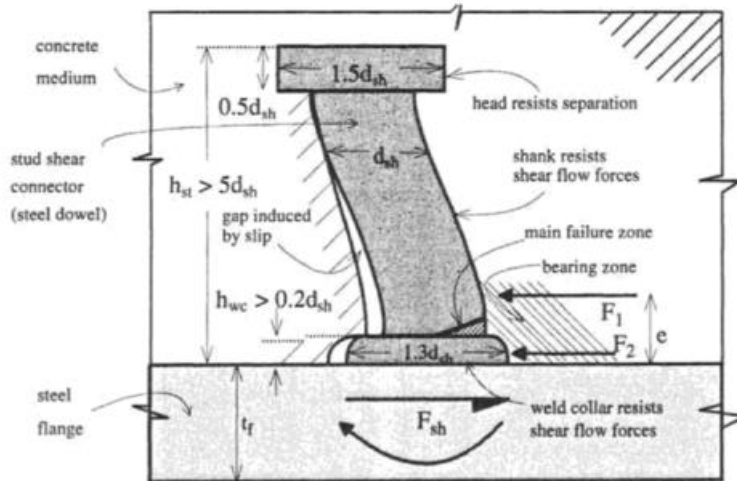
Figuur 4: verschillende compositiete kolomdoorsnedes

1.8 De soorten verbindingen

Er bestaan heel wat mechanische verbindingen tussen het stalen profiel en het beton. Het doel van een mechanische verbinding is namelijk het weerstaan aan de afschuifkrachten tussen het beton en het stalen profiel. Een ander doel is dat het een verbinding vormt met het beton en dat deze materialen goed aan elkaar vast zijn. Figuur 6 toont de verschillende krachten aan die aan een stut aangrijpen. Hierbij zijn de nodige afmetingen van de onderdelen ook weergegeven.



Figuur 5: de verschillende soorten mechanische verbindingen



Figuur 6: aangrijpende krachten bij een stut

De rechteronderkant van de stut vormt de voornaamste zone waar de stut zijn kracht begint te verliezen [4].

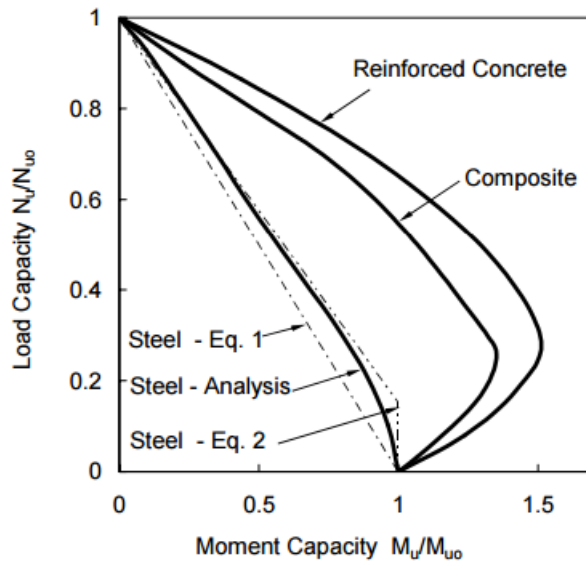
1.9 Sterkte van de componenten

De sterkte van de verschillende componenten of de sectie sterkte wordt gedefinieerd als de lading en de momentcapaciteit van de doorsnede sectie bij korte kolommen (zonder te grote instabiliteit). Het zuiver moment (zonder axiale kracht) is weergegeven als M_{u0} en de zuiver axiale belasting (zonder moment) wordt weergegeven als N_{u0} .

1.9.1 Gewapend beton

Sterkte

Het beton sterkte kan berekend worden op basis van evenwicht en rek. Dit vereist kennis van de geometrie van de dwarsdoorsnede en de spanning-relaties voor zowel het beton als de wapening. De meeste codes gebruiken een simpele rechthoekige betonnen blokken om de spanningsverdeling te bepalen. Er worden dan belasting-moment interactie curves berekend. Een typische gewapend beton curve wordt getoond in Figuur 7.



Figuur 7 belasting-moment interactie curves

Lokale knik

De knik bij de wapening wordt tegengehouden door het beton rondom de wapening. Het beton alleen is dus sterk genoeg om de knik in de wapening te weerstaan, zodanig dat het ontbreken van verbindingen tussen de wapening en het beton geen effect heeft op de maximale laadcapaciteit van de kolommen.

1.9.2 Staal

Sterkte

De sterkte van de staal kan ook op een analoge manier bepaald worden met de belasting-moment curves die getoond is in Figuur 7. Wanneer de moment capaciteit niet verbeterd wordt met een lage, axiale samendrukbare belasting, zoals bij doorsneden met beton waarbij de axiale belasting de scheurvorming vermindert, dan wordt de volgende lineaire formule toegepast

$$\frac{M_u}{M_{u0}} = 1 - \frac{N_u}{N_{u0}}$$

Om de belasting-moment curve weer te geven zoals in Figuur 7. Voor een dubbel symmetrische compacte I-profiel dat gebogen wordt rond de grootste-as, wordt de volgende formule gebruikt.

$$\frac{M_u}{M_{u0}} = 1.18 * \left[1 - \frac{N_u}{N_{u0}} \right] \leq 1,0$$

Lokale knik

De sterkte kan verminderd worden door het lokaal plooiën van de stalen plaat elementen in de doorsnede. Dit is in functie van de slankheid λ_e die afhankelijk van de vorm kan variëren.

1.9.3 Composiet

Sterkte

Zoals voor gewapend beton, kan de sterkte van de samengestelde doorsnede bepaald worden door de belasting-moment curves. Deze werkwijze is nu iets meer complex, omdat het stalen profiel een ander stijfheid heeft dan het beton. Figuur 4 toont de curve voor een I profiel dat is samengesteld met beton en buigt rond de grootste as.

Lokale knik

Voor volledig ingepakte stalen profielen maakt de Eurocode 4 het mogelijk om de effecten van lokaal plooiën te verwaarlozen op voorwaarde dat: de afdekking niet minder is dan 40 mm en niet minder dan een zesde van de breedte b van de flens. De langswapening moet een oppervlakte hebben van ten minste 0,3% van de betondoorsnede [5].

De dimensionering gebeurt volgens de grenstoestanden. Er zijn namelijk 2 soorten grenstoestanden die telkens verder onderverdeeld kunnen worden: GGT (gebruiksgrenstoestand) en UGT (uiterste gebruikstoestand) . Het overschrijden van GGT betekent niet dat een gebouw zal instorten. Dit zal eerder plaatsvinden bij de overschrijding van UGT.

Om de duurzaamheid en het comfort in gebouwen te verhogen, moet men de GGT wel respecteren

Wanneer de composite kolom op GGT gecontroleerd wordt, dan gaat het voornamelijk over de verplaatsingen die bovenaan de kolom plaatsvinden. De grenswaarden van deze verplaatsingen kunnen gecontroleerd volgens Eurocode 4.

Men verwaarloost ook de axiale vervormingen die kunnen optreden bij op druk belaste onderdelen, omdat deze klein zijn. Als de kolom ontworpen is om knik te kunnen weerstaan, dan zijn de horizontale vervormingen aanvaardbaar.

Eurocode 4 heeft wel geen grenswaarden voor de scheurvervorming in GGT voor beton dat blootstaat aan hoge drukspanningen [6].

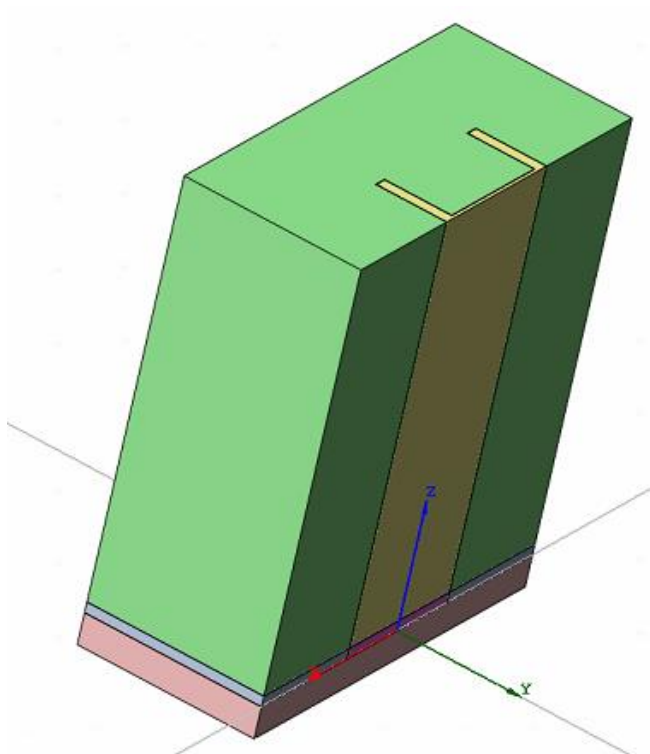
2 DIANA

In dit onderzoek is er gebruik gemaakt van het softwareprogramma DIANA om de numerieke modellering uit te voeren. DIANA is een uitgebreid eindige elementen softwareprogramma voor het modelleren van complexe structuren.

In het programma worden twee structuren gemodelleerd, namelijk de composiete kolom en de kruising van de composiete kolom met een balk. Hierbij wordt niet de volledige constructie, maar enkel het gedeelte in de transactiezone A-B geïmplementeerd. Dit is omdat enkel in deze zone de transactiekrachten onbekend zijn en deze zone niet behoort tot Eurocode 2 en 4. De boven- en onderliggende delen van de constructie, gelegen buiten deze zone, kunnen respectievelijk met Eurocode 4 en 2 berekend en ontworpen worden. De transactiezone heeft een lengte van 400 mm en bestaat uit een samenstelling van het profiel, het omhullende beton en de traditionele wapeningsstaven met beugels. Wegens symmetrie zijn de structuren slechts voor één helft ontworpen.

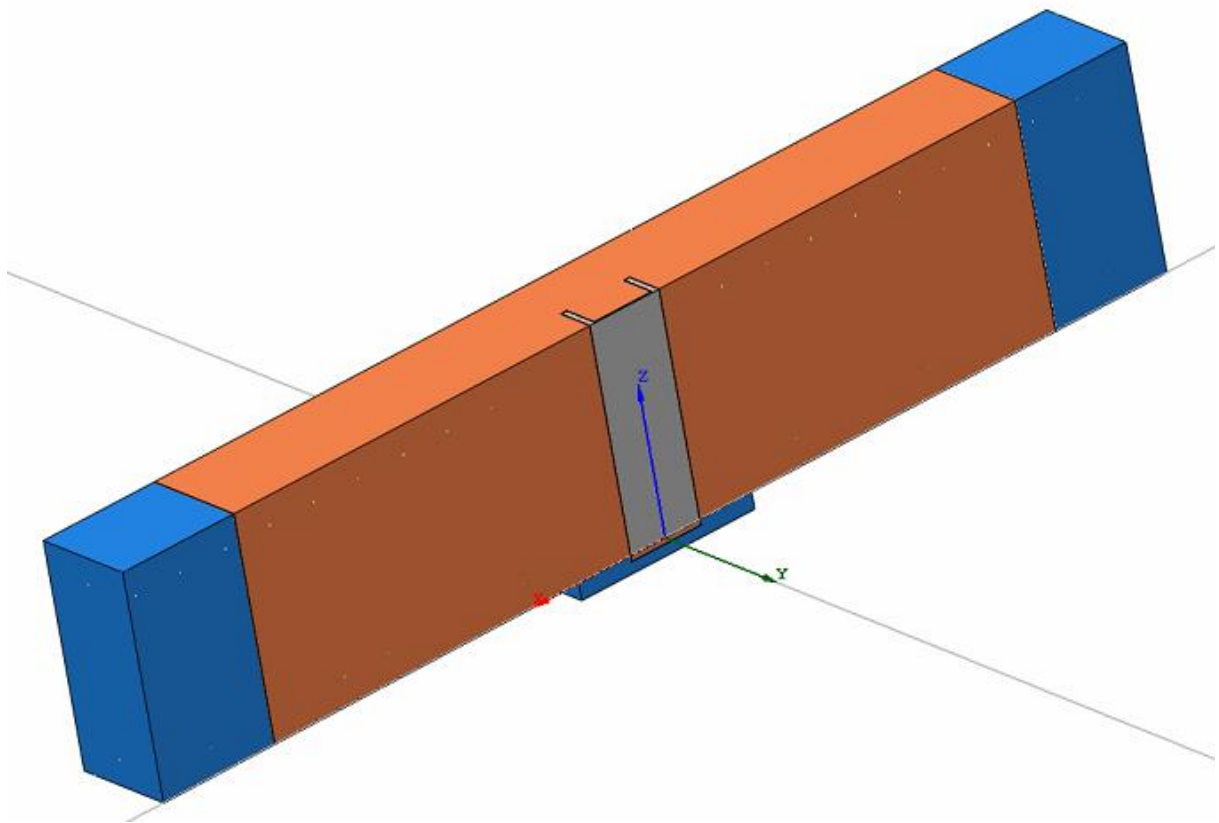
2.1 Opbouw proefstukken

De opbouw van de composiete kolom in de transactiezone wordt weergegeven in Figuur 8. De structuur in het groen is een voorstelling van het omhullende beton. Het profiel wordt weergegeven in het geel en de wapening is hier niet zichtbaar omdat het zich in het beton bevindt. De onderste twee lagen (roze en paars) zijn aangebracht om een voldoende reactiekracht te kunnen genereren bij de modellering. Deze lagen bestaan uit traditioneel gewapend beton, dus zonder de aanwezigheid van een profiel.



Figuur 8: opbouw composiete kolom ter hoogte van de transactiezone

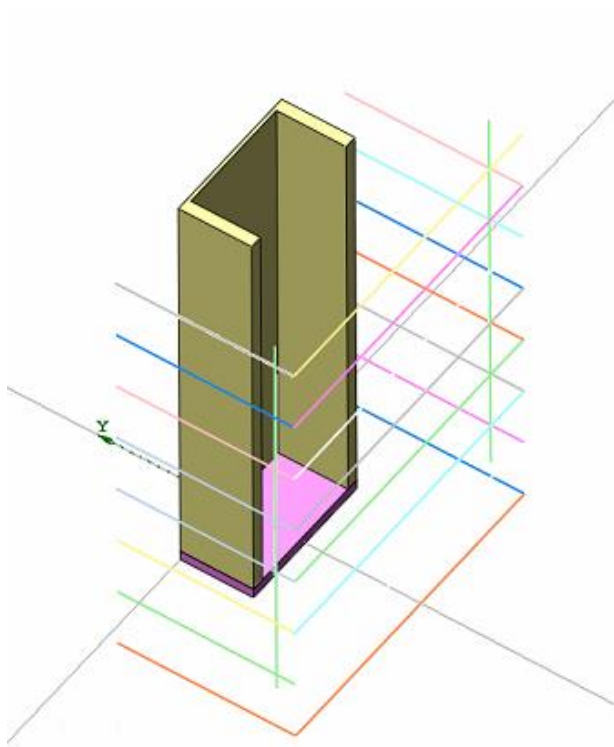
De opbouw van de kruising in de transactiezone wordt weergegeven in Figuur 9. De structuur in de bruine kleur is een voorstelling van het beton. Het profiel wordt hier weergegeven in het grijs en de wapening is hier niet zichtbaar omdat het zich in het beton bevindt, maar deze zijn hetzelfde als in de composiete kolom. Ook hier zijn er lagen onder de transactiezone aangebracht om een voldoende reactiekracht te kunnen genereren. Het beton in de balk, voorgesteld met een blauwe kleur wordt beschouwd als beton dat zich in alle gevallen als een elastisch materiaal zal gedragen. Dit betekent dat de blauwe zones zich elastisch gedragen in de plastische analyse.



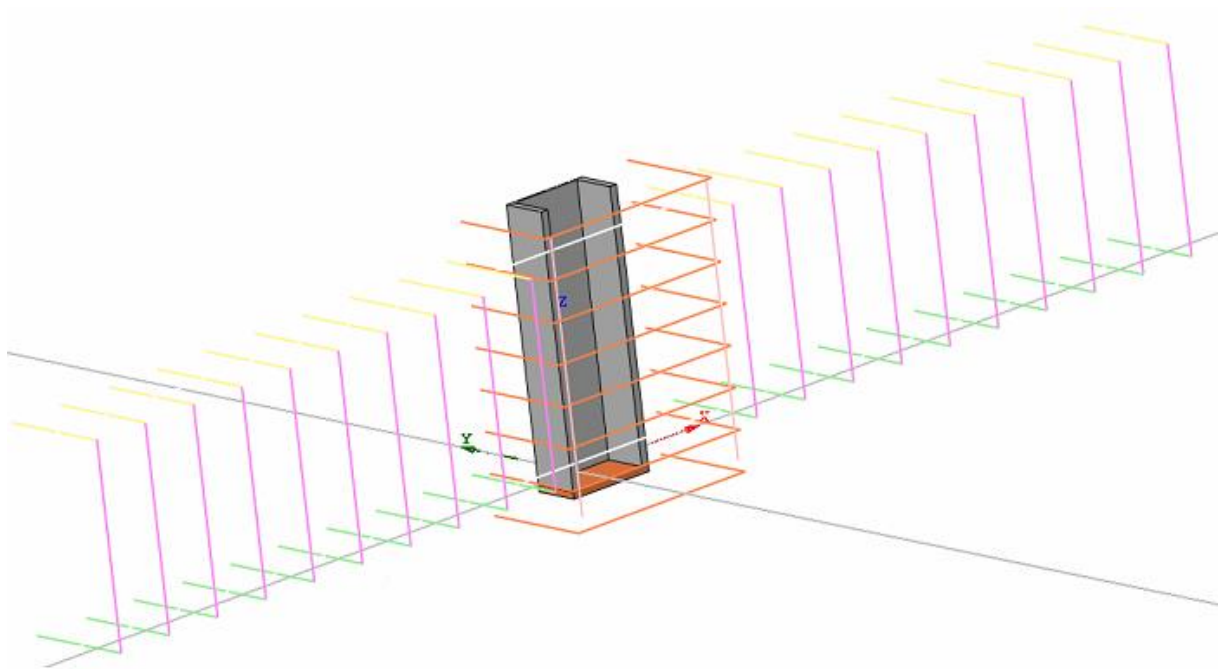
Figuur 9: opbouw kruising ter hoogte van de transactiezone

De opbouw van het profiel en de traditionele wapening in de transactiezone wordt weergegeven in onderstaande figuur. Deze opbouw wordt zowel in de compositie kolom als in de kruising toegepast. Bij de kruising is er eveneens wapening aanwezig in de balk.

In de modellering wordt er gebruik gemaakt van het profiel HEB140, voorzien van een stalen bodemplaat. Deze stalen bodemplaat wordt gebruikt om een goede krachtsoverdracht tussen het profiel en het beton te bekomen. Hiernaast is het ook nodig om pons van het profiel in het beton te voorkomen. In de kolom bestaat de traditionele wapening uit wapeningsstaven van diameter 40 mm en beugels met een diameter van 14 mm. Bij de kruising is het profiel en de wapening in de kolom dezelfde. In de balk hebben de traditionele wapeningsstaven een diameter van 28 mm en de beugels hebben een diameter van 14 mm. Een weergave van deze onderdelen is te zien in onderstaande figuren.

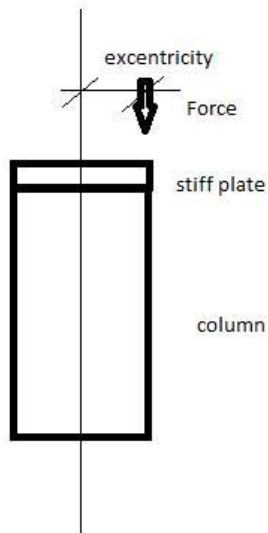


Figuur 10: profiel, bodemplaat en traditionele wapening in de kolom



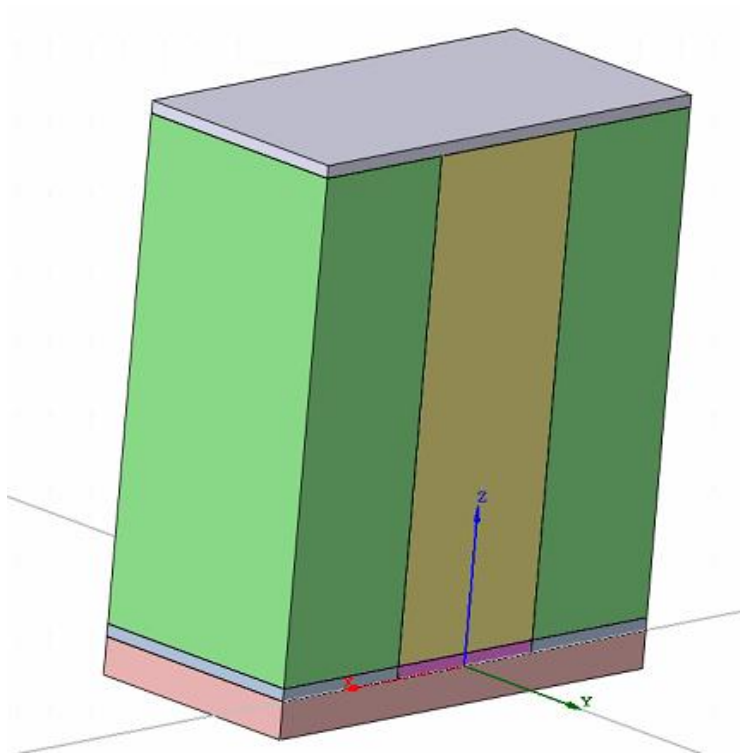
Figuur 11: profiel, bodemplaat en traditionele wapening in de kruising

Bij de uitvoering van de modellering werd er geconstateerd dat het aangrijpende moment geen invloed had op het proefstuk. Om deze reden wordt er bovenop het proefstuk een stijve plaat aangebracht. Het aangrijpende moment wordt vervolgens vervangen door een equivalente kracht op het uiteinde van de plaat. Het principe wordt voorgesteld in onderstaande figuur.

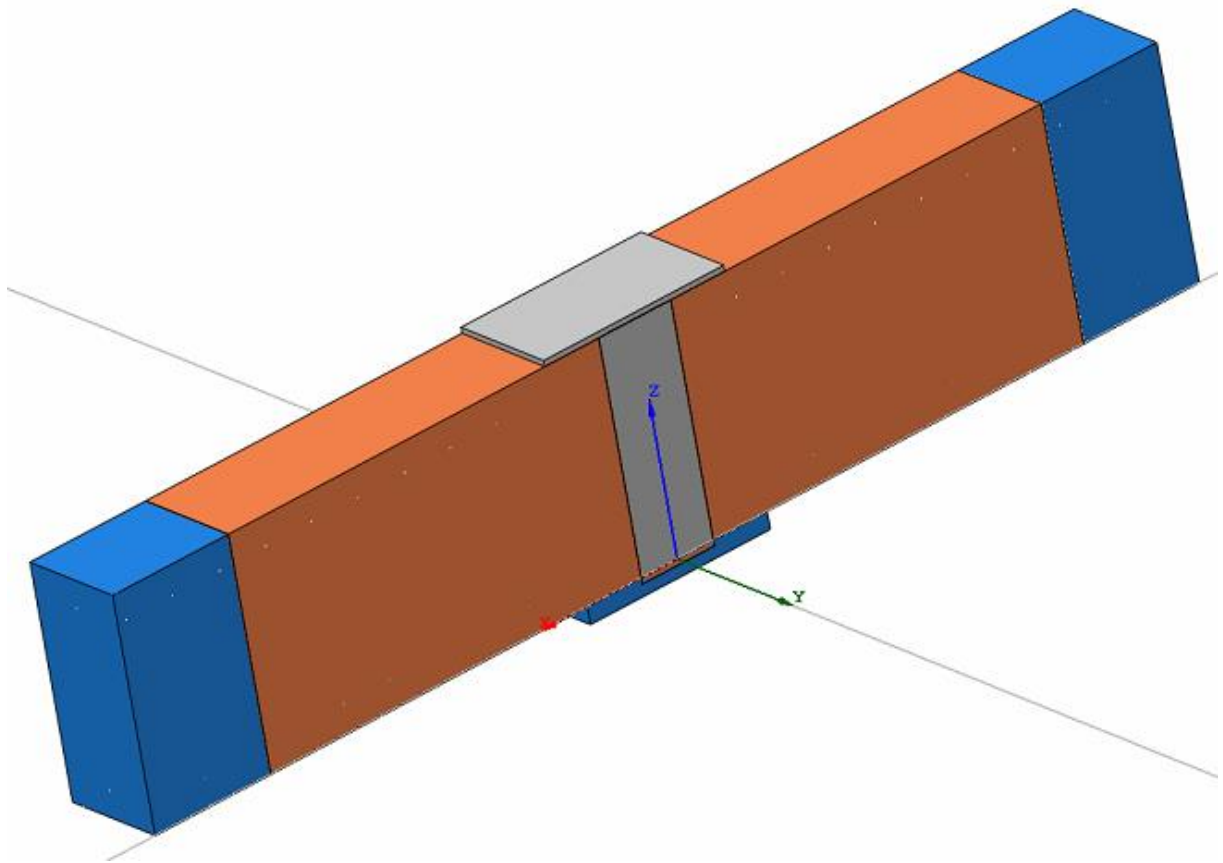


Figuur 12: Principe equivalent moment

Bovenstaande figuur is een vereenvoudigde weergave van de oplossing. In de praktijk ziet dit er uit als volgt:



Figuur 13: compositie kolom voorzien van een stijve plaat



Figuur 14: kruising met voorziening van een stijve plaat in de kolom

2.2 Belastingen

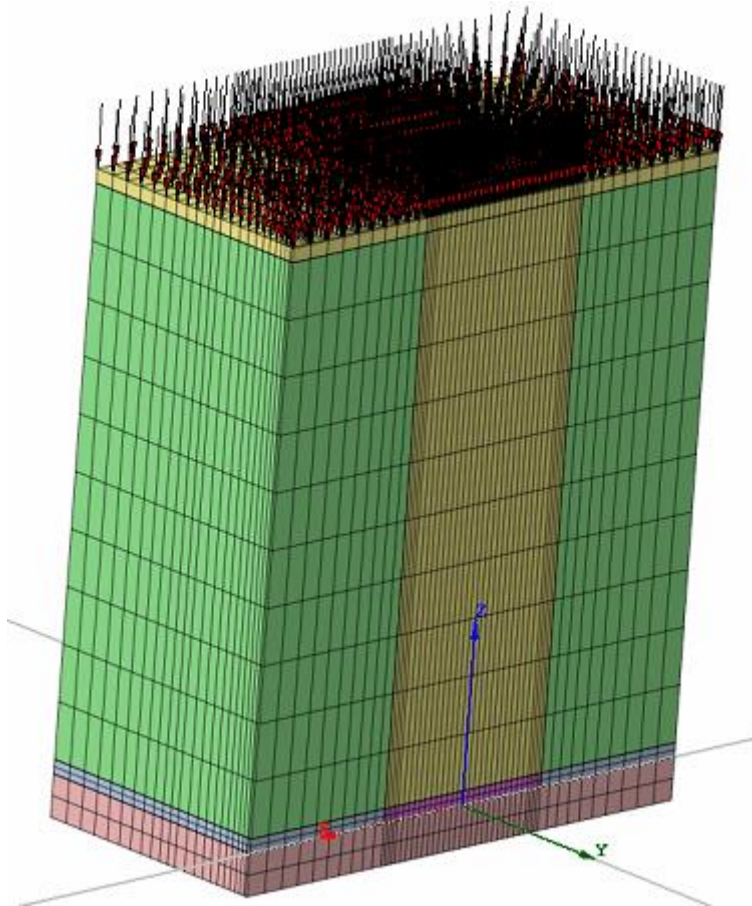
Zowel de composiete kolom als de kruising worden axiaal en lateraal belast tijdens de experimentele test. Deze belastingen en het bijhorend moment worden eveneens geïmplementeerd op de proefstukken in de modellering.

Aangezien het ontwerp van de proefstukken gebaseerd is op de ontwerpcalculatie, zijn ook de waarden van de aangrijpende belastingen hieruit overgenomen. Deze bedragen voor de axiale en laterale belasting respectievelijk 2660 kN en 108,8 kN. Het moment M_{Ed} dat in de bovenzijde van het proefstuk aangrijpt, wordt veroorzaakt door de laterale belasting V_{Ed} . Dit moment is gelijk aan kracht maal afstand. Aangezien de laterale belasting twee meter boven de transactiezone op het proefstuk aangrijpt, is dit de afstand tussen de kracht en de bovenzijde van de transactiezone. Dit betekent dat er een moment optreedt van 217,6 kNm.

Zoals reeds eerder vermeld, zijn wegens symmetrie de proefstukken voor de helft ontworpen. Om deze reden worden ook de aangrijpende belastingen en het moment gehalveerd.

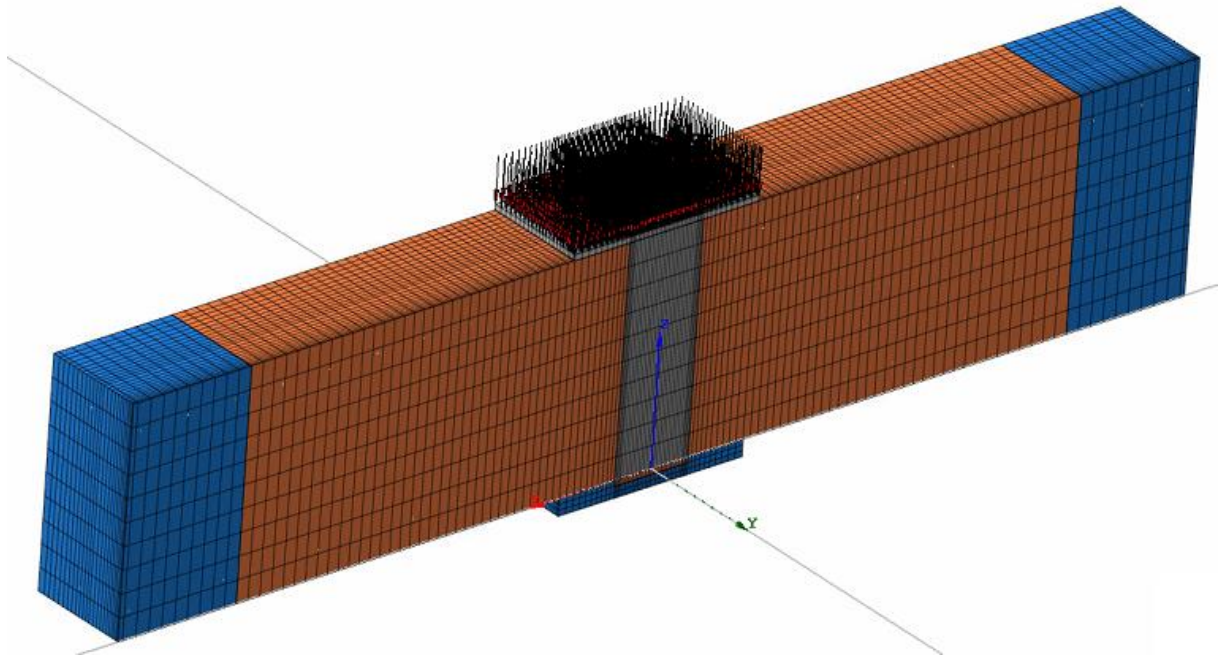
De axiale en laterale belasting aanwezig op de proefstukken, in het programma DIANA, bedragen respectievelijk 1330 kN en 54,4 kN. Het programma is gebaseerd op de eindige elementen methode en de proefstukken zijn voorzien van een mesh. Om deze reden zullen de belastingen verdeeld moeten worden over de aanwezige knopen. Dit is om een constante belasting te bekomen over de volledige lengte van de zijde of van het oppervlak. De positie van de krachten en de voorstelling van de mesh wordt weergegeven in onderstaande figuren.

De axiale belasting grijpt aan op de bovenzijde van de stijve plaat. De richting en de zin van de belastingen zijn respectievelijk in de z-richting en naar onder gericht.



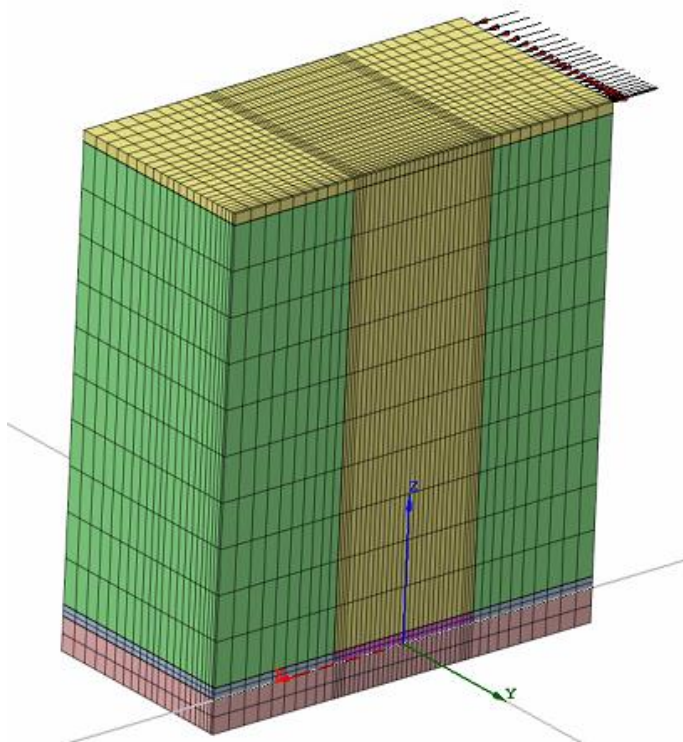
Figuur 15: voorstelling axiale belasting en mesh bij kolom

De mesh in de kruising is niet dezelfde als die van de kolom. Dit betekent dat de kracht in de knopen van de kruising niet gelijk is aan de kracht in de knopen van de kolom. Maar de som van de krachten in de knopen zijn wel gelijk aan elkaar, wat vanzelfsprekend is.

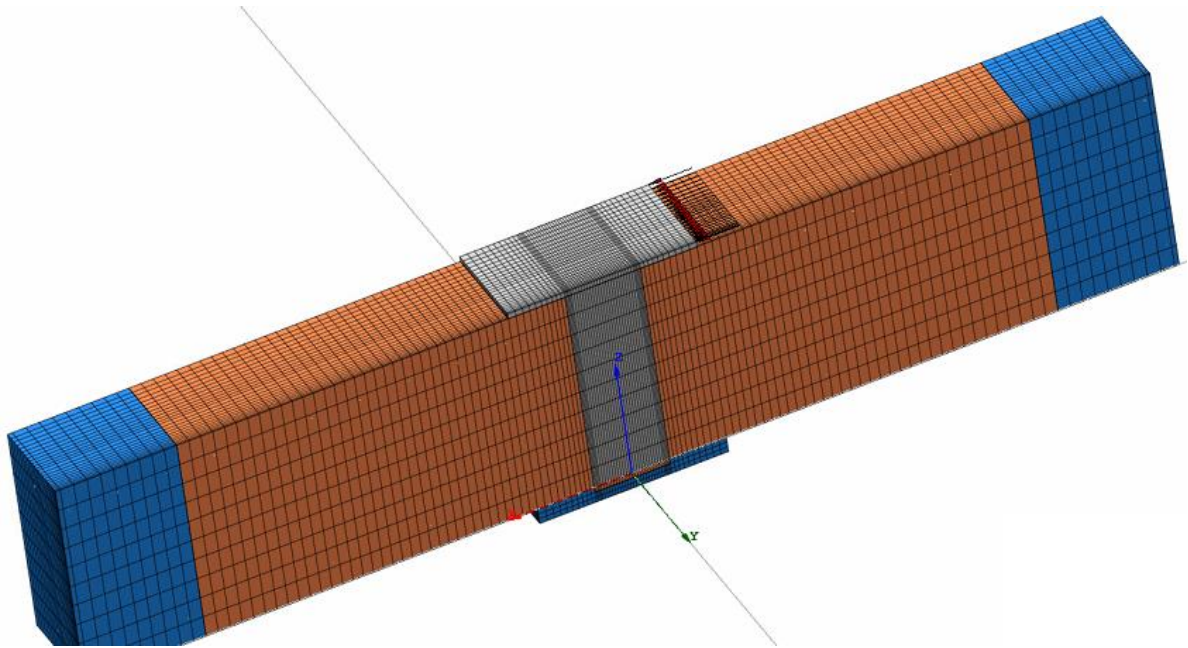


Figuur 16: voorstelling axiale belasting en mesh bij kruising

De laterale belasting grijpt aan op de zijkant, ter hoogte van de bovenkant van de stijve plaat. De belastingen grijpen aan in de x-richting en zijn naar het proefstuk toe gericht.



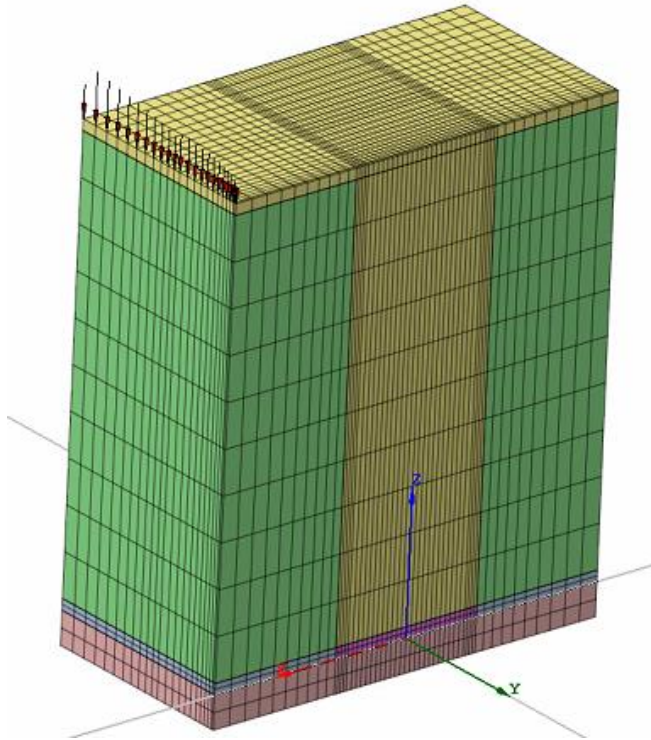
Figuur 17: voorstelling laterale belasting en mesh bij kolom



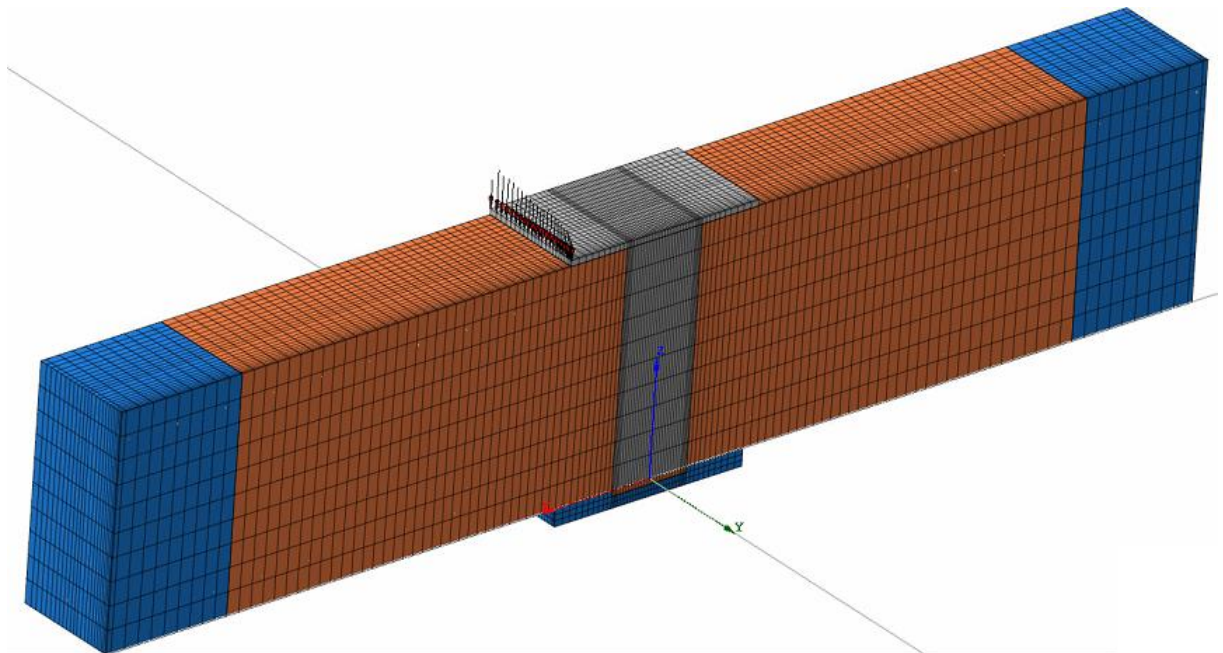
Figuur 18: voorstelling laterale belasting en mesh bij kruising

Voor het bepalen van de equivalente kracht op het uiteinde van de plaat zijn volgende stappen ondernomen:

Het oorspronkelijk moment ter hoogte van de bovenkant van het proefstuk is gelijk aan 108,8 kNm (moment aanwezig op de helft van de werkelijke doorsnede) en zal toenemen in de diepte. Dit betekent dat de equivalente kracht eveneens moet toenemen met de diepte. Dit is niet mogelijk omdat de kracht wordt ingegeven als constante waarde. Om de fout van de benadering te minimaliseren, werden de momenten bepaald in het midden van het proefstuk en in de boven- en onderzijde. Voor elk moment wordt de equivalente kracht bepaald en vervolgens wordt het gemiddelde van deze waardes gebruikt als aangrijpende kracht op de bovenzijde van het proefstuk. Deze kracht bedraagt 683,886 kN en moet eveneens verdeeld worden over de knopen in de mesh. De positie van de equivalente kracht en de voorstelling van de mesh wordt weergegeven in Figuur 19 en Figuur 20. Het rekenblad gebruikt voor het verdelen van de equivalente kracht over de knopen is in bijlage 1 toegevoegd.



Figuur 19: voorstelling equivalente belasting (moment) en mesh bij kolom



Figuur 20: voorstelling equivalente belasting (moment) en mesh bij kruising

2.3 Analyse

2.3.1 Lineair statische analyse

Bij de lineair statische analyse worden de proefstukken, zoals de naam al vermeld, statisch belast. Hierbij worden de eerder vermelde belastingen met bijhorende waarde uitgeoefend op de proefstukken. Aangezien deze analyse statisch is, zullen deze belastingen constant blijven. In deze analyse wordt er gekeken naar het effect van de constante belasting. Er wordt geen rekening gehouden met een lang termijn belasting. Hierbij wordt de invloed van elke belasting apart bekeken. Dit betekent dat de proefstukken enkel axiaal of lateraal worden belast en deze belastingen niet gelijktijdig of achtereenvolgend optreden.

2.3.2 Niet lineaire analyse

Bij de niet lineaire analyse worden dezelfde belastingen beschouwd als bij de lineaire analyse. De waardes van deze belastingen blijven hier niet constant maar zullen in stappen toenemen totdat de eindwaardes van de belastingen bereikt zijn. In deze analyse wordt eerst de axiale belasting uitgevoerd op de proefstukken totdat de eindwaarde bereikt is. Deze axiale belasting blijft behouden terwijl de laterale belasting met bijhorend moment eveneens op het proefstuk wordt aangebracht. Dit betekent dat de proefstukken zowel axiaal als lateraal worden belast en deze belastingen achtereenvolgend zullen optreden.

Zo kan bijvoorbeeld ingesteld worden dat de equivalente belasting zal toenemen in tien stappen met een stapgrootte van 0,1 maal de waarde van de belasting. Dit betekent dat de equivalente belasting 683,886 kN bedraagt na tien stappen. Dit wordt in het programma ingesteld door bij load steps 0,1(10). Het is eveneens mogelijk om de waarde verder te laten evolueren dan 683,886 kN. Dit kan door het aantal stappen en/of de stapgrootte te vergroten.

Deze niet lineaire analyse kan een hulpmiddel zijn om het falen van de constructie, en de locatie hiervan op voorhand te bepalen. Hiernaast is het handig voor het ontwerpen van de constructie in beide grenstoestanden, namelijk de uiterste en de gebruiksgrenstoestand.

2.3.3 Elastisch materiaal

Bij de analyse van de proefstukken wordt er een modellering uitgevoerd van de composiete kolom en de kruising bestaande uit elastisch materiaal. Elastisch materiaal zal bij belasting elastisch vervormen, wat betekent dat het materiaal niet permanent zal vervormen. De karakteristieken van de gebruikte materialen bij de elastische analyse kunnen geraadpleegd worden in bijlage 2.

2.3.4 Elasto-plastisch materiaal

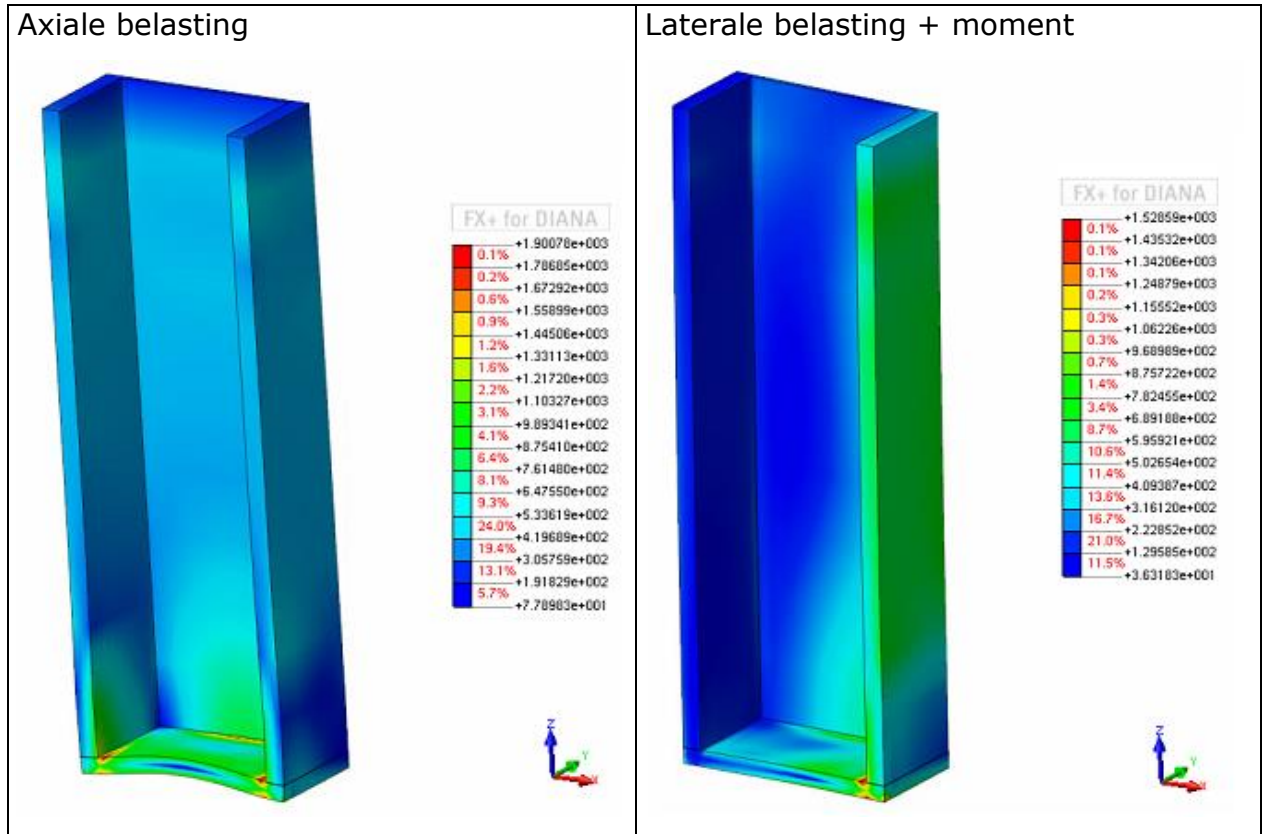
Er wordt eveneens een modellering uitgevoerd van de composiete kolom en de kruising bestaande uit elasto-plastisch materiaal. In tegenstelling tot het elastisch materiaal zal dit materiaal bij belasting plastisch vervormen, wat betekent dat de vervorming niet meer ongedaan gemaakt kan worden. De karakteristieken van de gebruikte materialen bij de elasto-plastische analyse kunnen geraadpleegd worden in bijlage 3.

2.4 Resultaten modellering

Er zijn in het totaal acht analyses uitgevoerd, waarvan vier voor de kolom en vier voor de kruising. De resultaten van de analyses worden in deze paragraaf weergegeven.

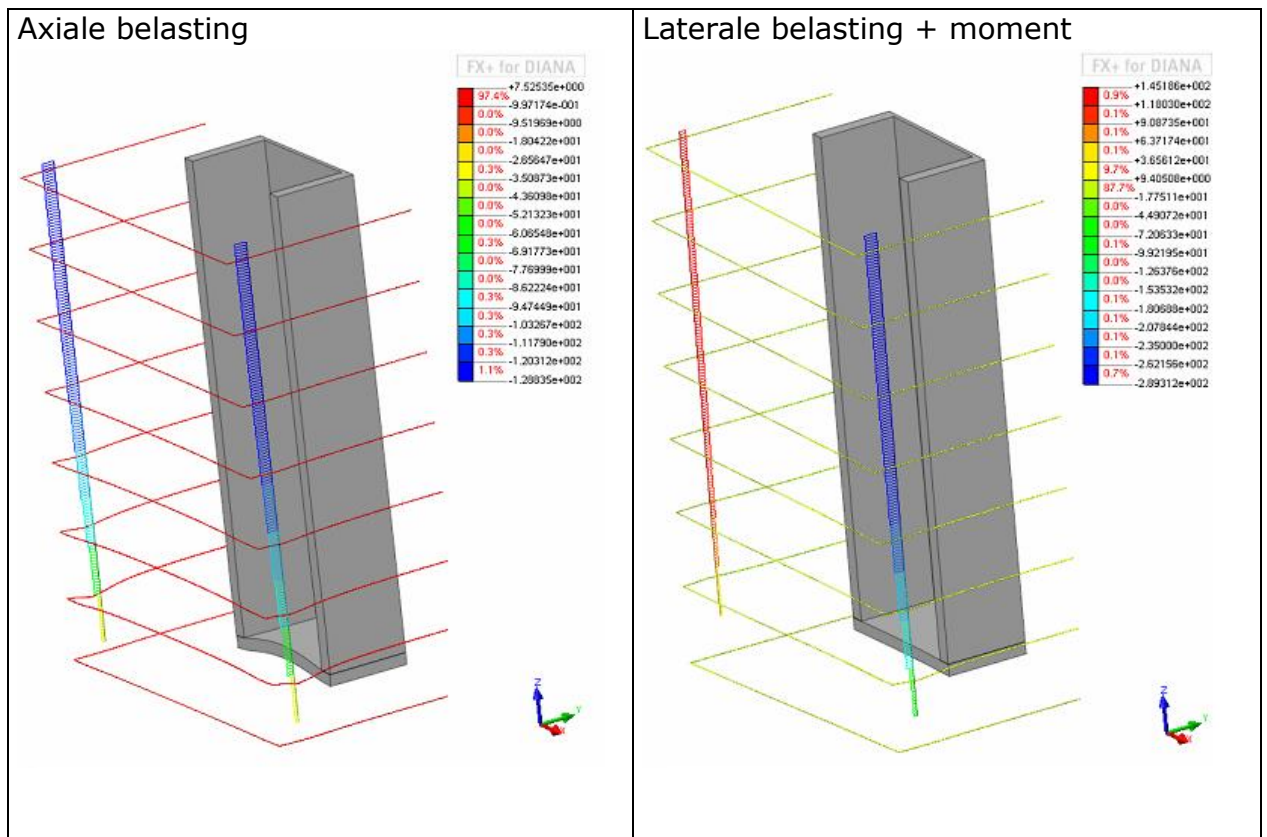
2.4.1 Lineair statische analyse van een elastische kolom

Von Misses spanning in het stalen profiel



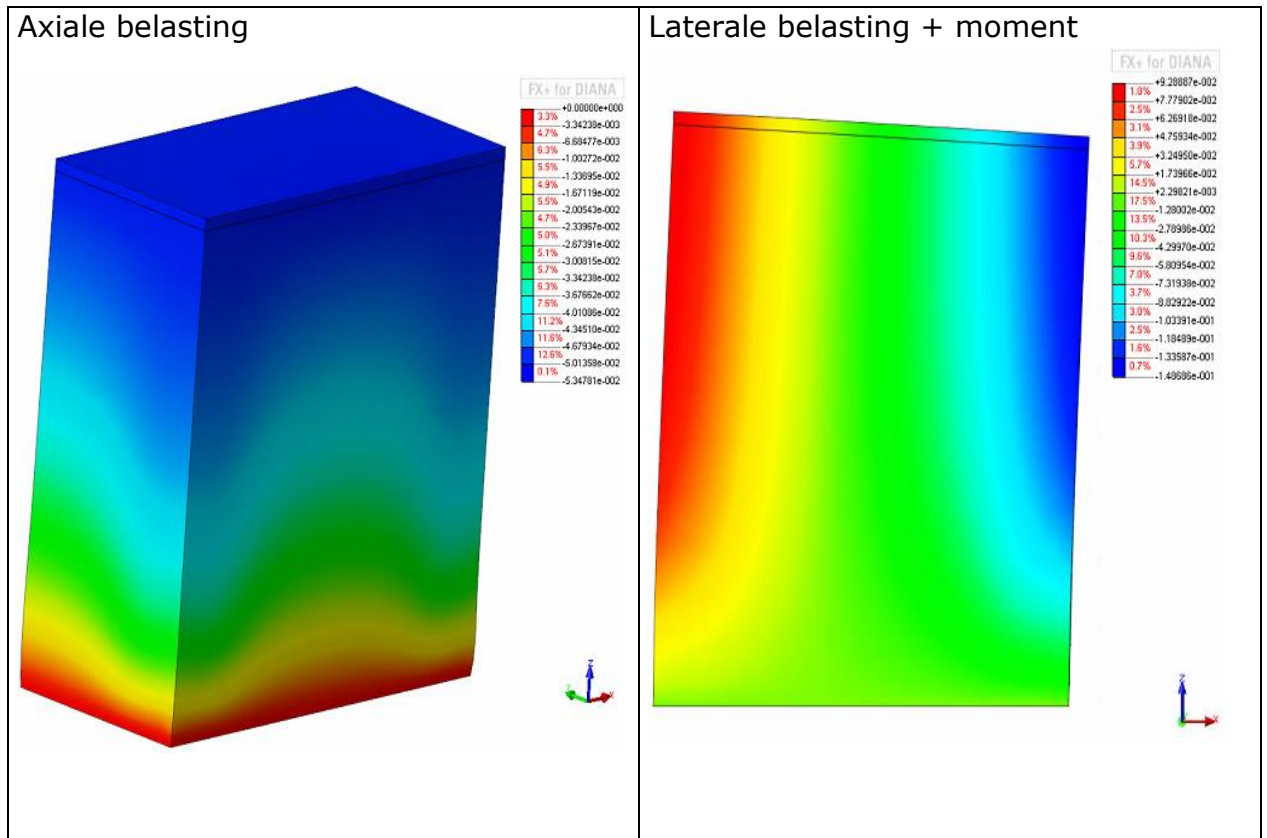
Figuur 21: Von Misses spanningen in het profiel van de elastische kolom bij de lineair statische analyse

Spanning xx in de traditionele wapening



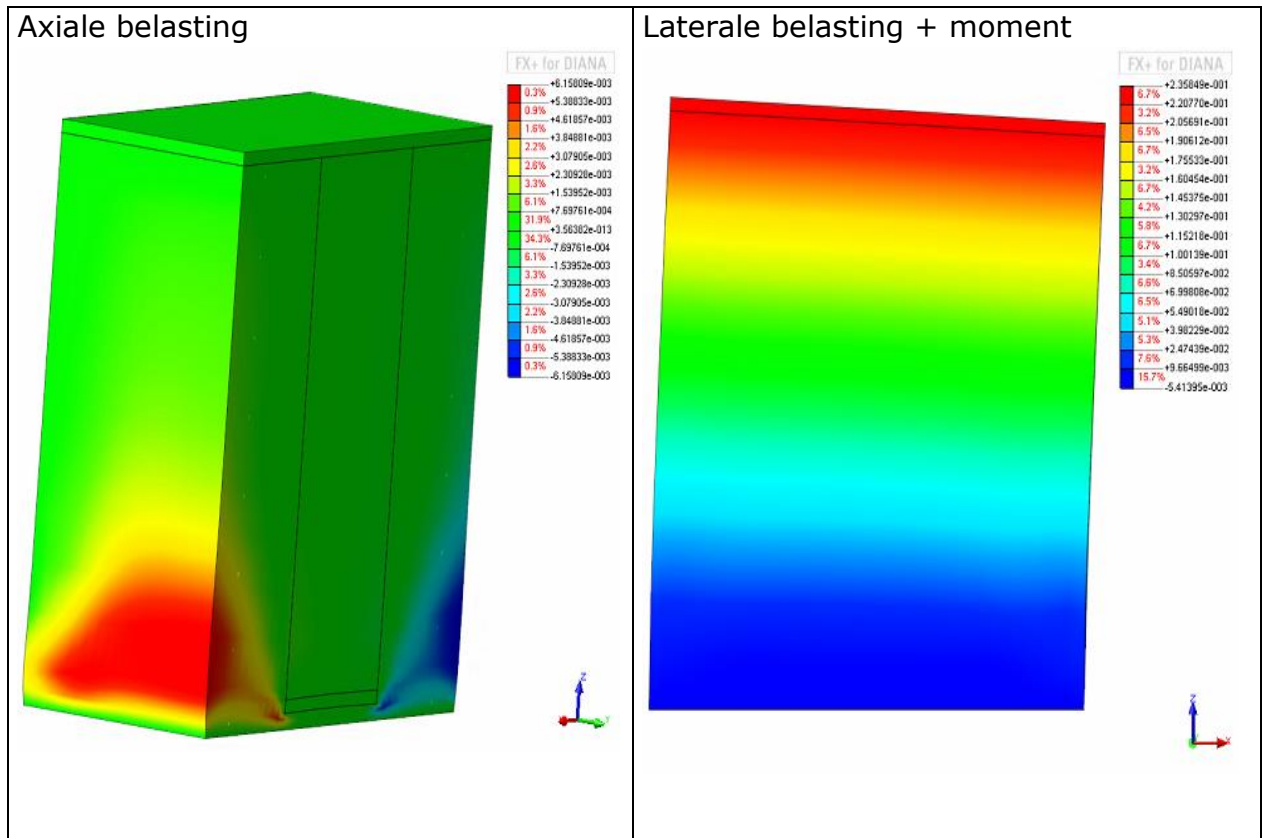
Figuur 22: Spanning xx in de traditionele wapening van de elastische kolom bij de lineair statische analyse

Verplaatsing proefstuk in de z-richting



Figuur 23 Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elastische kolom bij de linear statische analyse

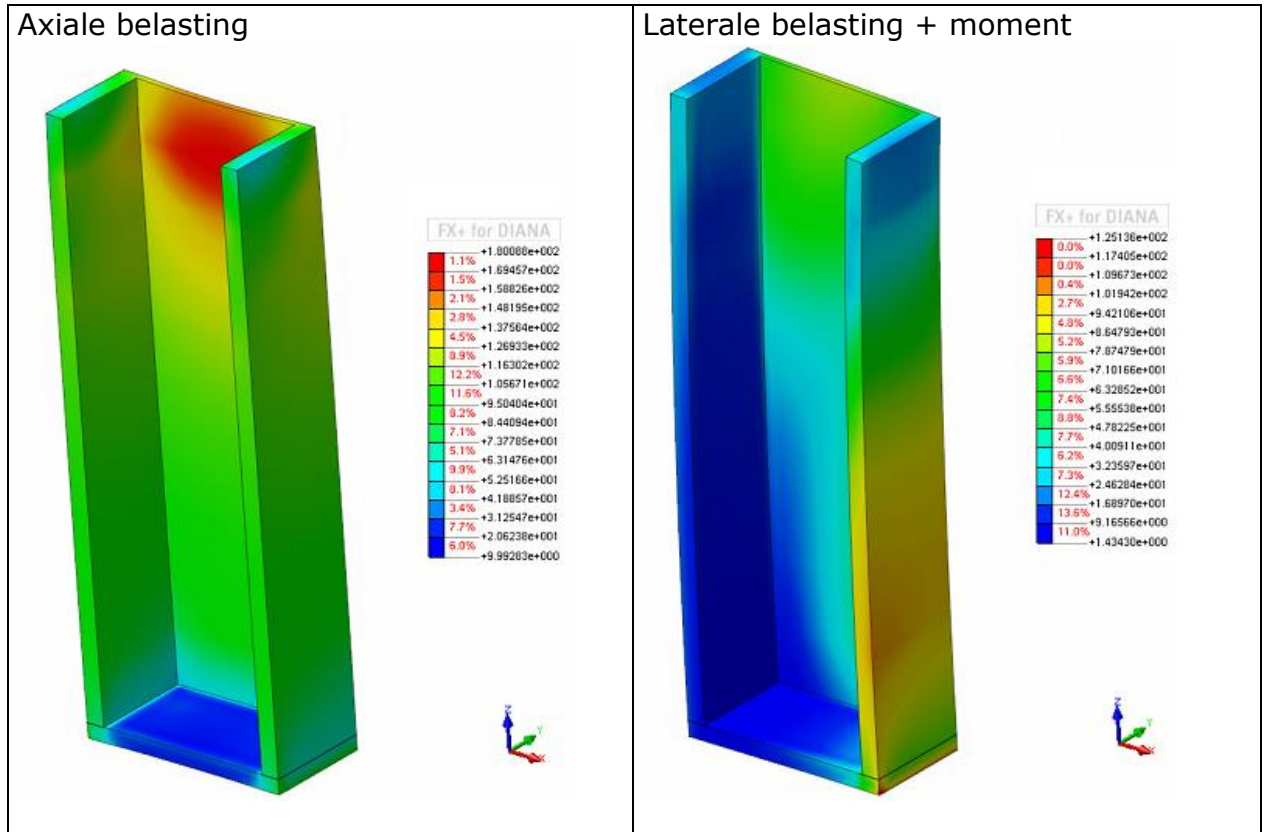
Verplaatsing proefstuk in de x-richting



Figuur 24: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elastische kolom bij de lineair statische analyse

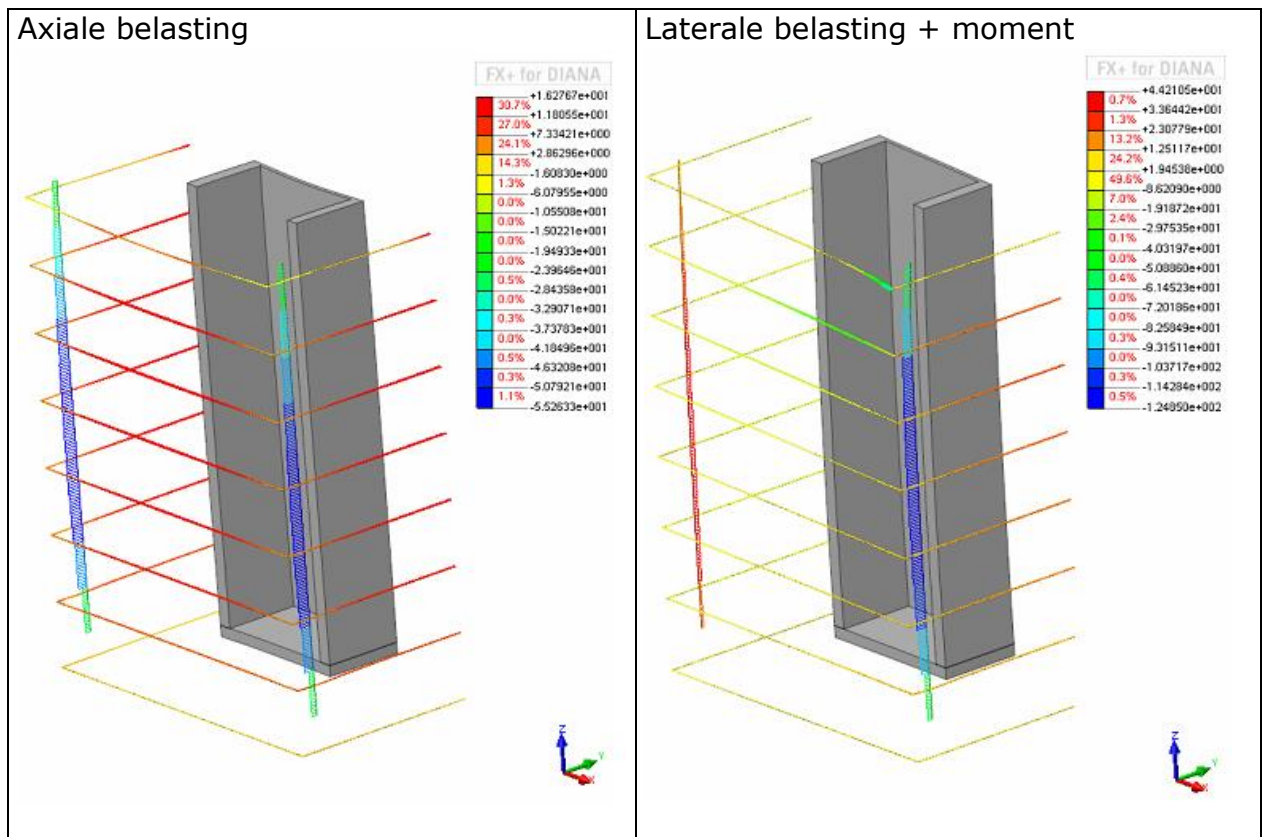
2.4.2 Lineair statische analyse van een elasto-plastische kolom

Von Mises spanning in het stalen profiel



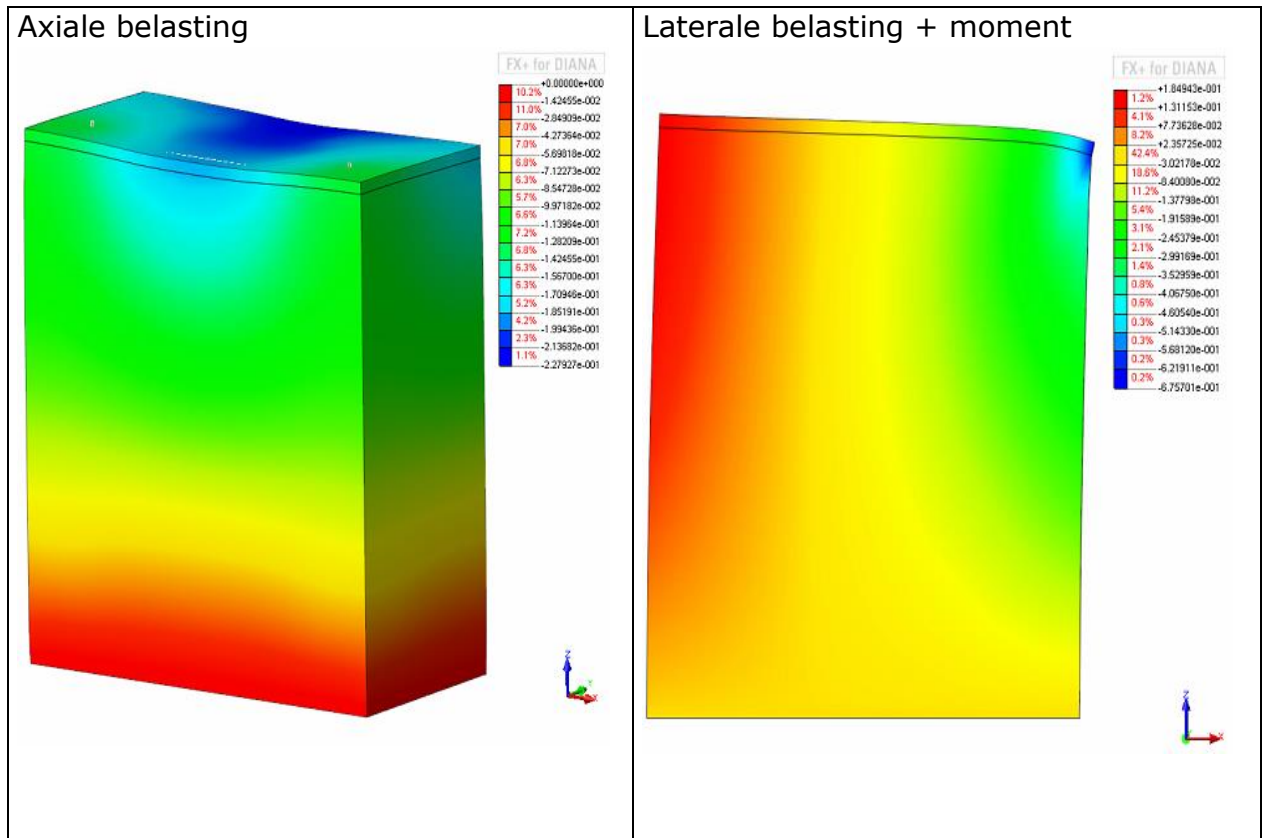
Figuur 25: Von Mises spanningen in het profiel van de elasto-plastische kolom bij de lineair statische analyse

Spanning xx in de traditionele wapening



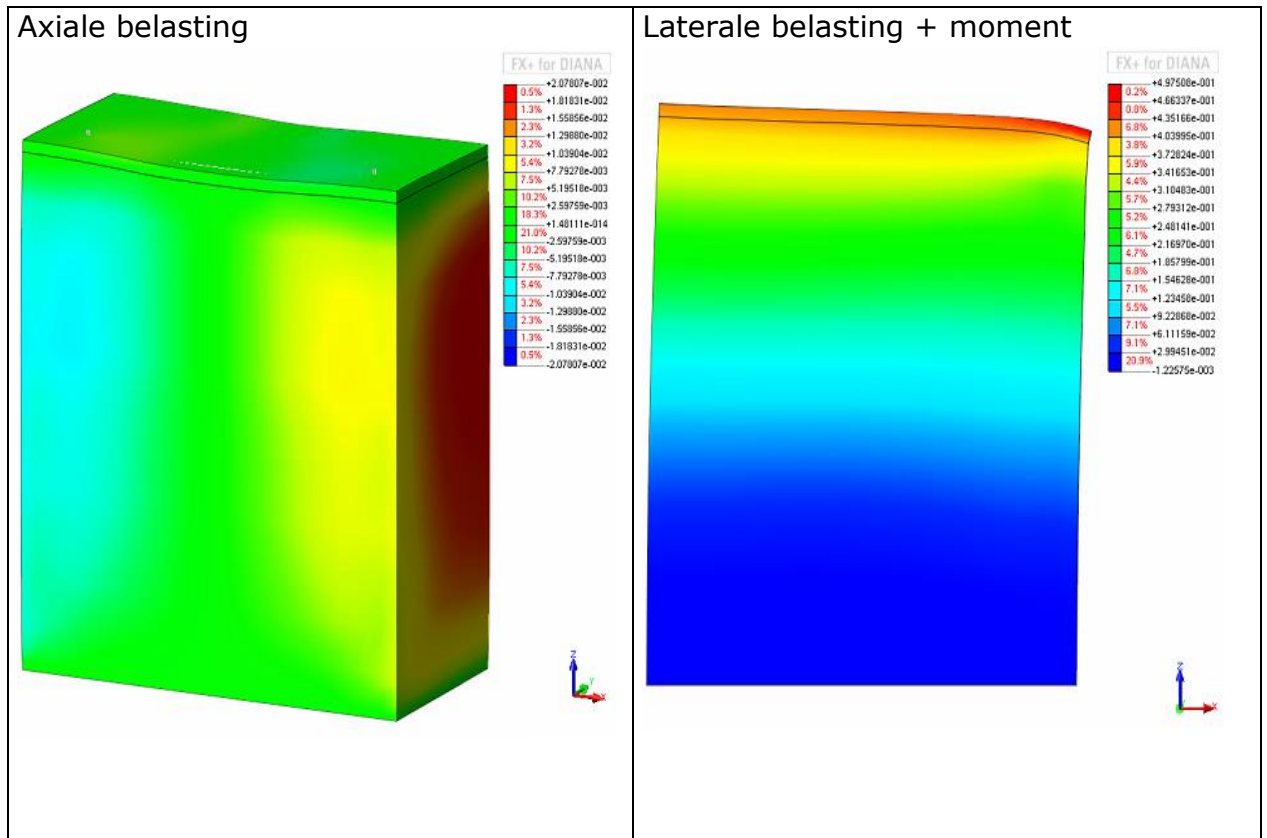
Figuur 26: Spanning xx in de traditionele wapening van de elasto-plastische kolom bij de lineair statische analyse

Verplaatsing proefstuk in de z-richting



Figuur 27: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elasto-plastische kolom bij de lineair statische analyse

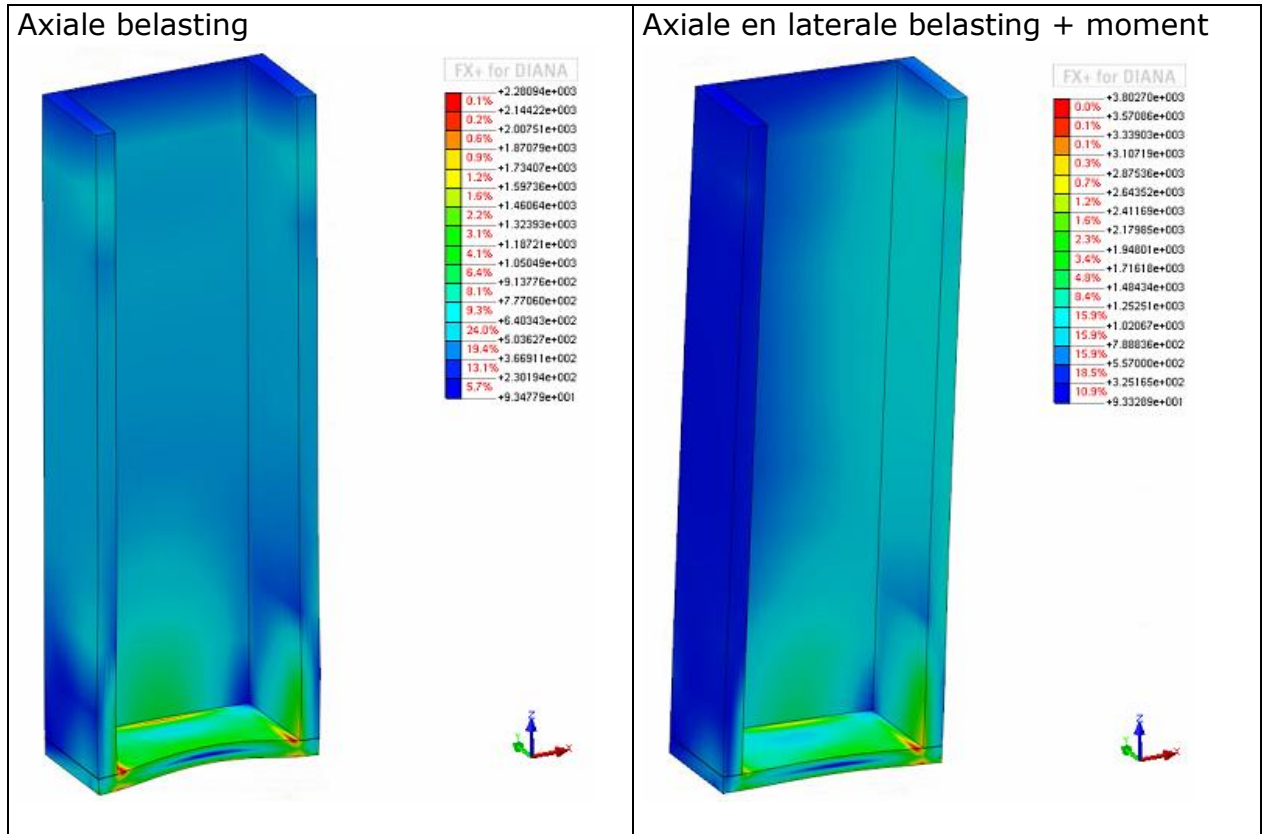
Verplaatsing proefstuk in de x-richting



Figuur 28: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elasto-plastische kolom bij de lineair statische analyse

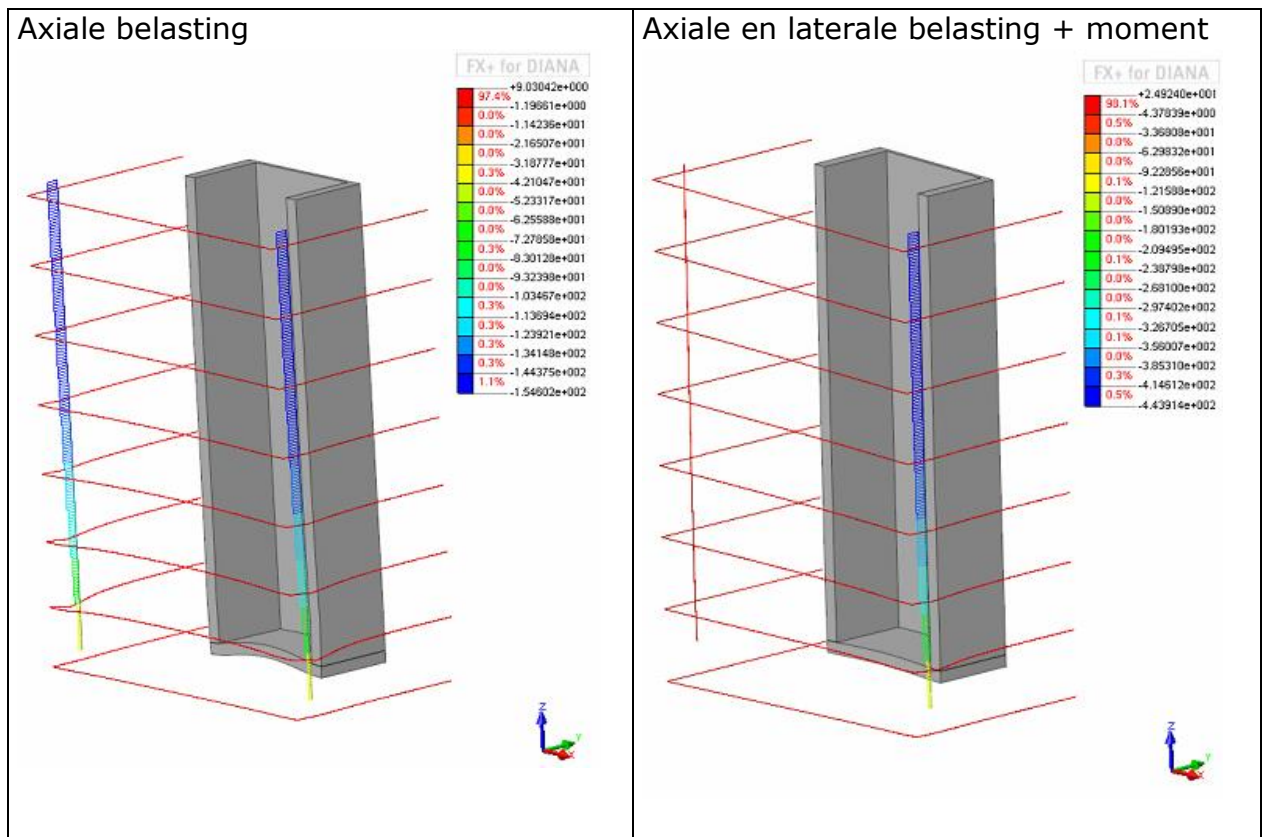
2.4.3 Niet lineaire analyse van een elastische kolom

Von Misses spanning in het stalen profiel



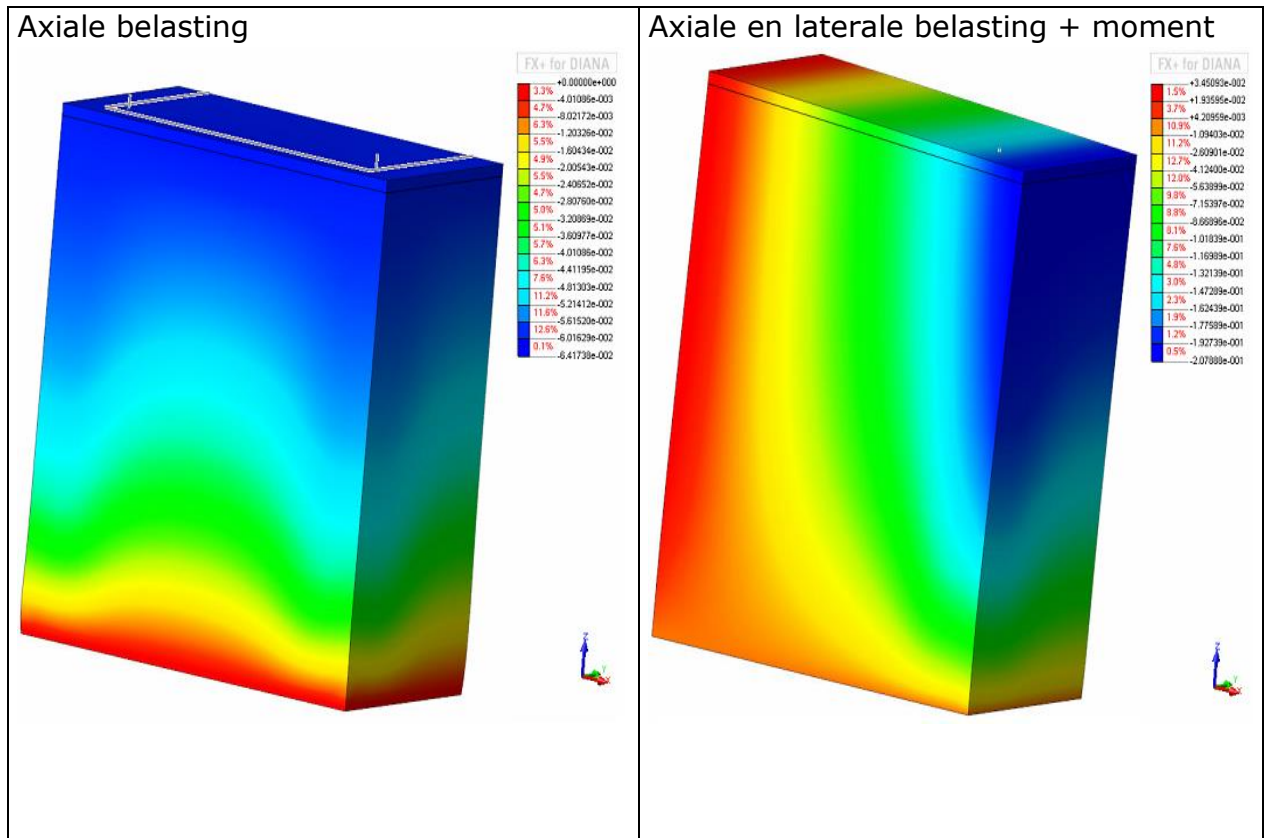
Figuur 29: Von Misses spanningen in het profiel van de elastische kolom bij de niet lineaire analyse

Spanning xx in de traditionele wapening



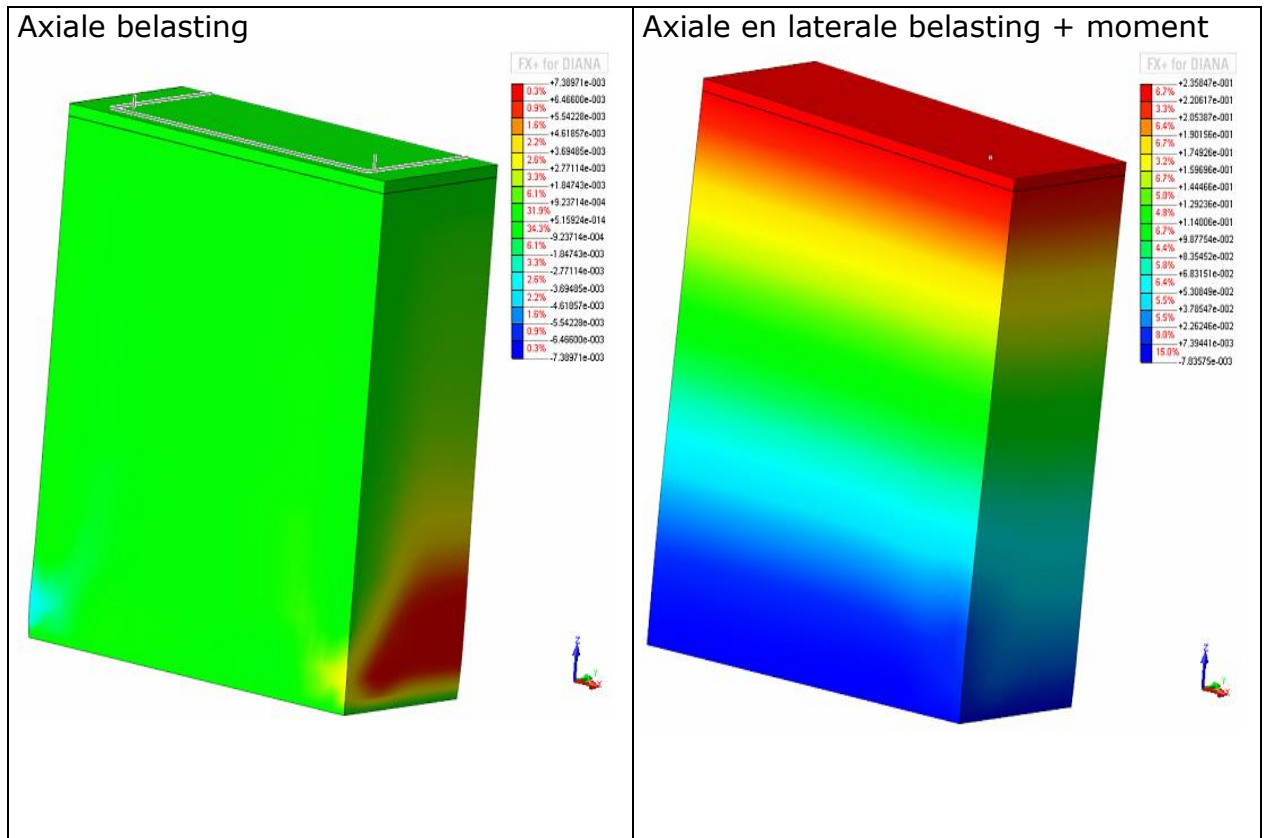
Figuur 30: Spanning xx in de traditionele wapening van de elastische kolom bij de niet lineaire analyse

Verplaatsing van het proefstuk in de z-richting



Figuur 31: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elastische kolom bij de niet lineaire analyse

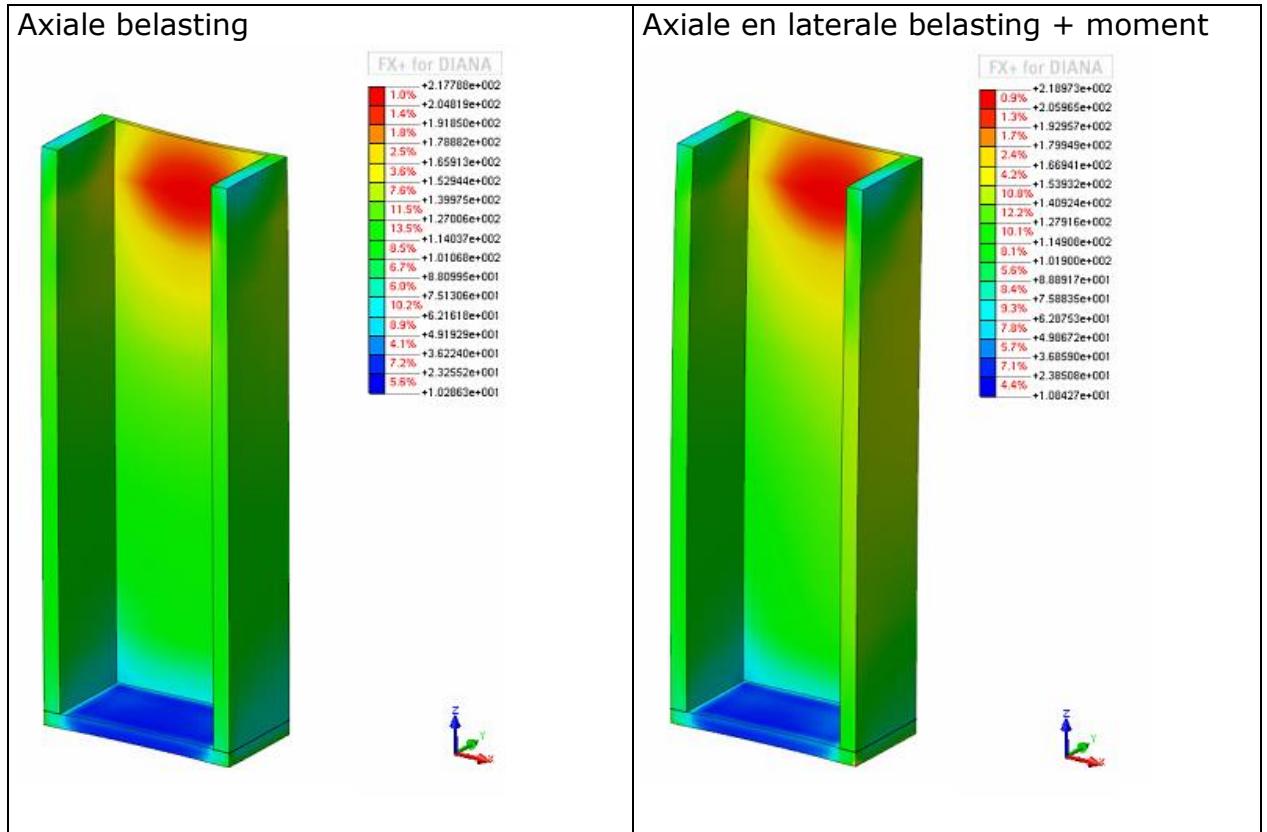
Verplaatsing van het proefstuk in de x-richting



Figuur 32: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elastische kolom bij de niet lineaire analyse

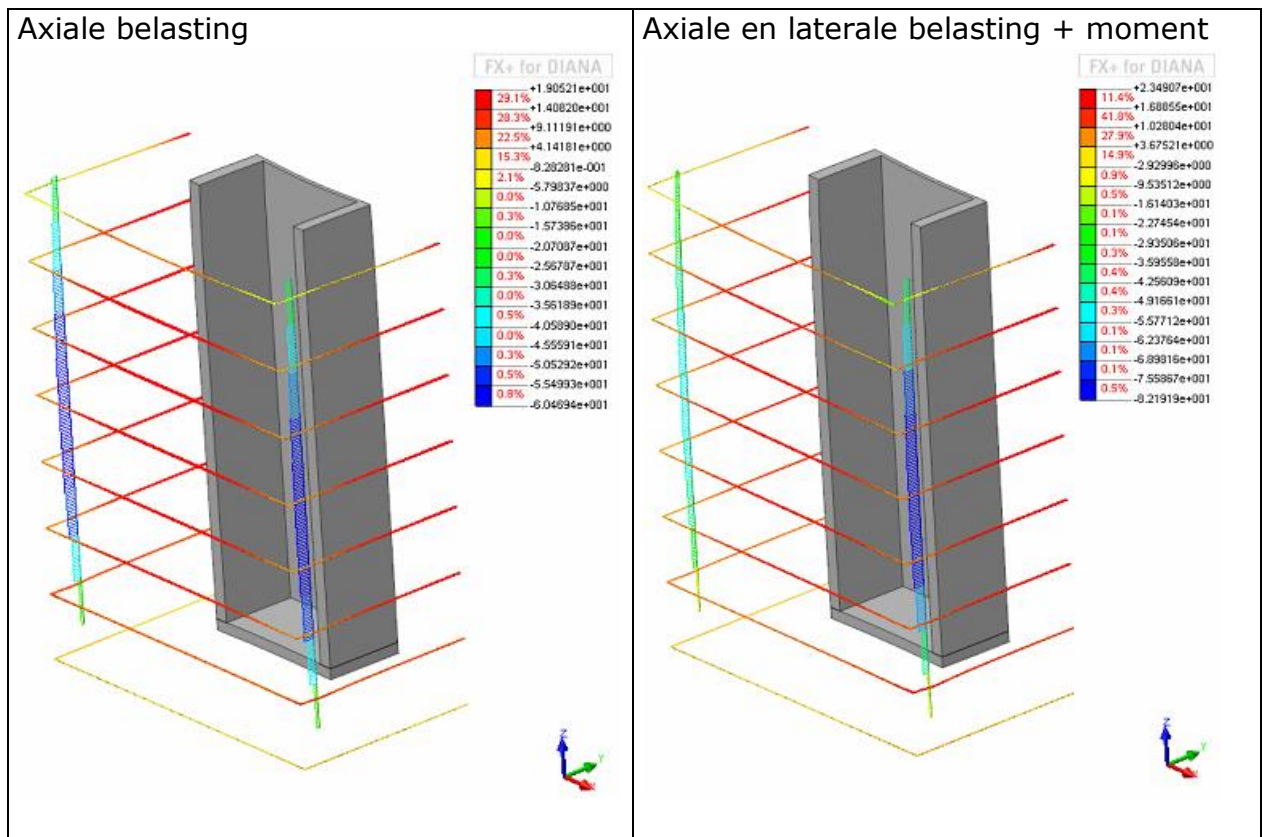
2.4.4 Niet lineaire analyse van een elasto-plastische kolom

Von Misses spanning in het stalen profiel



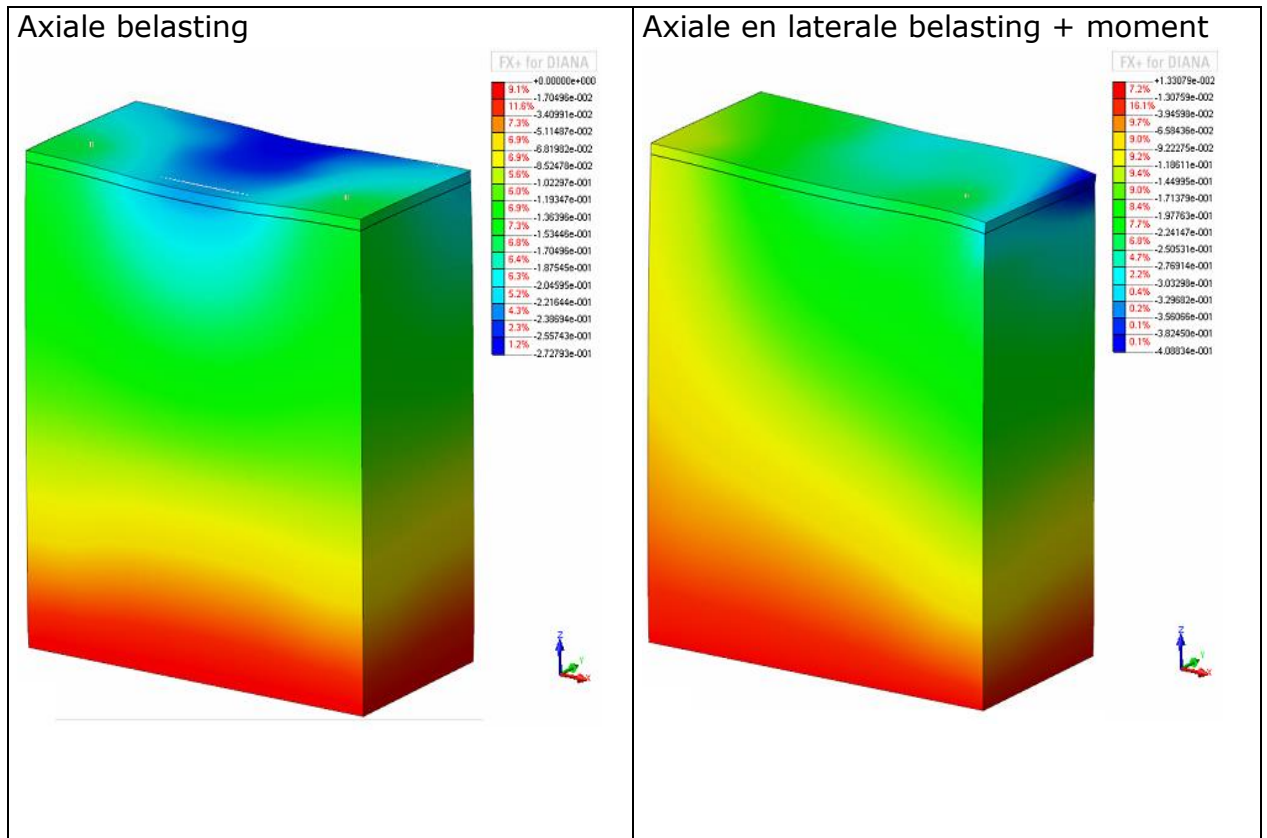
Figuur 33: Von Misses spanningen in het profiel van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse

Spanning xx in de traditionele wapening



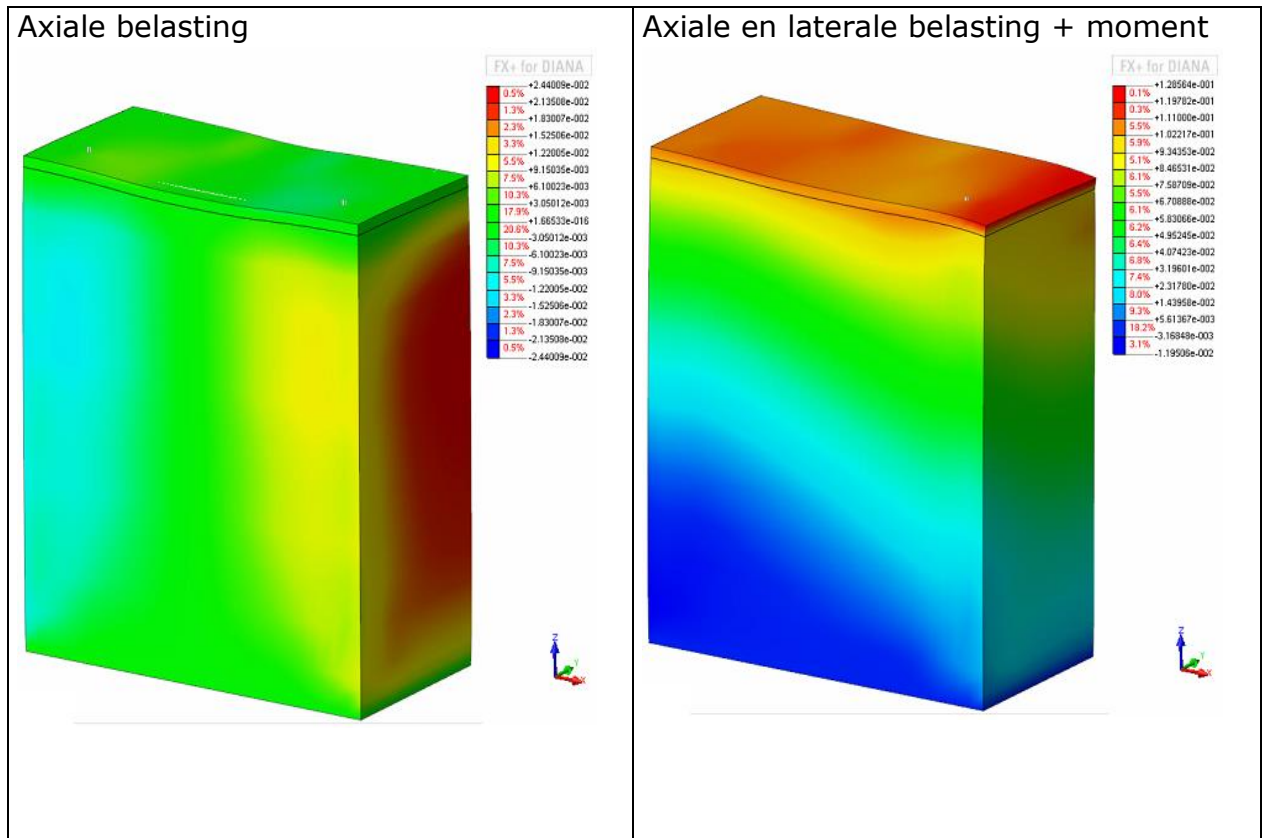
Figuur 34: Spanning xx in de traditionele wapening van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse

Verplaatsing van het proefstuk in de z-richting



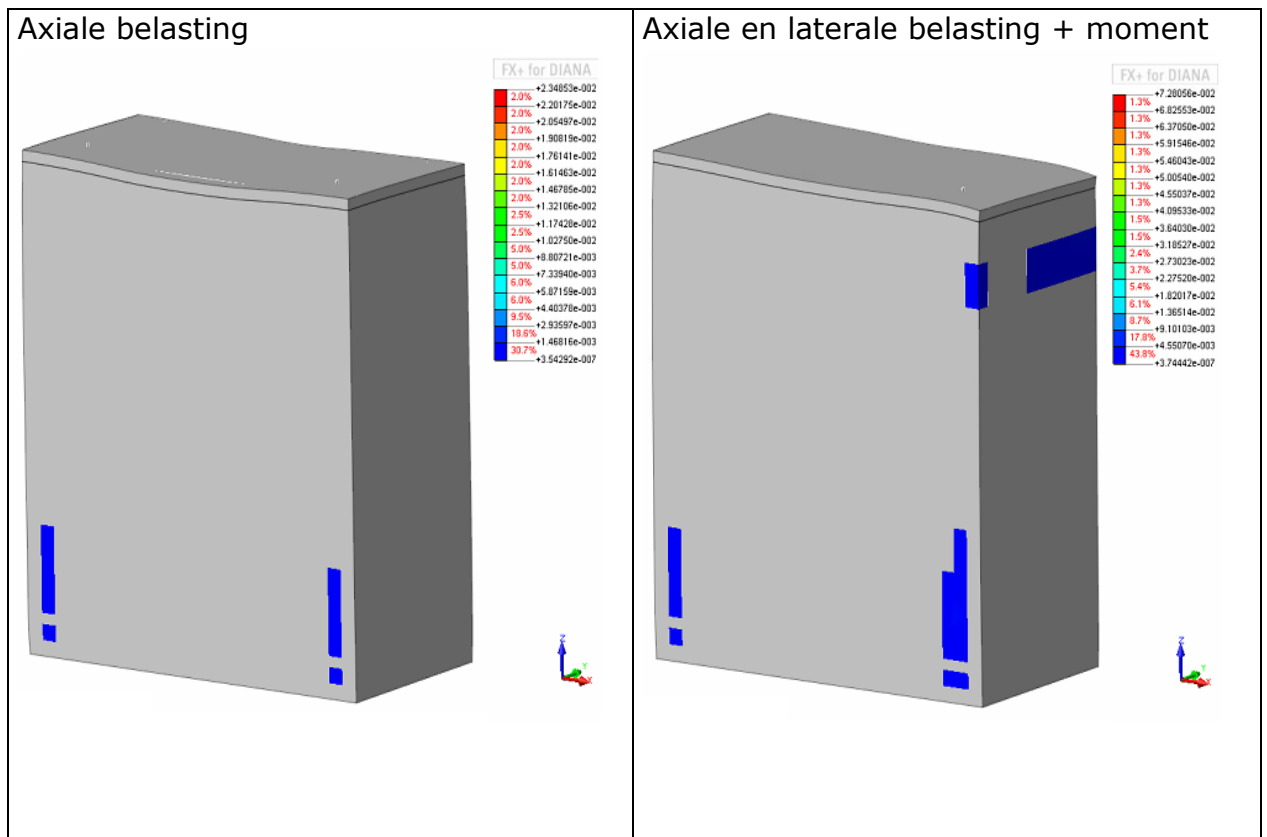
Figuur 35: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse

Verplaatsing van het proefstuk in de x-richting



Figuur 36: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse

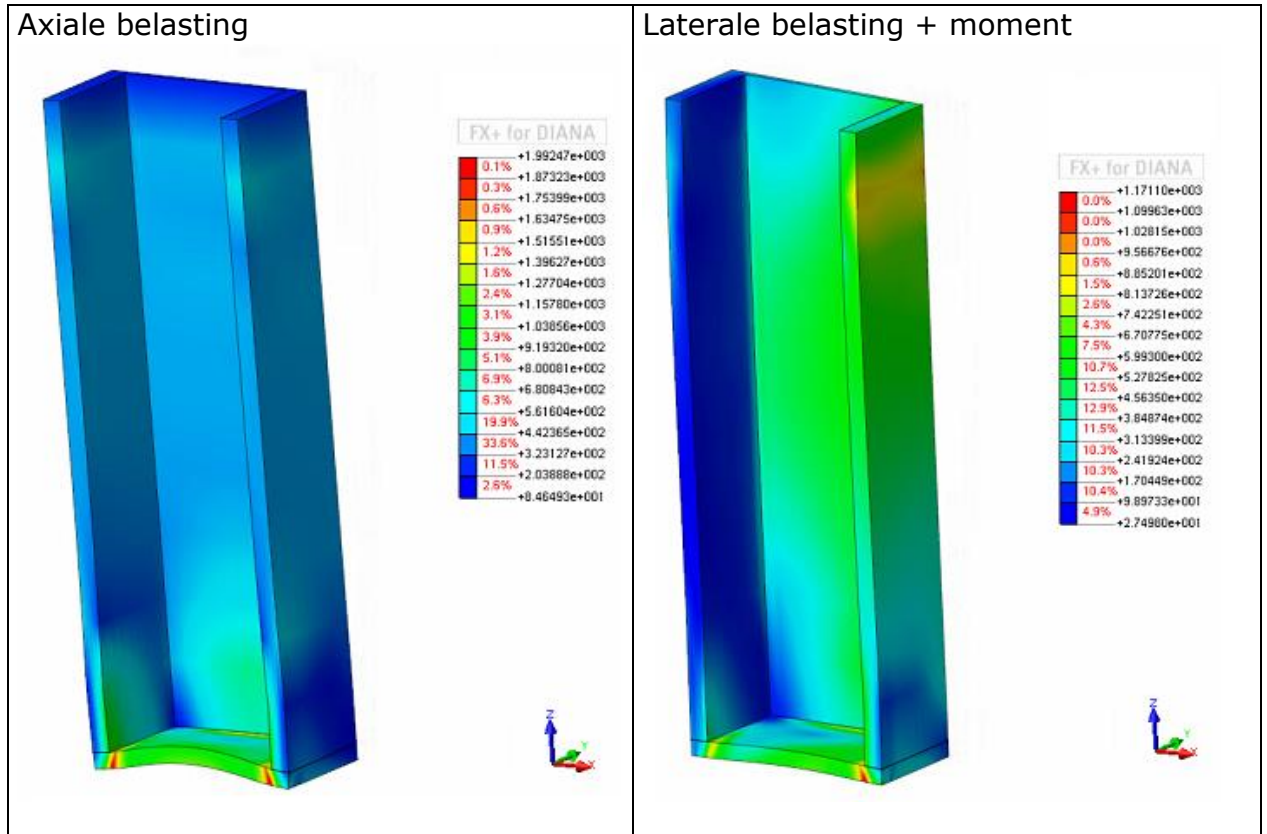
Equivalente scheurwijdte in het beton



Figuur 37: Equivalente scheurwijdte in het beton van de elasto-plastische kolom bij de niet lineaire analyse

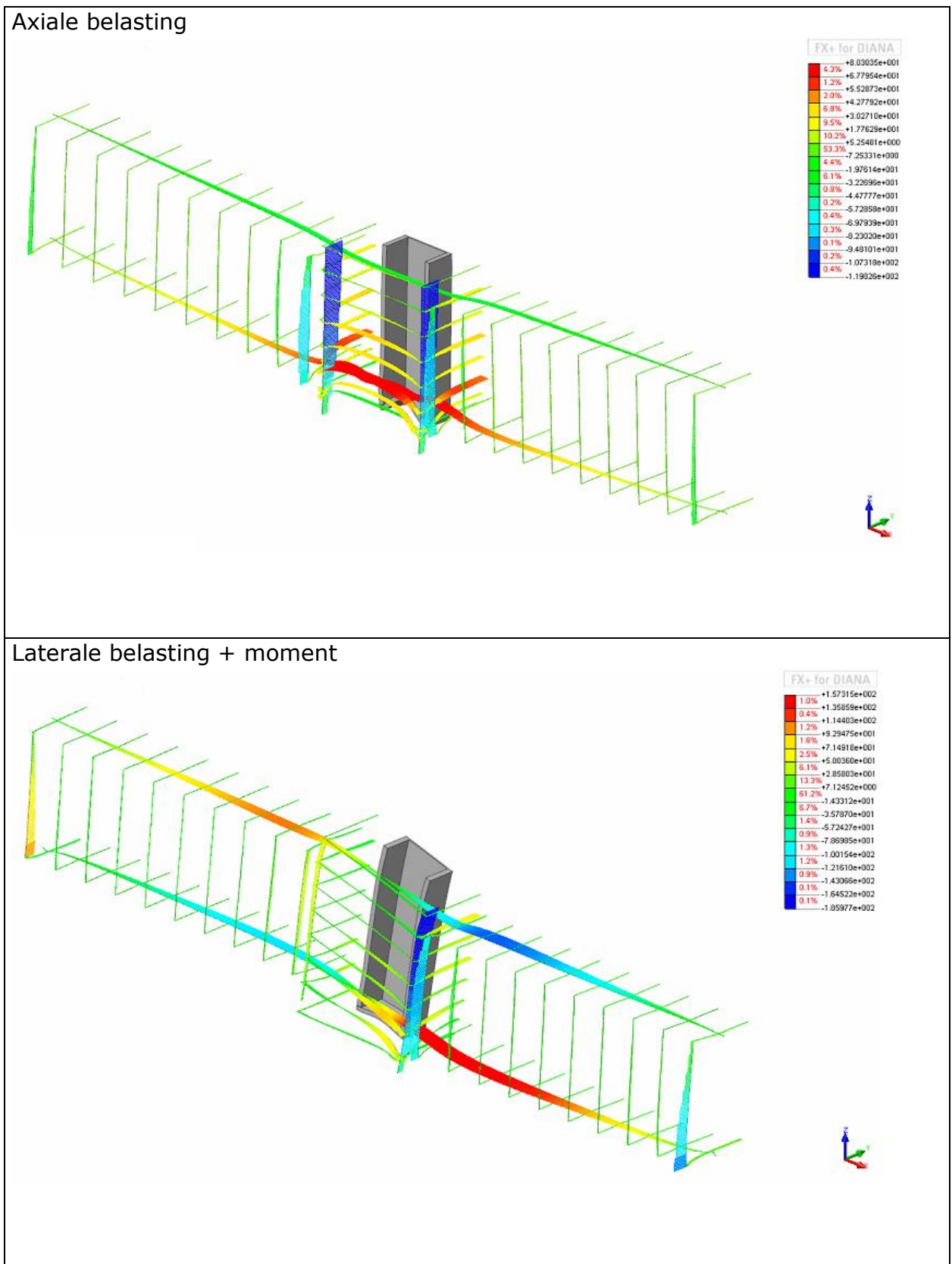
2.4.5 Lineair statische analyse van een elastische kruising

Von Misses spanning in het stalen profiel



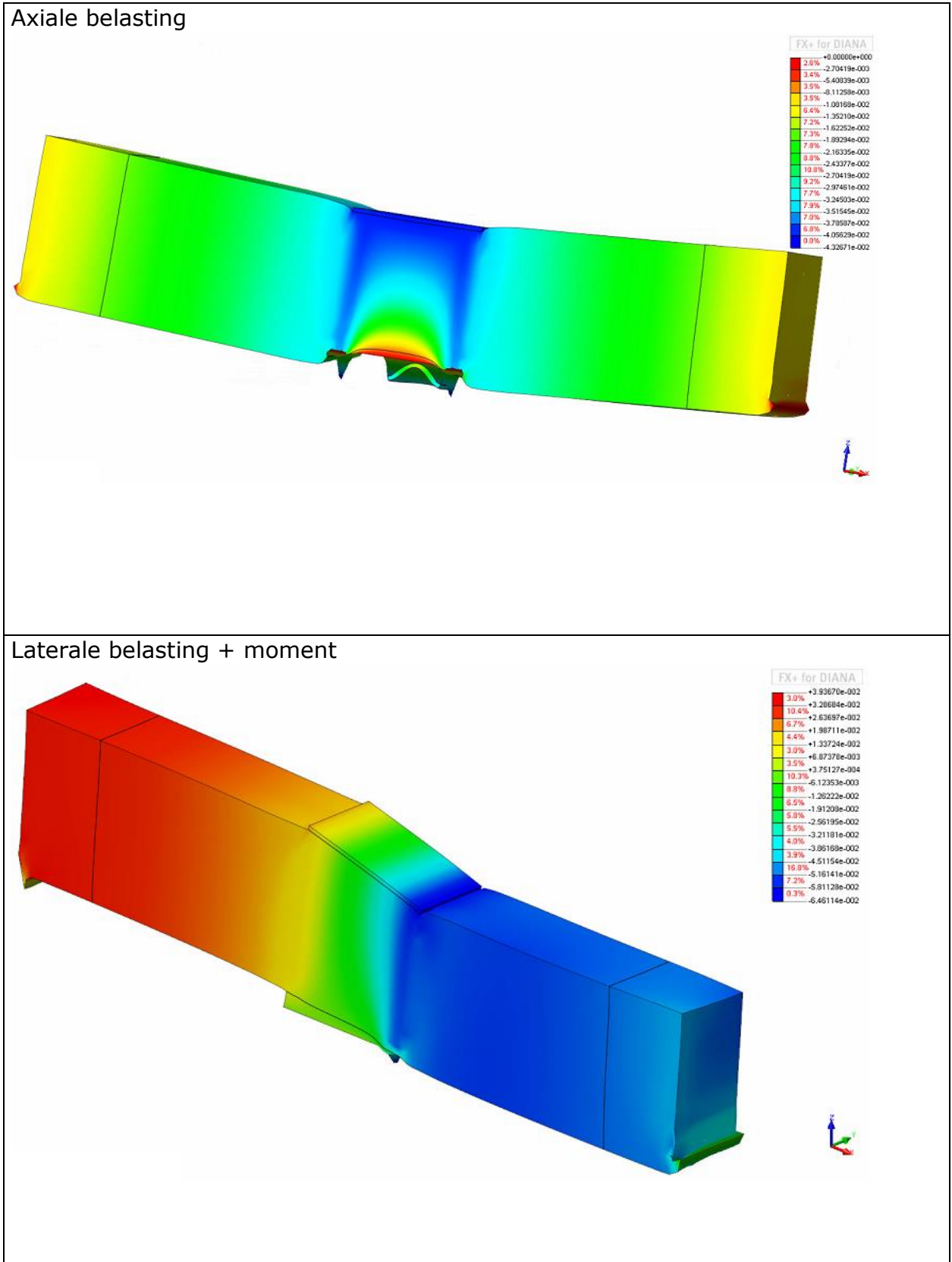
Figuur 38: Von Misses spanningen in het profiel van de elastische kruising bij de lineair statische analyse

Spanning xx in de traditionele wapening



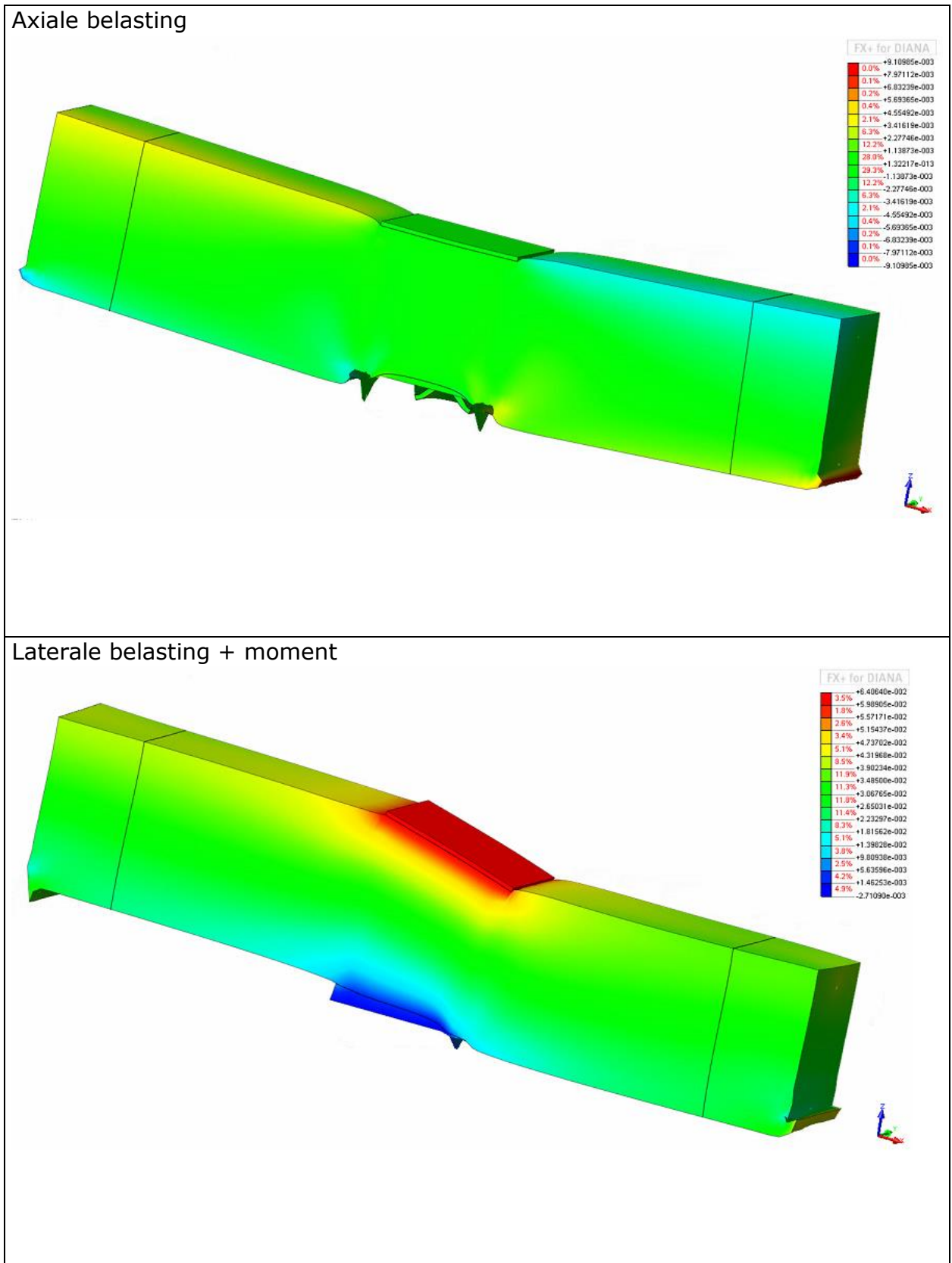
Figuur 39: Spanning xx in de traditionele wapening van de elastische kruising bij de lineair statische analyse

Verplaatsing proefstuk in de z-richting



Figuur 40: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elastische kruising bij de lineair statische analyse

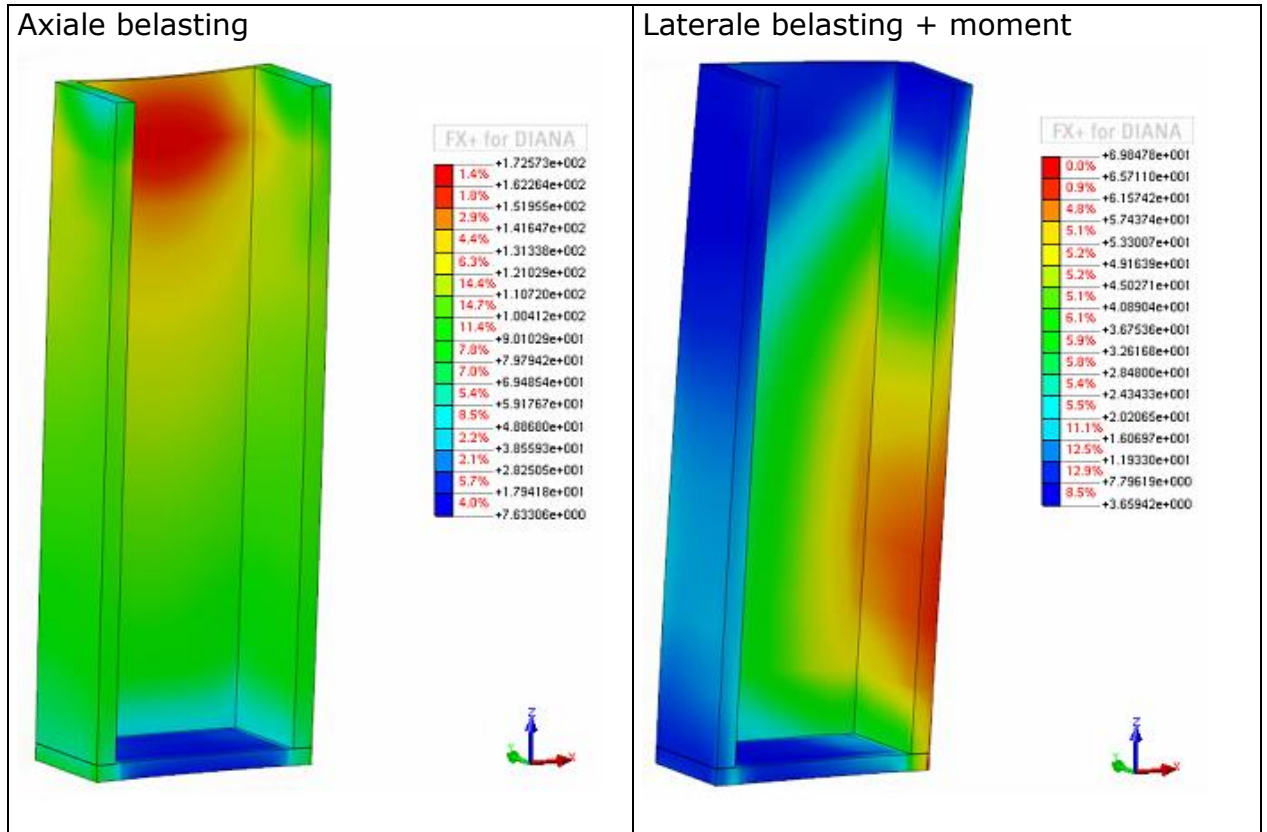
Verplaatsing proefstuk in de x-richting



Figuur 41: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elastische kruising bij de lineair statische analyse

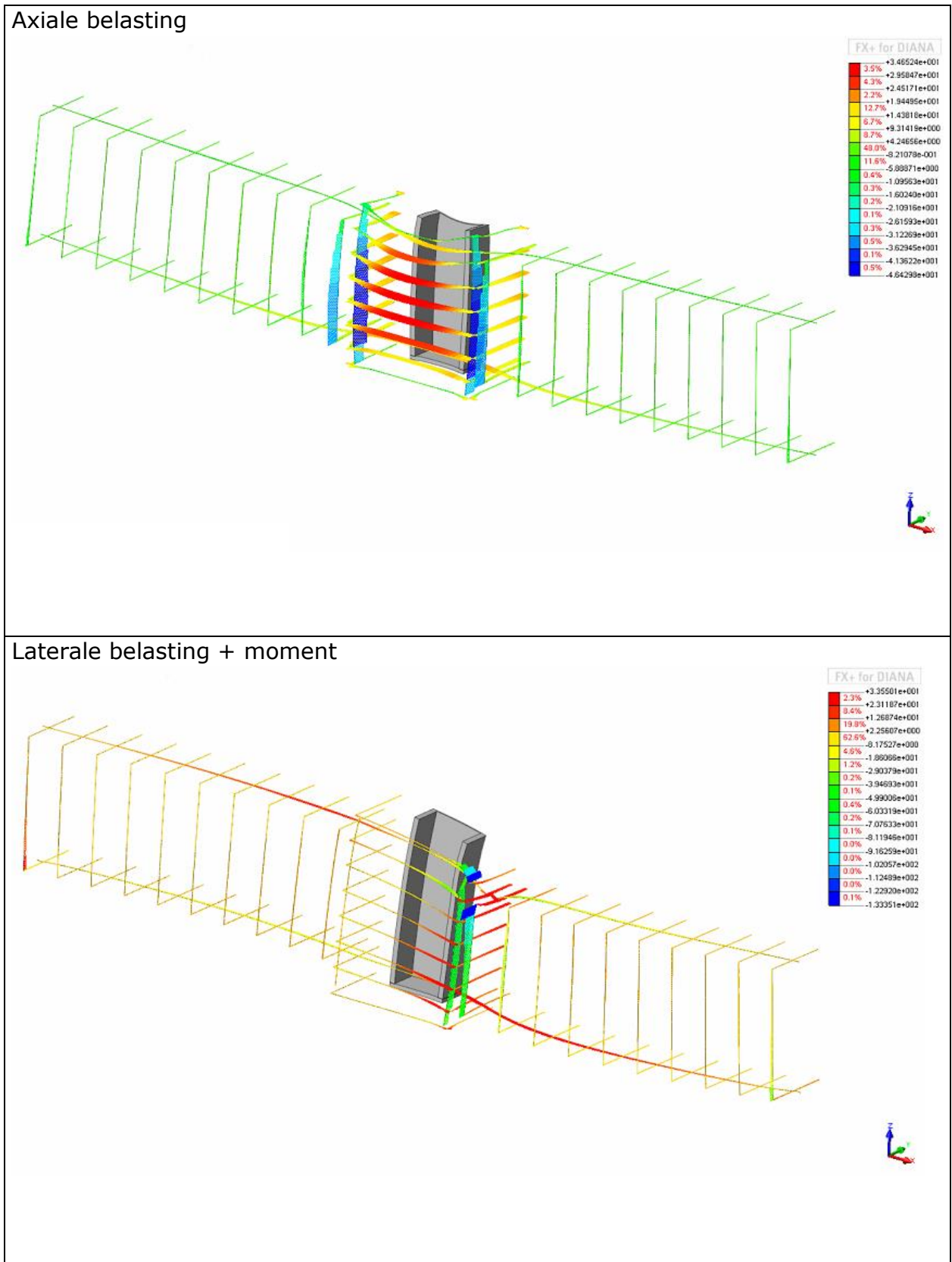
2.4.6 Lineair statische analyse van een elasto-plastische kruising

Von Mises spanning in het stalen profiel



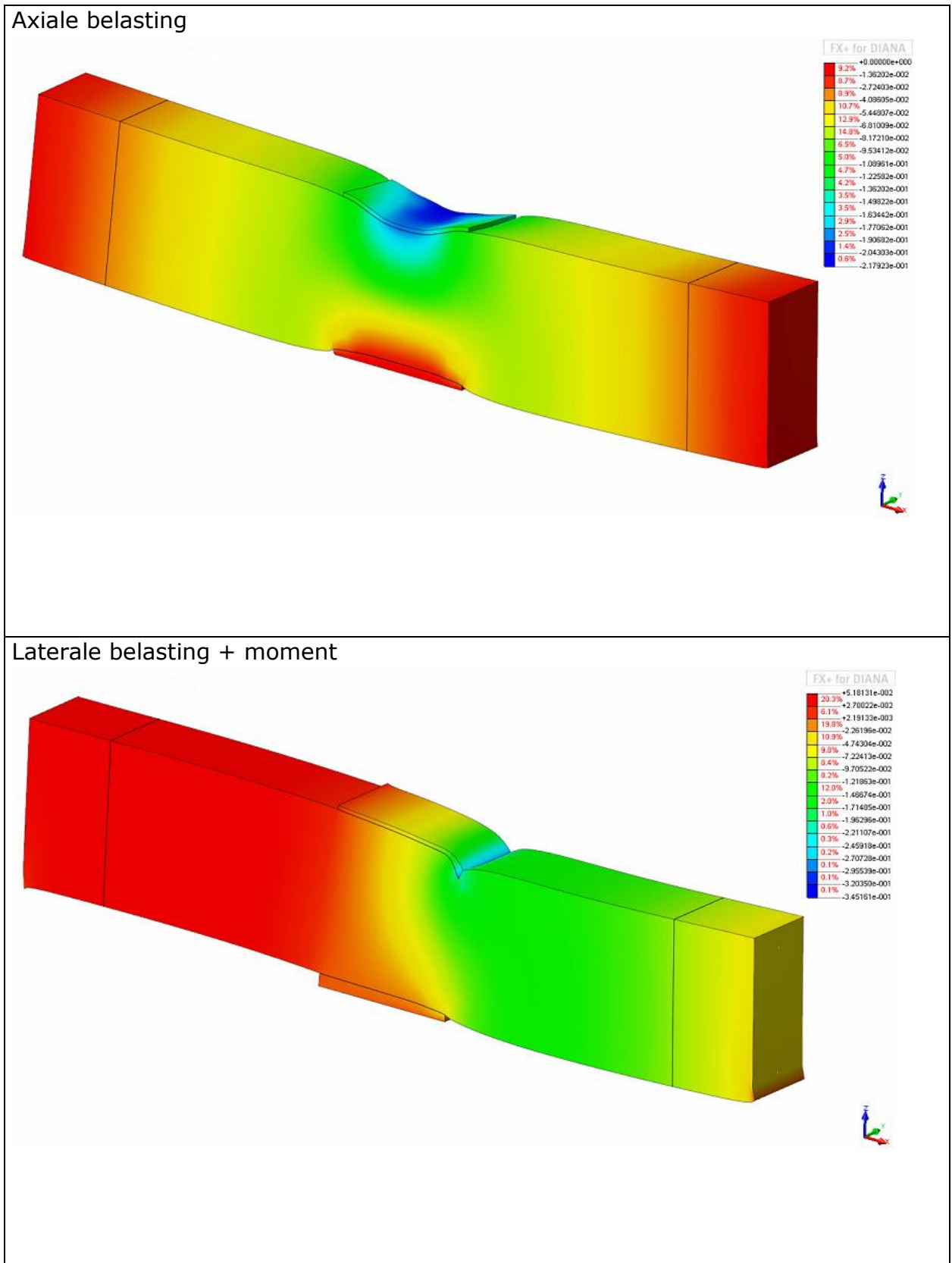
Figuur 42: Von Mises spanningen in het profiel van de elasto-plastische kruising bij de lineair statische analyse

Spanning xx in de traditionele wapening



Figuur 43: Spanning xx in de traditionele wapening van de elasto-plastische kruising bij de lineair statische analyse

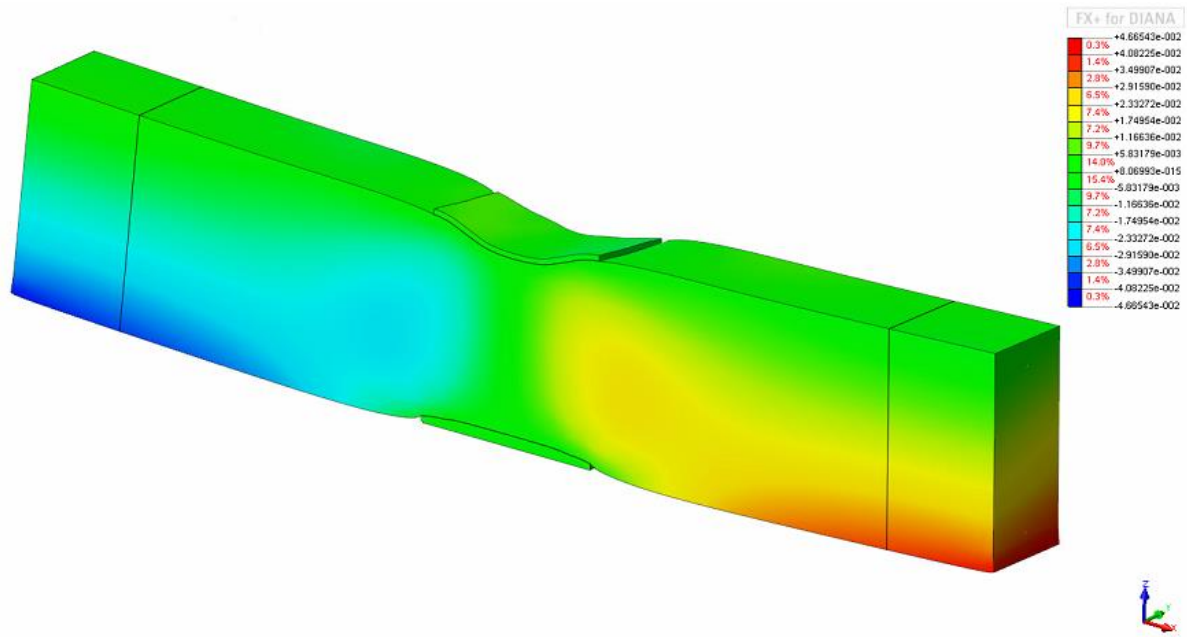
Verplaatsing proefstuk in de z-richting



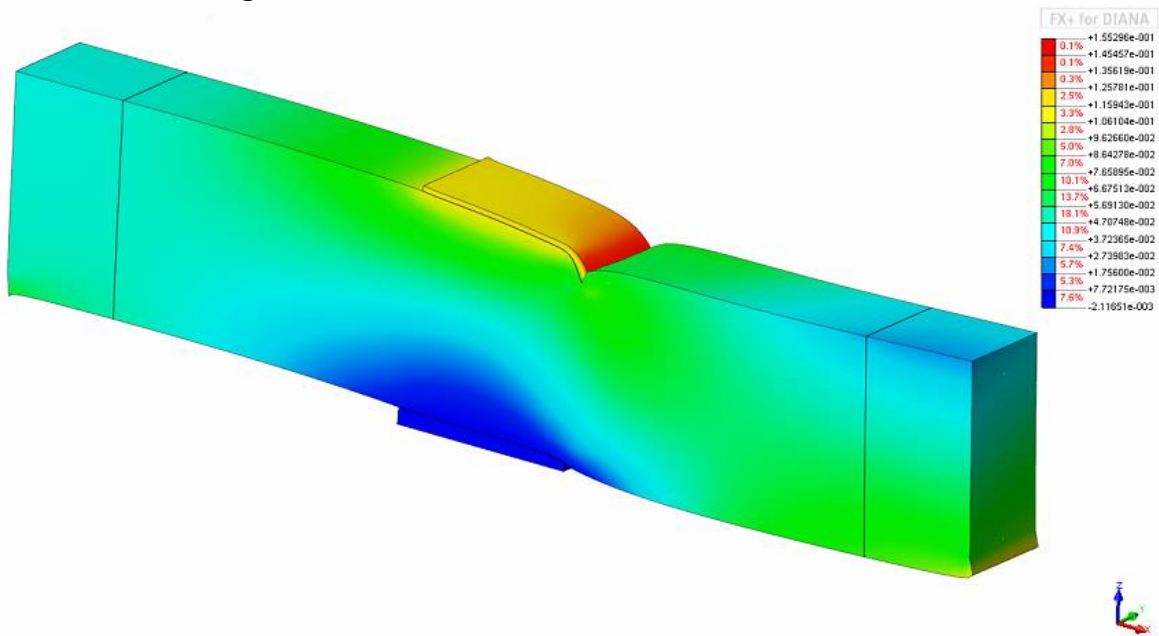
Figuur 44: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elasto-plastische kruising bij de lineair statische analyse

Verplaatsing proefstuk in de x-richting

Axiale belasting



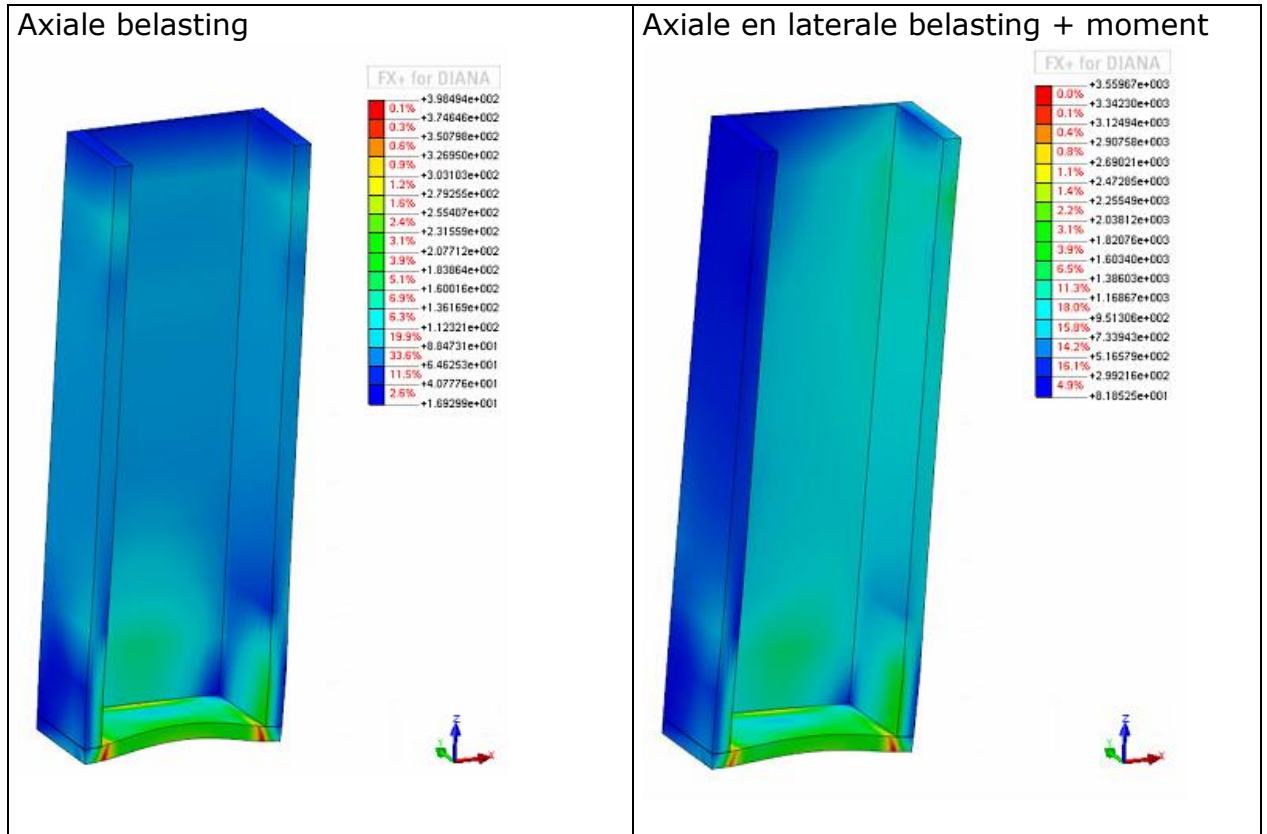
Laterale belasting + moment



Figuur 45: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elasto-plastische kruising bij de lineair statische analyse

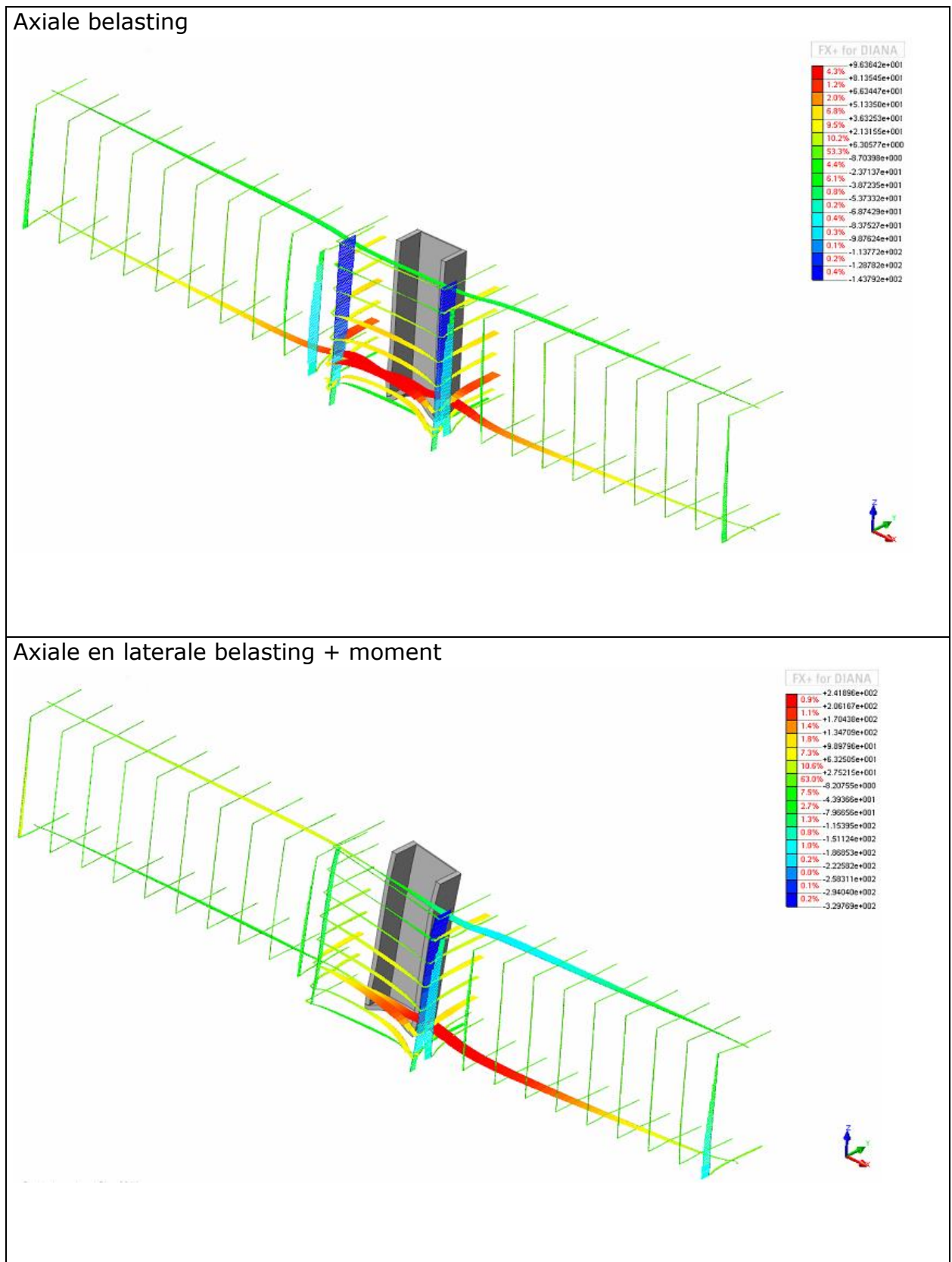
2.4.7 Niet lineaire analyse van een elastische kruising

Von Misses spanning in het stalen profiel



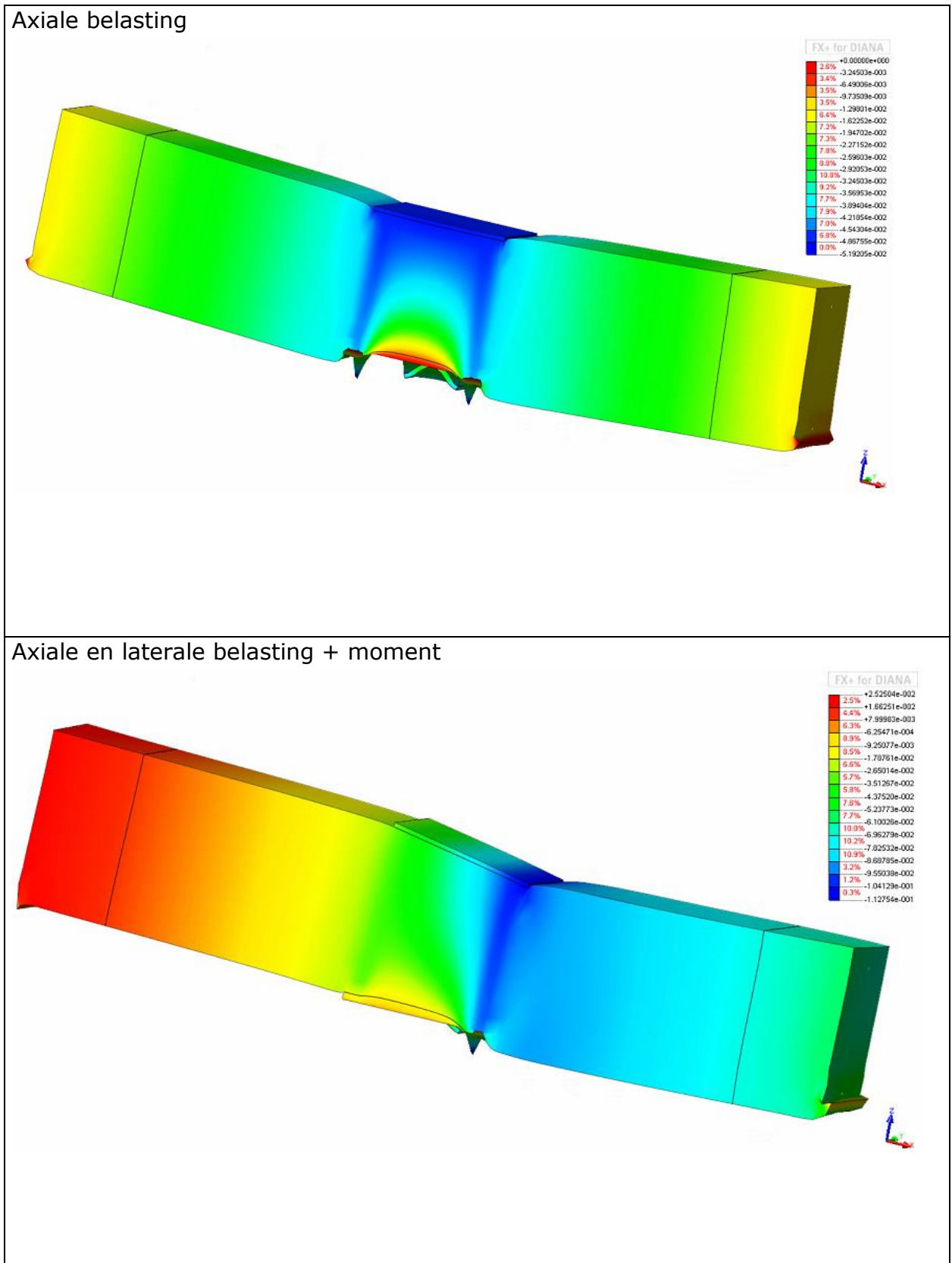
Figuur 46: Von Misses spanningen in het profiel van de elastische kruising bij de niet lineaire analyse

Spanning xx in de traditionele wapening



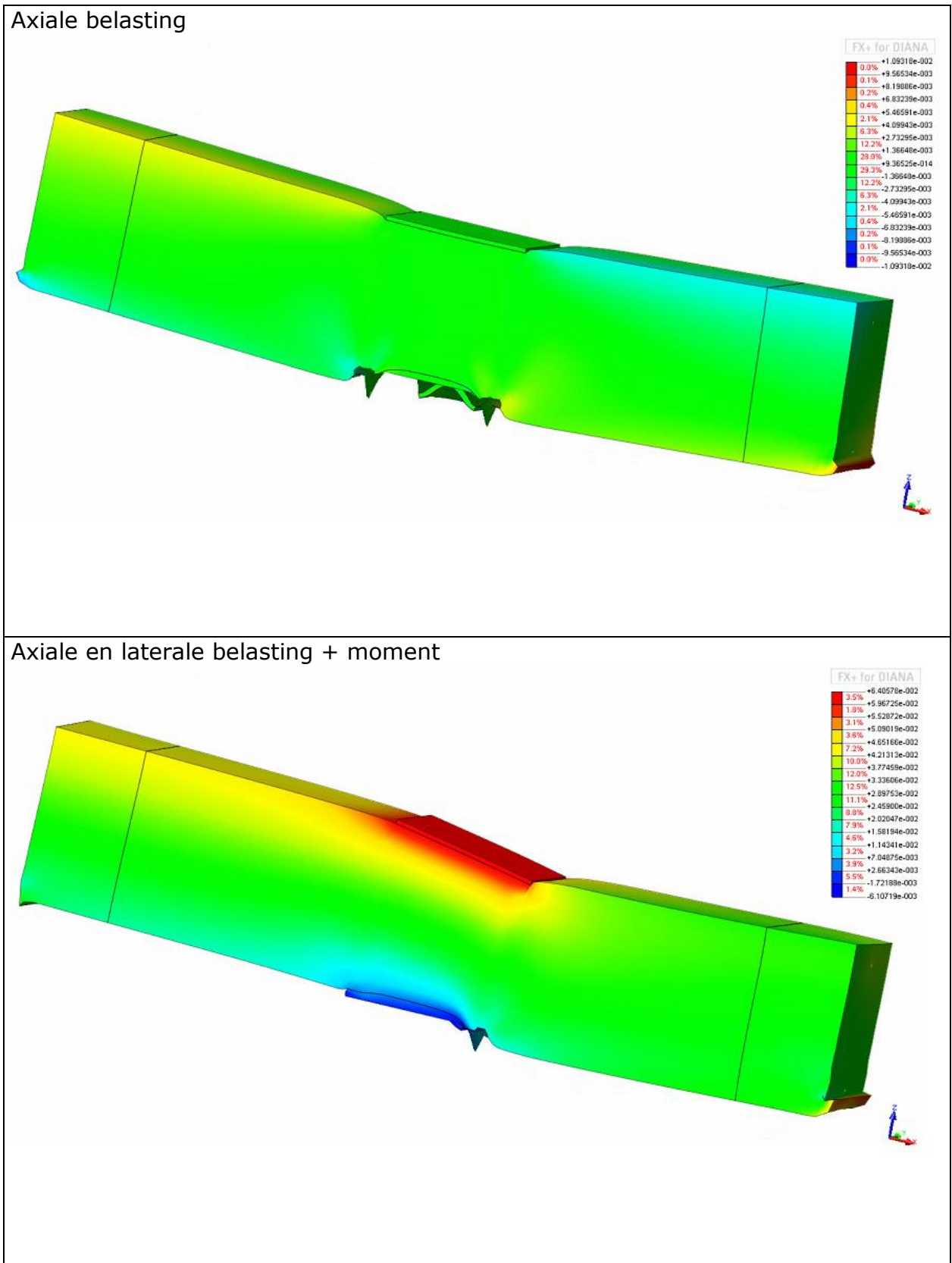
Figuur 47: Spanning xx in de traditionele wapening van de elastische kruising bij de niet lineaire analyse

Verplaatsing van het proefstuk in de z-richting



Figuur 48: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elastische kruising bij de niet lineaire analyse

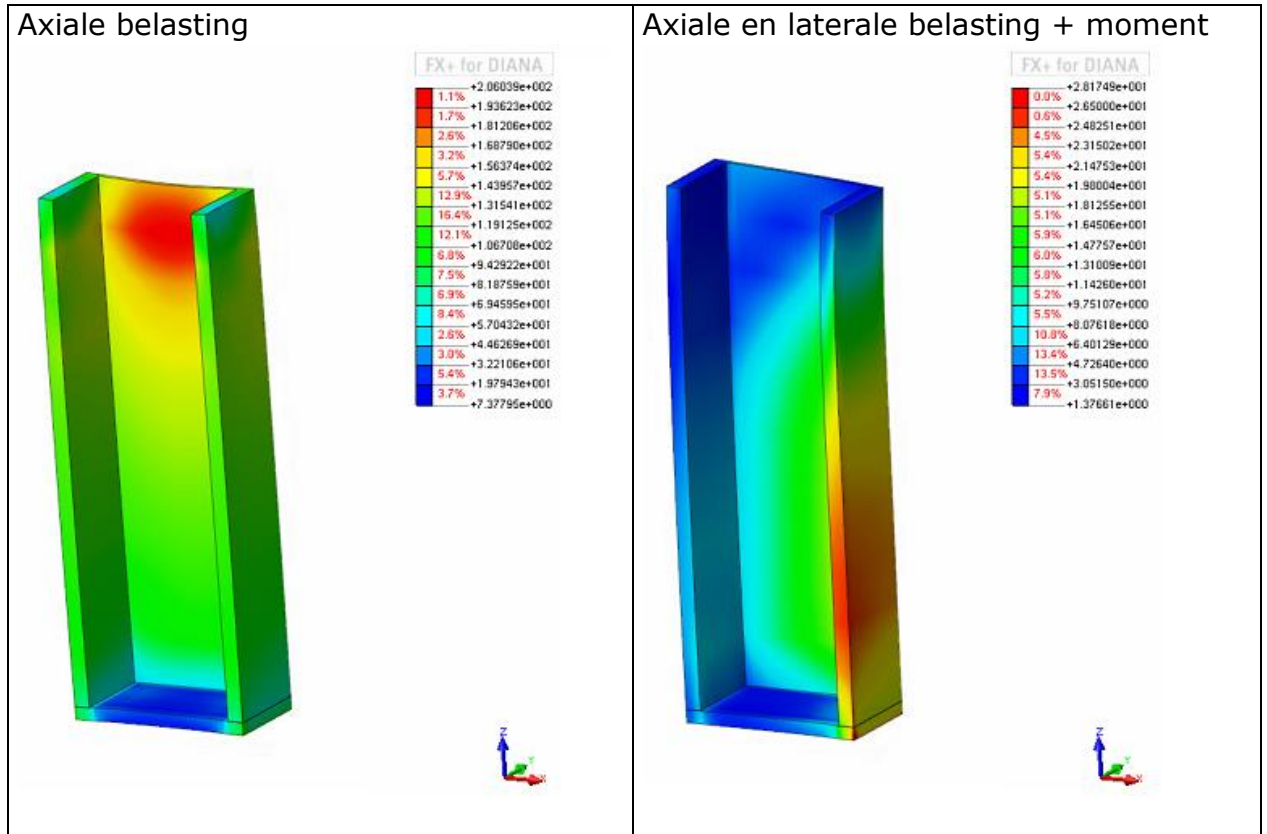
Verplaatsing van het proefstuk in de x-richting



Figuur 49: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elastische kruising bij de niet lineaire analyse

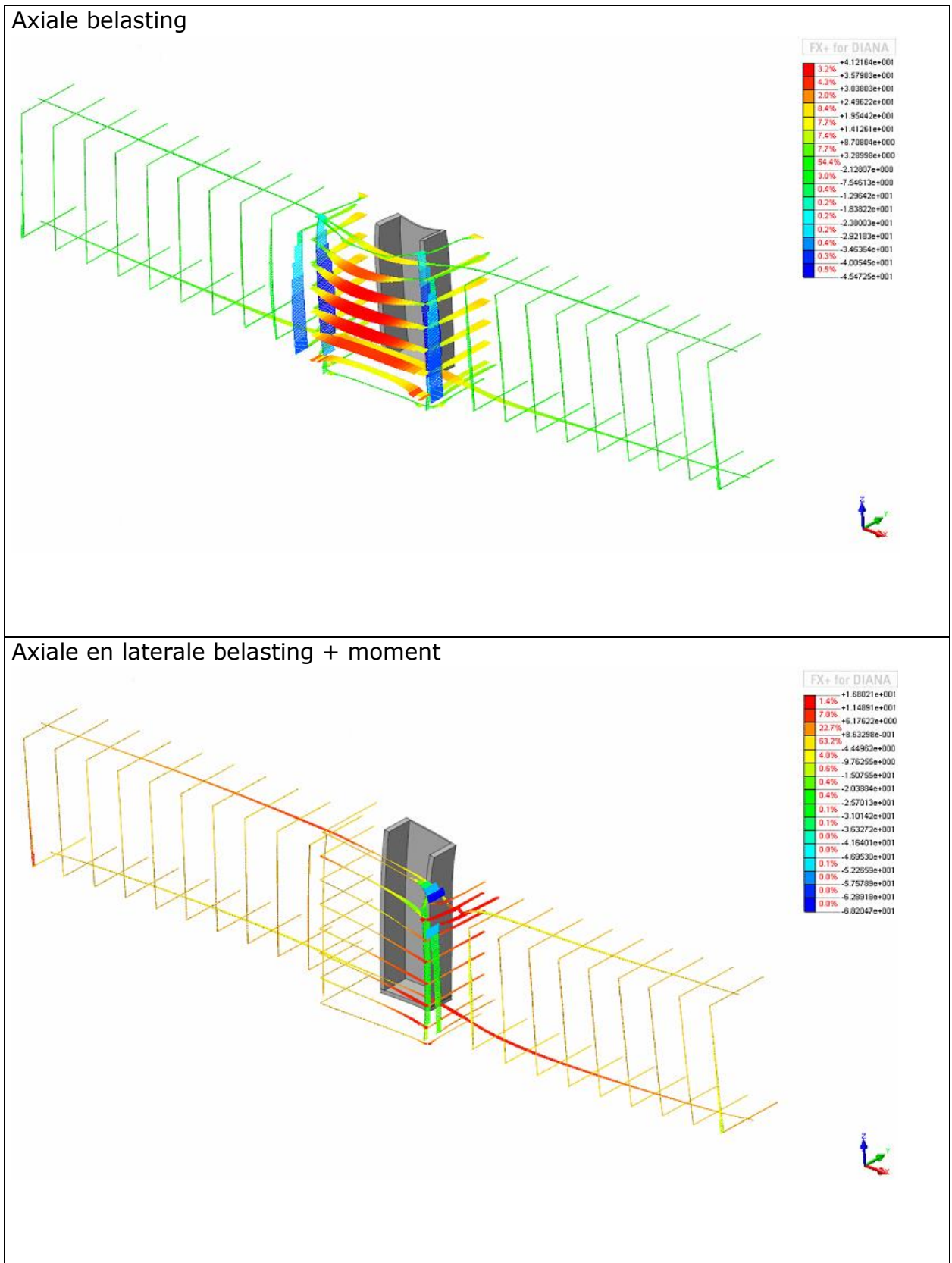
2.4.8 Niet lineaire analyse van een elasto-plastische kruising

Von Misses spanning in het stalen profiel



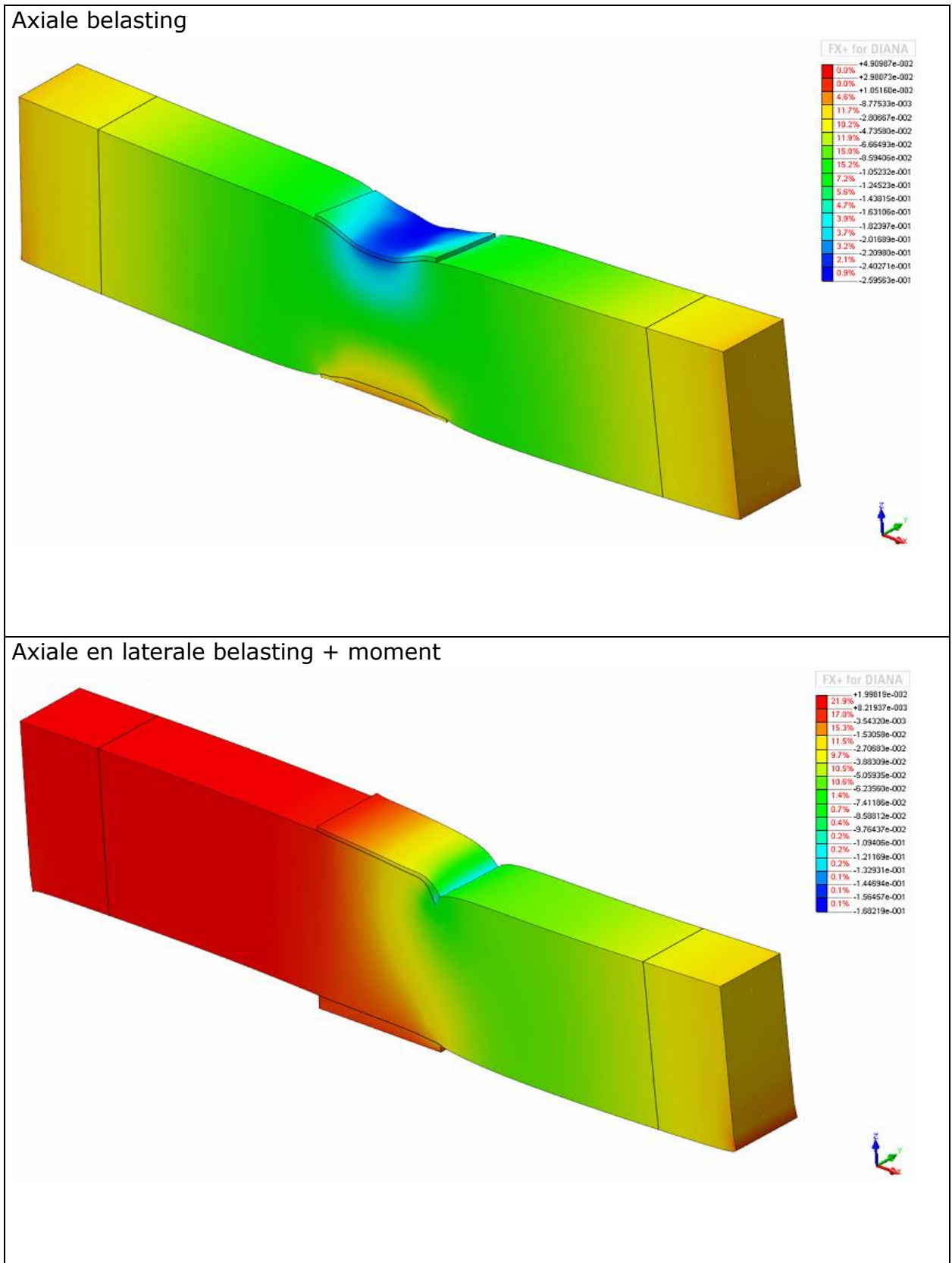
Figuur 50: Von Misses spanningen in het profiel van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse

Spanning xx in de traditionele wapening



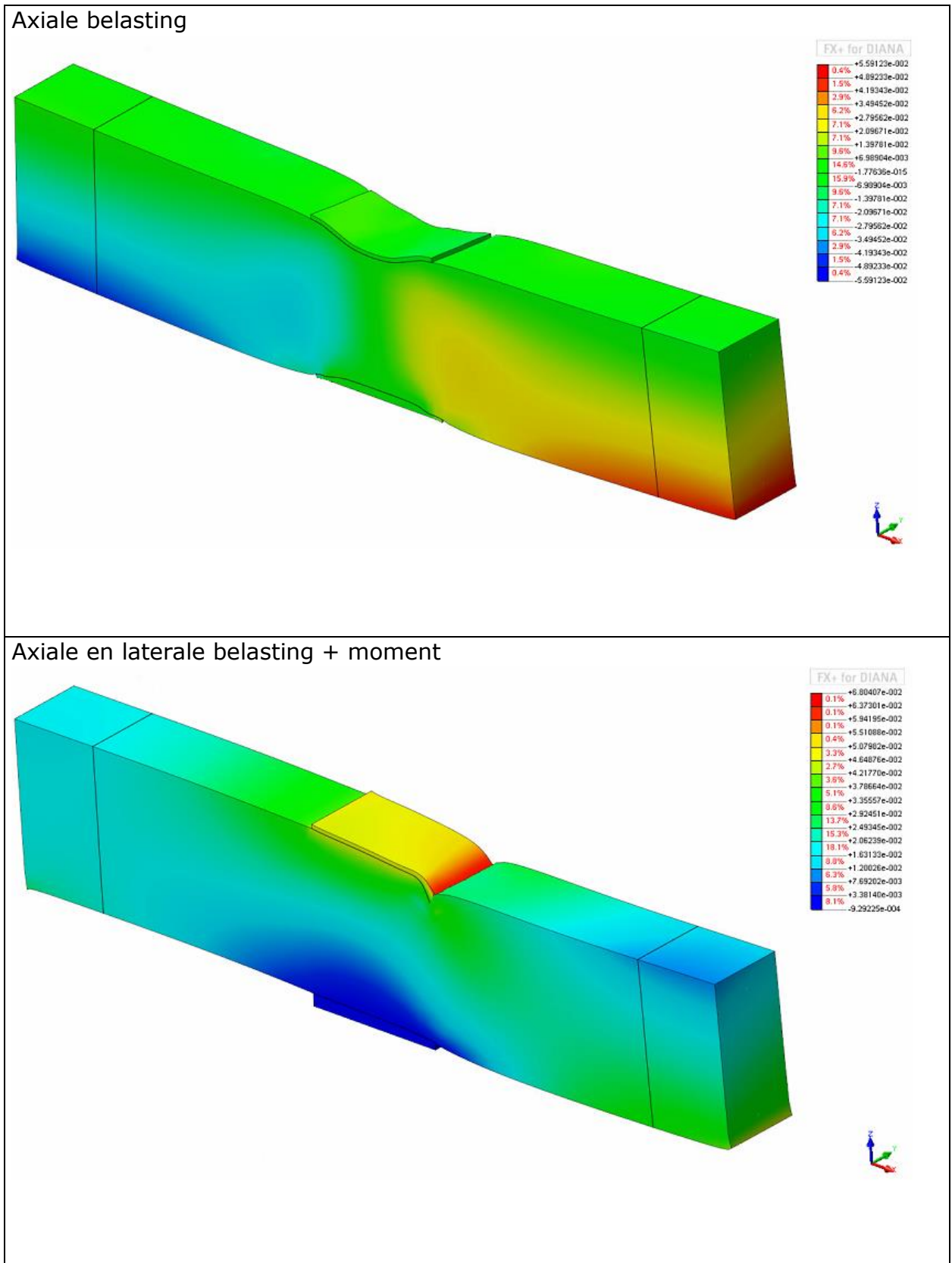
Figuur 51: Spanning xx in de traditionele wapening van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse

Verplaatsing van het proefstuk in de z-richting



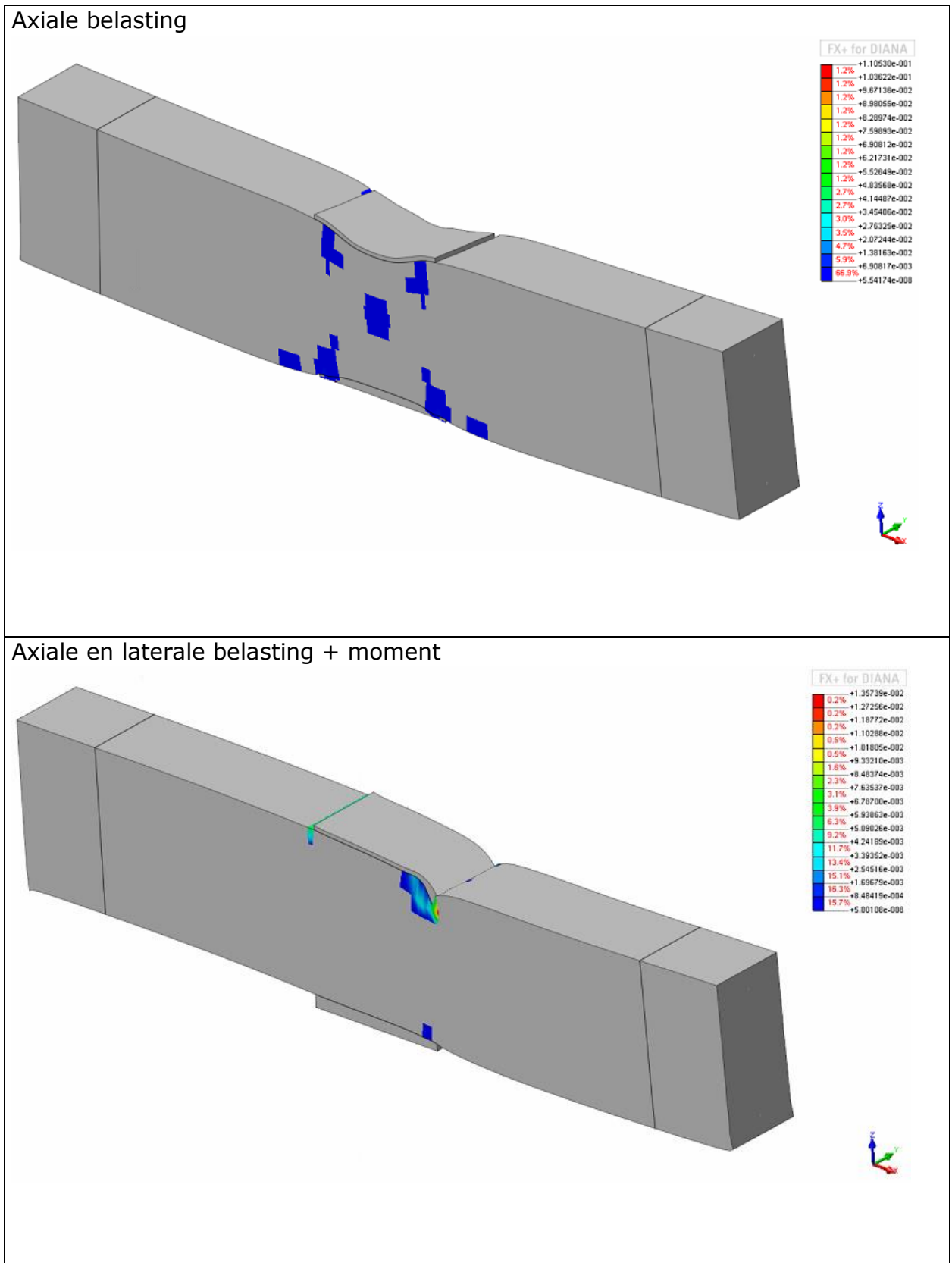
Figuur 52: Verplaatsing proefstuk in z-richting van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse

Verplaatsing van het proefstuk in de x-richting



Figuur 53: Verplaatsing proefstuk in x-richting van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse

Equivalente scheurwijdte in het beton



Figuur 54: Equivalente scheurwijdte in het beton van de elasto-plastische kruising bij de niet lineaire analyse

2.4.9 Conclusie resultaten DIANA

De resultaten die via de numerieke modellering verkregen zijn, komen overeen met hetgeen dat verwacht wordt. In deze resultaten zijn de effecten van de belastingen in een overdreven vorm weergegeven. Dit is om de invloed van de belastingen duidelijk te kunnen voorstellen en te begrijpen. In werkelijkheid zullen de proefstukken niet in dergelijke mate vervormen.

Met uitzondering van de niet lineaire analyses met elasto-plastische materialen, voldoen de proefstukken bij het uitvoeren van de verschillende analyses. Dit betekent dat zowel de individuele elementen (profiel, beton, wapening,...) als de volledige constructie niet zal falen onder de eerder voorgestelde belastingen.

Bij de niet lineaire analyses met elasto-plastische materialen kon het programma de analyse niet volledig uitvoeren en werd de analyse stopgezet. Hierdoor werden er in de resultaten vreemde waardes bekomen. Zo werd de belastingstap na een aantal stappen negatief, wat betekent dat er ineens een negatieve belasting werd uitgeoefend. Dit is in werkelijkheid niet en wijst op het falen van de constructie of één van de individuele elementen. De resultaten van deze analyses in bovenstaande paragrafen zijn van de hoogst bereikte belastingstap voordat deze negatief werd.

3 Parameterstudie

In deze paragraaf wordt de invloed van de belangrijkste parameters op de elementen beschreven. Om deze invloed te bepalen, laten we in de handcalculatie de waarde van de verschillende parameters apart variëren. Hierbij wordt de waarde van één parameter gewijzigd terwijl de waarden van de anderen de referentiewaarde aannemen welke constant blijft. De resultaten als gevolg van deze wijzigingen worden vervolgens met elkaar vergeleken zodat hieruit de invloed bepaald kan worden.

De volgende parameters zijn in dit onderzoek behandeld, wijziging van: de betonsterkte, het stalen profiel, de kolomdimensies, de dimensies van de balk, de hoek van de stut, de lengte van de beschouwde transactiezone, de lengte van het element en de diameter van de studs. De invloed van deze parameters wordt voorgesteld in een tabel en de belangrijkste resultaten worden tevens weergegeven in grafieken. In de tabellen zijn de waarden in de groene kolom afkomstig van de ontwerpcalculatie en worden gebruikt als de referentiewaarde.

3.1 Ontwerpgids

De ontwerpgids is gebaseerd op een handcalculatie opgesteld in 2014. Deze handcalculatie is van toepassing op de proefstukken gecategoriseerd als WP7. De proefstukken behandeld in dit onderzoek behoren eveneens tot deze WP7. Voor de ontwerpgids, voorgesteld in deze paragraaf, is er een parameterstudie uitgevoerd welke wordt behandeld in paragraaf 3.2 tot en met 3.9.

3.1.1 Algemene veronderstellingen

Materiaaleigenschappen

Beton

fck	40	MPa
fcd	40	Mpa
Ecm	35220,46	MPa
fcm	48	MPa

HEB 140

fay	460	Mpa			
Ea	210000	MPa			
h_HEB140	140	mm	b_HEB140	140	mm
A_HEB140	4300	mm ²	A_vz_HEB140	1308	mm ²
tw_HEB140	7	mm	tf_HEB140	12	mm
Iy_HEB140	15090000	mm ⁴	Wpl_HEB140	245400	mm ³

Plastische buigweerstand van het stalen profiel: $M_{pl.Rd,a} = W_{pl_HE140B} f_{ay}$

Plastische afschuifweerstand van het stalen profiel: $V_{pl.Rd,a} = A_{vz_HE140B} f_{ay}$

Mpl_Rd,a	112884000	Nmm	112,884	kNm
Vpl_Rd,a	601680	N	601,68	kN

Wapening

	fsd	500	Mpa		
	Es	200000	MPa		
Staven	Øl	40	mm	n_bars	4
Beugels	Øh	14	mm		

$$A_{sl} = 4 A_{l\phi 40}$$

A_sl	5026,548	mm ²
d1 = d2	145	mm

Partiële veiligheidsfactor

γv	1
γMO	1
γc	1
γs	1

Kolomdimensies

$$A_t = h_c \cdot b_c$$

$$A_c = A_t - A_{HEB140} - A_{sl}$$

hc	350	mm
bc	380	mm

At	133000	mm ²
Ac	123673,5	mm ²

Betondekking

$$c_z = \frac{h_c - h_{HE140B}}{2} = 105\text{mm} \leq 0.3 \cdot h_c = 105\text{mm}$$

$$c_y = \frac{b_c - b_{HE140B}}{2} = 120\text{mm} \leq 0.4 \cdot b_c = 132\text{mm}$$

Cz	105	mm	≤	105	mm
Cy	120	mm	≤	152	mm

EC 4.1.-cl 6.7.3.1 (3)

0,06 x Ac	7420,407	mm ²	>	Asl	5026,548	mm ²
-----------	----------	-----------------	---	-----	----------	-----------------

EC 4.1.-cl 6.7.3.2 (1)

$$N_{pl,Rd} = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_{HEB140} \cdot f_{ay} + A_{sl} \cdot f_{sd}$$

Npl_Rd	8696171	N	8696,171	kN
--------	---------	---	----------	----

EC 4.1.-cl 6.7.1 (4)

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_{HEB140} \cdot f_{ay}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9$$

0,2 ≤	0,227456	≤ 0,9	OK
-------	----------	-------	----

Doorsnede gewapend beton

EC2 – 6.5.3. (3)

V_Rd,c =	min(V_Rd,s ; V_Rd,max)
----------	------------------------

Kolomdoorsnede C2 gelegen buiten zone

A-B

Ontwerp afschuifkracht tijdens vloeien

Afschuifwapening

∅s	16	mm
Asw	402,1239	mm ²
z	315	mm
s	60	mm
θ	0,785398	rad

$$z = 0,9 \cdot h_c$$

$$A_{sw} = 2 A_{\phi 16}$$

$$V_{Rd,s2} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot \cot \theta$$

V_Rd,s2	1055575	N	1055,575	kN
---------	---------	---	----------	----

Maximale afschuifkracht

α_{cw}	1	for $f_{ck} \leq 60$ Mpa
v_1	0,6	

$$V_{Rd,max2} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_c \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

$V_{Rd,max2}$	1436400	N	1436,4	kN
---------------	---------	---	--------	----

$V_{Rd,c2}$	1055,575	kN
-------------	----------	----

Balkdoorsnede C3 Ontwerp afschuifkracht tijdens vloeien

Afschuifwapening

$\emptyset s$	14	mm
A_{sw}	307,8761	mm ²
z	360	mm
s	95	mm
h_{beam}	400	mm

$$z = 0,9 \cdot h_{beam}$$

$$A_{sw} = 2 A_{\phi 14}$$

$V_{Rd,s3}$	583344,2	N	583,3442	kN
-------------	----------	---	----------	----

Maximum shear force

α_{cw}	1	for $f_{ck} \leq 60$ Mpa
v_1	0,6	
b_{beam}	380	mm

$V_{Rd,max3}$	1641600	N	1641,6	kN
---------------	---------	---	--------	----

$V_{Rd,c3}$	583,3442	kN
-------------	----------	----

Gereduceerde doorsnede gewapend beton

$$A_{cl} = A_t - b_{HEB140} \cdot h_{HEB140}$$

A_{cl}	113400	mm ²
I_y	1568420000	mm ⁴
W_y	8254842,105	mm ³

$M_{Rd,cl}$	330193684,2	Nmm	330,1937	kNm
-------------	-------------	-----	----------	-----

EC2 – 6.5.3. (3)

$$V_{Rd,cl} = \min(V_{Rd,s1} ; V_{Rd,max1})$$

Afschuifwapening

Øs	14	mm
Asw	307,8761	mm ²
z	315	mm
s	100	mm
θ	0,785398	rad

$$z = 0,9 \cdot h_c$$

$$A_{sw} = 2 A_{\phi 14}$$

V _{Rd,s1}	484904,8	N	484,9048	kN
--------------------	----------	---	----------	----

α _{cw}	1	for f _{ck} ≤ 60 Mpa
v ₁	0,6	
b ₁	240	mm

V _{Rd,max1}	907200	N	907,2	kN
----------------------	--------	---	-------	----

V _{Rd,cl}	484,9048	kN
--------------------	----------	----

Plastische weerstand van het beton tegen $N_{Rd} = h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}$

N _{Rd}	5320000	N	5320	kN
0,5 x N _{Rd}	2660	kN		

3.1.2 Ontwerpmethode

M _{Ed} =	M _{Ed,a} + M _{Ed,c}
V _{Ed} =	V _{Ed,a} + V _{Ed,c}
N _{Ed} =	N _{Ed,a} + N _{Ed,c}

EC 4.1.-cl 6.7.3.2 (4)

$$M_{Ed,a} = M_{Ed} \cdot \frac{M_{pl,Rd,a}}{M_{pl,Rd}}$$

$$V_{Ed,a} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{pl,Rd,a}}{M_{pl,Rd}}$$

$$M_{Ed,c} = M_{Ed} - M_{Ed,a}$$

$$V_{Ed,c} = V_{Ed} - V_{Ed,a}$$

M _{Ed,a}	0,198042	x M _{Ed}
V _{Ed,a}	0,198042	x V _{Ed}

M _{Ed,c}	0,801958	x M _{Ed}
V _{Ed,c}	0,801958	x V _{Ed}

Druk in de overgang tussen het staal en het beton

Effect van M_{Ed,a} op druk p_M

$$RM = (3 \cdot M_{Ed,a}) / (2 \cdot Le) \quad pM = (4 \cdot RM) / Le = (6 \cdot M_{Ed,a}) / (Le^2)$$

Effect van V_{Ed,a} op druk p_V

$$pV = V_{Ed,a} / Le$$

Effect van M_{Ed,a} en V_{Ed,a}

$$p_{max} = pM + pV \quad p_{min} = pM - pV$$

$$L1 = (Le/2) \cdot ((pM + pV) / pM) \quad L2 = (Le/2) \cdot ((pM - pV) / pM)$$

$$R1 = (p_{max} \cdot L1) / 2 \quad R2 = (p_{min} \cdot L2) / 2$$

Weerstand geleverd door de drukstutten

EC 2.2 – 6.5.4. (4 c)

$$\sigma_{Rd,max} = k3 \cdot v' \cdot f_{ck} \quad v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

k3	0,75
v'	0,84

$$\sigma_{Rd,max} = 25,2 \text{ Mpa}$$

$$\theta = 45^\circ$$

EC 2.1 – Table 8.1.N

∅ ≤ 16 mm	d = 4 x ∅
∅ > 16 mm	d = 7 x ∅

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow d = 4 \cdot \phi$$

d	56	mm
θ	0,785398	rad
bs	39,59798	mm

r	28	mm
---	----	----

$$b_s = 2 \cdot r \cdot \cos\theta$$

$$F_{\text{stut}} = \sigma_{\text{Rd,max}} \cdot b_s$$

$$V_{\text{Rd,s-}\theta=45} = 2 \cdot F_{\text{stut}} \cdot \sin\theta$$

F_stut	997,8691	kN/m
V_Rd,s, $\theta=45$	1411,2	kN/m

$$\theta = 25^\circ < 45^\circ$$

$$b_s = r \cdot (\cos\theta + \sin\theta)$$

$$F_{\text{stut}} = \sigma_{\text{Rd,max}} \cdot b_s$$

$$V_{\text{Rd,s-}\theta < 45} = 2 \cdot F_{\text{stut}} \cdot \sin\theta$$

θ	0,436332	rad
bs	37,20993	mm

F_stut	937,6902	kN/m
V_Rd,s, $\theta \leq 45$	792,57	kN/m

EC 2.1. – cl. 6.5.4 (5)

θ_{min}	35	° =	0,610865	rad
-----------------------	----	-----	----------	-----

$$V_{\text{Rd,smin}} = 2 \cdot F_{\text{stut}} \cdot \sin\theta$$

V_Rd,s,min	1075,674	kN/m
------------	----------	------

$$\theta > 45^\circ$$

$$V_{\text{Rd,smax}} = b_{\text{HEB140}} \cdot f_{\text{cd}}$$

3.1.3 Entwurfstappen

$$V_{\text{Rd,s1}} = \max(V_{\text{Rd,s-}\theta=45}, V_{\text{Rd,s-}\theta < 45}, V_{\text{Rd,smin}})$$

$$V_{\text{Rd,s2}} = b_{\text{HEB140}} \cdot f_{\text{cd}}$$

Beschikbare $V_{Rd,s}$ berekenen

$V_{Rd,s1}$	1411,2	kN/m
$V_{Rd,s2}$	5600	kN/m

Waarde van dwarskrachten R1 en R2 in de transactiezone afleiden

$$h_1 = 1600 \text{ mm} \quad h_{\text{beam}} = 400 \text{ mm} \quad h = h_1 + h_{\text{beam}}/2 = 1800 \text{ mm}$$

$$p_{\text{max}} = p_M + p_V \quad p_{\text{min}} = p_M - p_V$$

$$V_{Ed,a} = \frac{V_{Rd,s1}}{\frac{1}{Le} + \frac{6 \cdot h}{Le^2}}$$

p_{max}	1411,2	kN/m
Le	400	mm

$V_{Ed,a}$	20160	N	20,16	kN
------------	-------	---	-------	----

Vroegtijdig falen van het profiel door buiging voorkomen:

$$M_{Ed,a} = V_{Ed,a} \cdot h \leq M_{pl,Rd,a} \quad \rightarrow \quad V_{Ed,a} \leq \frac{M_{pl,Rd,a}}{h}$$

$V_{Ed,a}$	62713,333	N	62,71333	kN
------------	-----------	---	----------	----

$$R_2 \leq V_{pl,Rd,a} \quad \rightarrow \quad V_{Ed,a} \leq \left[\frac{L_e}{4} \left(\frac{6 \cdot h}{L_e^2} - \frac{2}{L_e} + \frac{1}{6 \cdot h} \right) \right]$$

$V_{Ed,a}$	96,12639053	kN
------------	-------------	----

Ontwerp effecten in de transactiezone A-B in de kolom:

$$V_{Ed,a} = \min\left(\frac{V_{Rd,s1}}{\frac{1}{Le} + \frac{6 \cdot h}{Le^2}}; \frac{M_{pl,Rd,a}}{h}; \frac{V_{pl,Rd,a}}{\frac{Le}{4} \left(\frac{6 \cdot h}{Le^2} - \frac{2}{Le} + \frac{1}{6 \cdot h} \right)}\right)$$

$$M_{Ed,a} = V_{Ed,a} \cdot h \quad M_{Ed} = V_{Ed} \cdot h \quad M_{Ed,c} = M_{Ed} - M_{Ed,a}$$

$$V_{Ed} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd,a}} \cdot V_{Ed,a} \quad V_{Ed,c} = V_{Ed} - V_{Ed,a}$$

$$p_M = \frac{4 \cdot M_{Ed,a}}{Le^2} \quad p_V = \frac{4 \cdot V_{Ed,a}}{Le}$$

$$L1 = \frac{Le}{2} \cdot \frac{p_M + p_V}{p_M} \quad L2 = \frac{Le}{2} \cdot \frac{p_M - p_V}{p_M}$$

$$R1 = \frac{p_{Max} \cdot L1}{2} \quad R2 = \frac{p_{Min} \cdot L2}{2}$$

V_Ed,a	20,16	kN
M_Ed,a	36,288	kNm

V_Ed	101,7965345	kN
M_Ed	183,2337621	kNm

V_Ed,c	81,636534	kN
M_Ed,c	146,94576	kNm

pM	1360,8	kN/m
----	--------	------

pV	50,4	kN/m
----	------	------

L1	207,40741	mm
----	-----------	----

L2	192,5925926	mm
----	-------------	----

R1	146,34667	kN
----	-----------	----

R2	126,1866667	kN
----	-------------	----

Controle verbindingzone A-B:

p_min	1310,4	kN/m	< V_Rd,s1	1411,2	kN/m
-------	--------	------	-----------	--------	------

- Stalen profiel in buiging:

$$M_{Ed,a} \leq M_{pl,Rd,a}$$

M_Ed,a	36,288	kNm	≤ Mpl_Rd,a	112,884	kNm
--------	--------	-----	------------	---------	-----

- Stalen profiel in afschuiving:

$$V_{Ed,a} \leq V_{pl,Rd,a}$$

$$R2 \leq V_{pl,Rd,a}$$

V_Ed,a	20,16	kN	≤ Vpl_Rd,a	601,68	kN
R2	126,18667	kN	≤ Vpl_Rd,a	601,68	kN

- Beton in zone A-B in buiging:

$$M_{Ed,c} \leq M_{Rd,c1}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd,c1}$$

M_Ed,c	146,94576	kNm	≤ M_Rd,c1	330,19368	kNm
M_Ed	183,23376	kNm	≤ M_Rd,c1	330,19368	kNm

- Beton in zone A-B in afschuiving:

$$V_{Ed} + R2 = V_{Ed,c} + R1 \leq V_{Rd,c1}$$

Controle beton buiten zone A-B:

- Zonder balkondersteuning - afschuiving

$$RL1 = V_{Ed} \cdot \frac{h+d_R}{d_{LR}} \leq V_{Rd,c2}$$

$h = 1800 \text{ mm}$
 $d_R = 900 \text{ mm}$

$d_R = 1750 \text{ mm}$

$d_L = 850 \text{ mm}$

RL1	401,53077	kN	$\leq V_{Rd,c2}$	1055,5751	kN
-----	-----------	----	------------------	-----------	----

- Zonder balkondersteuning - buiging

$$M_{RL} = V_{Ed} \cdot (h + d_L) \leq M_{Rd,c2}$$

M_RL	269,76082	kNm	$\leq M_{Rd,c2}$	690	kNm
------	-----------	-----	------------------	-----	-----

- In de kolom

$$RL2 = 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot \frac{h+d_R}{d_{LR}} \leq V_{Rd,c2}$$

$$M_{RL2} = V_{Ed} \cdot (h + d_L) \leq M_{Rd,c2}$$

RL2	200,76539	kN	$\leq V_{Rd,c2}$	1055,5751	kN
M_RL2	269,76082	kNm	$\leq M_{Rd,c2}$	690	kNm

- In de balk

$$R_b = 0,5 \cdot \frac{M_{Ed}}{2 \cdot d_H} \leq V_{Rd,c3}$$

$$M_{beam} = 0,5 \cdot \frac{M_{Ed}}{2} \leq M_{Rd,c3}$$

$$M_{beam} = 0,5 \cdot \frac{M_{Ed}}{2} \leq M_{Rd,c3}$$

$d_H = 1015 \text{ mm}$

Rb	45,131468	kN	$\leq V_{Rd,c3}$	583,34415	kN
Mbeam	45,808441	kNm	$\leq M_{Rd,c3}$	225	kNm

3.1.4 Transmissie van de axiale kracht $N_{Ed,a}$

Eindplaat geplaatst op de bodem van het stalen profiel:

$$A_{c0} = h_{HEB140} \cdot b_{HEB140}$$

A _{c0}	19600	mm ²
-----------------	-------	-----------------

Betonddoorsnede ter hoogte van sectie B:

$$A_{cl} = A_t - A_{c0}$$

A _{cl}	113400	mm ²
-----------------	--------	-----------------

State of the Art – 4.3.2.3 – in de druksituatie dient het volgende te worden gecontroleerd:

$$N_{Ed,a} \leq F_{Rd,u} \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

$$N_{Ed,a} = N_{Ed} \cdot \frac{A_{HEB140} \cdot f_{ay}}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{Ed} = 0,5 \cdot N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}$$

$$F_{Rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}}\right)^{0,5}$$

N_Ed,a	605,0341	kN
N_Ed	2660	kN

N_Rd	5320000	N	5320	kN
F_Rd,u	1885795	N	1885,795	kN
3 x Ac0 x fcd	2352000	N	2352	kN

3.1.5 Ontwerp afschuifverbindingen

• Karakteristieken afschuifstuds

State of Art – Table 3.2.2:

$d = 19 \text{ mm}$ – diameter van de stud;

$h_{sc} = 60 \text{ mm}$ – stud hoogte; $3d = 57 \text{ mm} \leq h_{sc}$;

s_c – langse tussenruimte; $5d = 95 \text{ mm} \leq s_c \leq \min(6h_{sc}; 800\text{mm})=360 \text{ mm}$;

$f_u = 450 \text{ MPa}$ – maximum treksterkte stud;

• Sterkte afschuifverbinding:

EC 4.1.- §6.6.3.1. (1) geeft de individuele karakteristieke afschuifsterkte van de verbindingen weer:

$$P_{Rk} = \min \left(\frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v}, \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \right) = 103 \text{ kN}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{for } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{for } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases} = 0,8;$$

• Aantal afschuifverbindingen

$$n_{studs} = \frac{c_z \cdot b_c \cdot f_{cd}}{P_{Rk}}$$

$$n_{studs} = 16$$

De totale sterktecapaciteit van de studs op elke flens van het profiel is gelijk aan:

$$n_{studs} \cdot P_{Rk} = 1633 \text{ kN} > c_z \cdot b_c \cdot f_{cd} = 1596 \text{ kN}.$$

De afstand tussen twee studs bedraagt:

$$S_c = 100 \text{ mm} > S_{c,\min} = 95 \text{ mm}$$

- **Strut and Tie model – horizontale wapening:**

$$T = \frac{P_{Rk}}{\text{tg}\theta} \qquad \text{tg}\theta = \frac{b_2 - b_1}{\frac{(b_2 - b_1)}{2}}$$

$$A_{sh} = \frac{T}{f_{sd}}$$

tgθ	2	
b1	140	mm
b2	350	mm

T	51,03517	kN
---	----------	----

Ash	102,0703	mm ²
-----	----------	-----------------

- **Bindingsweerstand van het profiel**

De lengte waarover het profiel met beton omhuld is:

$$L_{\text{HEB140}} = h_1 + L_e$$

De omtrek van het profiel:

$$P_{\text{HEB140}} = 2(b_{\text{HEB140}} + h_{\text{HEB140}})$$

L_HEB140	2000	mm
P_HEB140	560	mm

State of the Art – Table 6.6 – langse afschuifsterkte:

$$\tau_{Rd} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,\text{bond}} = L_{\text{HEB140}} \cdot P_{\text{HEB140}} \cdot \tau_{Rd}$$

V_Rd,bond	336000	N	336	kN
-----------	--------	---	-----	----

3.1.6 Verificatie van de druk

$$\theta = 45^\circ$$

Maximale afschuifkracht:

$$F_{td} = \frac{M_{pl,Rd}}{h}$$

Ftd	316,6667	kN
-----	----------	----

Deel van de max afschuifkracht opgenomen door het profiel:

$$F_{td,1} = \frac{A_{HEB140}}{2 \cdot A_{1\phi40} + A_{HEB140}} \cdot F_{td}$$

Ftd,1	199,855	kN
-------	---------	----

Aantal studs nodig:

$$N_{studs} = \frac{F_{td,1}}{P_{Rk}}$$

n_studs	1,958012	=	2	studs
---------	----------	---	---	-------

Deel van de max afschuifkracht opgenomen door de wapening:

$$F_{td,2} = \frac{2 \cdot A_{1\phi40}}{2 \cdot A_{1\phi40} + A_{HEB140}} \cdot F_{td}$$

Ftd,2	116,8117	kN
-------	----------	----

3.2 Wijziging van de betonsterkte

Om de invloed van de betonsterkte te bepalen, is er gebruik gemaakt van de meest voorkomende standaard betonsterktes. De behandelde betonsterktes zijn C30/37, C35/45, C40/50, C45/55 en C55/67. De resultaten en dus de invloed van deze parameter op het element wordt weergegeven in onderstaande tabel en grafieken.

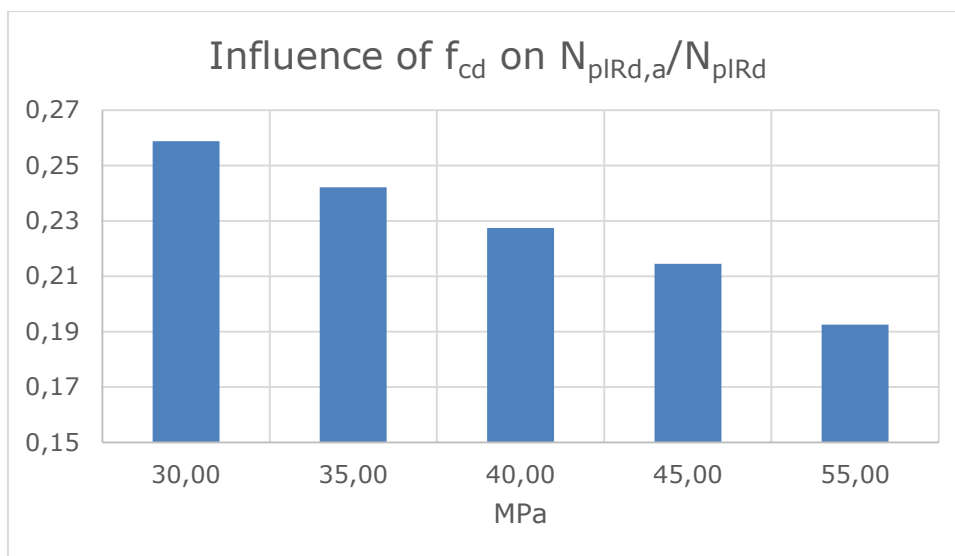
Tabel 2: resultaten bij wijziging van de betonsterkte

fcd	30,00	35,00	40,00	45,00	55,00	Mpa
Npl_Rd	7644,95	8170,56	8696,17	9221,78	10273,01	kN
Npl_Rd,a/Npl_Rd: 0,2 ≤	0,26	0,24	0,23	0,21	0,19	≤ 0,9
V_Rd,max2	1077,30	1256,85	1436,40	1615,95	1975,05	kN
V_Rd,max3	1069,20	1247,40	1425,60	1603,80	1960,20	kN

M_Rd,cl	247,65	288,92	330,19	371,47	454,02	kNm
V_Rd,maxl	680,40	793,80	907,20	1020,60	1247,40	kN
N_Rd	3990,00	4655,00	5320,00	5985,00	7315,00	kN
$\sigma_{Rd,max}$	19,80	22,58	25,20	27,68	32,18	Mpa
F_strut- $\theta=45$	784,04	893,92	997,87	1095,87	1274,06	kN/m
V_Rd,s, $\theta=45$	1108,80	1264,20	1411,20	1549,80	1801,80	kN/m
F_strut - $\theta\leq 45$	736,76	840,01	937,69	1029,78	1197,23	kN/m
V_Rd,s, $\theta\leq 45$	622,73	710,01	792,57	870,41	1011,94	kN/m
V_Rd,s,min	845,17	963,62	1075,67	1181,32	1373,41	kN/m
V_Rd,s,max	4200,00	4900,00	5600,00	6300,00	7700,00	kN/m
p_max	1108,80	1264,20	1411,20	1549,80	1801,80	kN/m
V_Ed,a	15,84	18,06	20,16	22,14	25,74	kN
M_Ed,a	28,51	32,51	36,29	39,85	46,33	kNm
V_Ed	79,98	91,19	101,80	111,79	129,97	kN
M_Ed	143,97	164,15	183,23	201,23	233,95	kNm
V_Ed,c	64,14	73,13	81,64	89,65	104,23	kN
M_Ed,c	115,46	131,64	146,95	161,38	187,62	kNm
pM	1069,20	1219,05	1360,80	1494,45	1737,45	kN/m
pV	39,60	45,15	50,40	55,35	64,35	kN/m
R1	114,99	131,10	146,35	160,72	186,85	kN
R2	99,15	113,04	126,19	138,58	161,11	kN
p_min	1029,60	1173,90	1310,40	1439,10	1673,10	kN/m
V_Ed,c + R1	179,13	204,23	227,98	250,37	291,09	kN
RL1	315,49	359,70	401,53	440,97	512,67	kN
M_RL	211,95	241,66	269,76	296,26	344,43	kNm
RL2	157,74	179,85	200,77	220,48	256,33	kN
M_RL2	211,95	241,66	269,76	296,26	344,43	kNm
Rb	35,46	40,43	45,13	49,56	57,62	kN
Mbeam	35,99	41,04	45,81	50,31	58,49	kNm
N_Ed,a	516,17	563,46	605,03	641,87	704,23	kN
N_Ed	1995,00	2327,50	2660,00	2992,50	3657,50	kN
F_Rd,u	1414,35	1650,07	1885,80	2121,52	2592,97	kN
3 x Ac0 x fcd	1764,00	2058,00	2352,00	2646,00	3234,00	kN
P_Rk	86,41	95,08	102,07	102,07	102,07	kN
n_studs,shear	14,00	15,00	16,00	18,00	21,00	studs
n_studs x P_Rk	1209,70	1426,15	1633,13	1837,27	2245,55	kN
Cz x bc x fcd	1197,00	1396,50	1596,00	1795,50	2194,50	kN
T	43,20	47,54	51,04	51,04	51,04	kN
Ash	86,41	95,08	102,07	102,07	102,07	mm ²
n_studs,profile	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	studs

De invloed van de betonsterkte op de verhouding $N_{pIRd,a}/N_{pIRd}$ wordt voorgesteld in Figuur 55. Hierbij is $N_{pIRd,a}/N_{pIRd}$ de verhouding tussen de plastische drukweerstand van het profiel en de totale plastische drukweerstand van het element. Om te voldoen aan de eisen uit de Eurocode 4, moet de waarde van deze verhouding gelegen zijn tussen 0,2 en 0,9.

In de grafiek kunnen we zien dat een betonsterkte C55/67 niet voldoet wanneer er geen andere parameters aangepast worden. Uit de tabel en de grafiek blijkt dat naarmate de betonsterkte stijgt, de waarde van de verhouding ongeveer lineair zal dalen. Dit betekent dat de bijdrage, namelijk de drukweerstand, van het profiel kleiner mag/zal zijn bij een hogere betonsterkte.

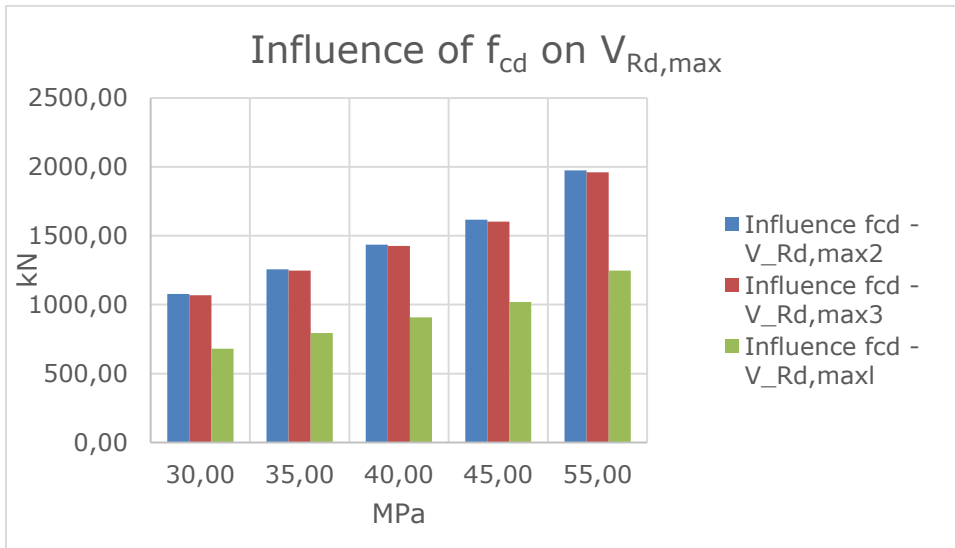


Figuur 55: invloed van de betonsterkte op de verhouding $N_{pIRd,a}/N_{pIRd}$

Figuur 56 geeft de invloed van de betonsterkte op de maximale afschuifweerstand $V_{Rd,max2}$, $V_{Rd,max3}$ en $V_{Rd,max1}$ weer. Hierbij is $V_{Rd,max2}$ de maximale afschuifweerstand in de kolomsectie gelegen buiten de zone A-B. Zone A-B is de zone van het element waarvan de exacte transactie tussen de twee materialen (staal en beton) niet gekend zijn en welk tevens in deze thesis wordt onderzocht. $V_{Rd,max3}$ is de maximale afschuifweerstand die behaald wordt in de balksectie van de elementen voorzien van een kruisende balk. $V_{Rd,max1}$ is de maximale afschuifweerstand die bekomen kan worden in de gereduceerde betonsectie.

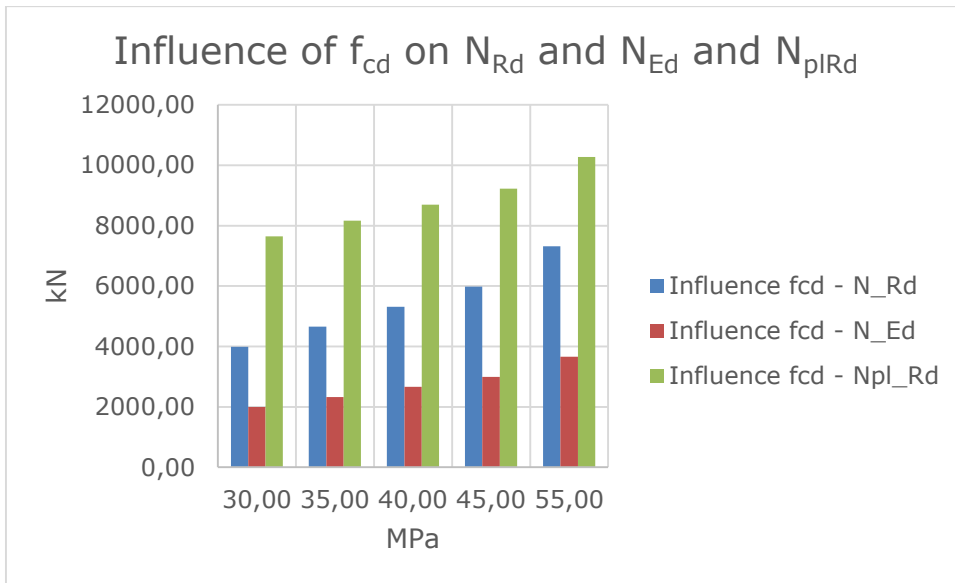
De breedte van deze gereduceerde betonsectie heeft in dit geval de volgende waarde: $b_1 = 380 - 140 = 240$ mm. De gereduceerde betonsectie is gelijk aan de kolomsectie verminderd met de sectie van het profiel, zodat enkel de sectie van het beton overblijft.

Uit de grafiek blijkt dat de afschuifweerstand voor $V_{Rd,max2}$ en $V_{Rd,max3}$ lineair en gelijk aan elkaar stijgt in functie van de betonsterkte. De resultaten van $V_{Rd,max2}$ en $V_{Rd,max3}$ overlappen elkaar bijna. Dit is te verklaren door de verschillende afmetingen van de doorsnede, welke zeer weinig van elkaar verschillen en dus ook weinig invloed hebben op de resultaten. De invloed van de betonsterkte op $V_{Rd,max1}$ verloopt ook lineair. De waarden van de afschuifweerstand veroorzaakt door de gereduceerde doorsnede is lager dan de afschuifweerstand van de andere secties. Dit is omdat de afmetingen van de gereduceerde doorsnede aanzienlijk kleiner zijn.



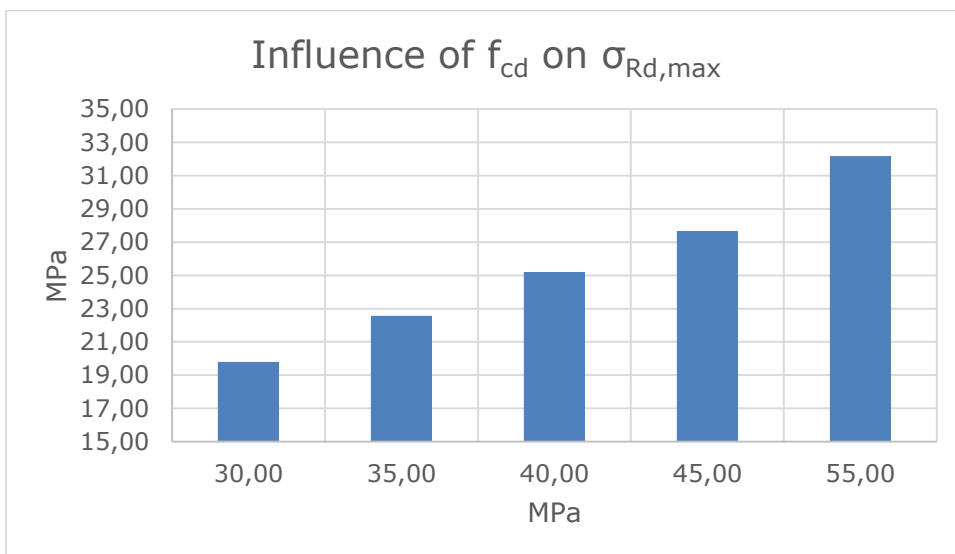
Figuur 56: invloed van de betonsterkte op de afschuifweerstand

In onderstaande grafiek wordt de invloed van de betonsterkte op de drukweerstand en de axiale belasting voorgesteld. Naarmate de betonsterkte groter wordt, zal de weerstand tegen de axiale druk in gelijke mate vergroten. Aangezien er wordt verondersteld dat de axiale drukbelasting gelijk is aan de helft van de drukweerstand van het element, zal deze eveneens lineair stijgen met de betonsterkte.



Figuur 57: invloed van de betonsterkte op N_{Rd} , N_{Ed} en N_{plRd}

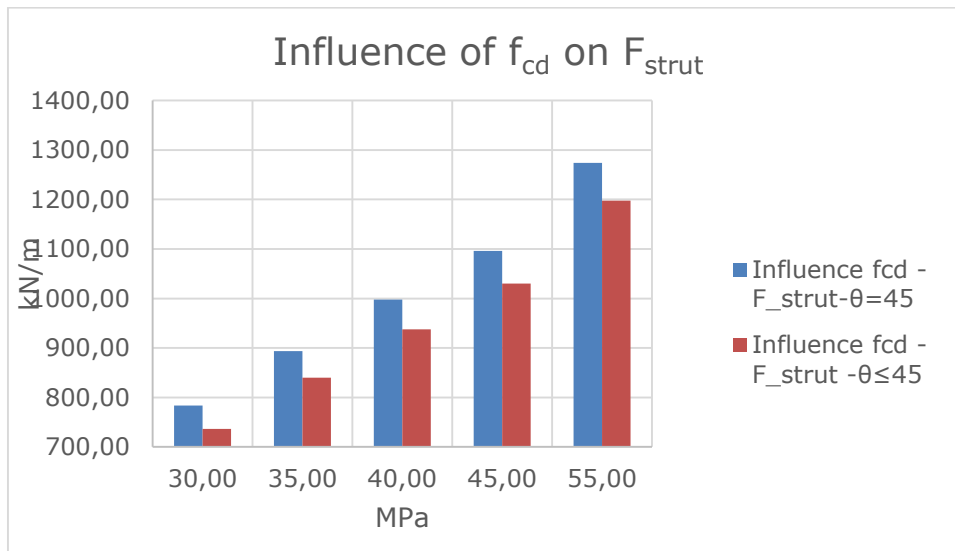
Figuur 58 vertoont een lineair verloop tussen de betonsterkte en de maximale spanning op de knopen. Dit is vanzelfsprekend aangezien beton met een hogere sterkte grotere spanningen kan weerstaan. Het verschil in sterkte tussen de verschillende betonklassen is niet van aanzienlijke grootte, het is daarom belangrijk een goed evenwicht te vinden tussen de prijs en de sterkte van het beton.



Figuur 58: invloed van de betonsterkte op de maximale spanning in de knopen van de stutten

Onderstaande grafiek geeft weer hoe de drukkracht in de stutten beïnvloed wordt door de sterkte van het beton. Deze drukkracht benadert een lineair verloop in functie van de betonsterkte. Dit wil zeggen dat de druk in de stutten groter is naarmate een hogere betonsterkte gebruikt wordt.

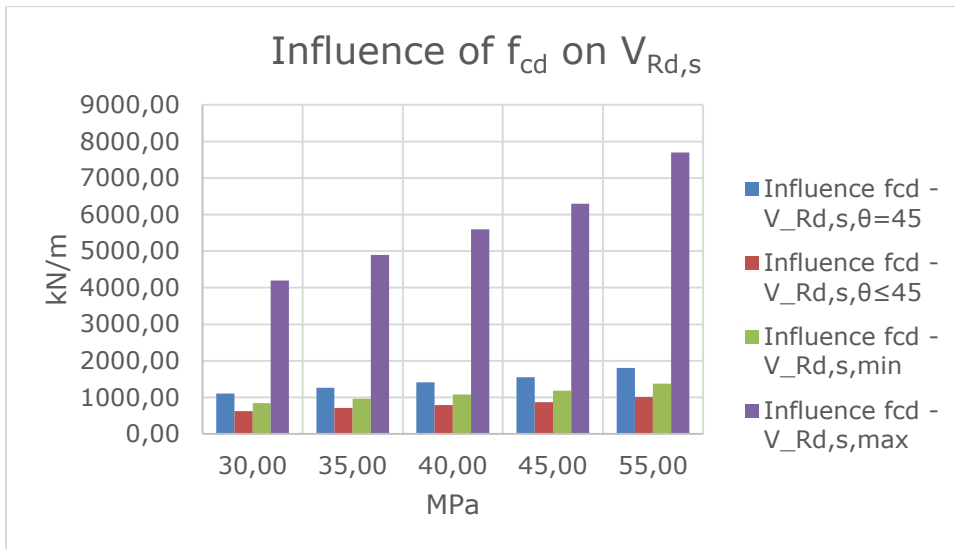
Uit de resultaten kan geconcludeerd worden dat de hoek waaronder de stutten zijn aangebracht eveneens een invloed hebben op de drukkracht aanwezig in deze stutten. Hoe groter de hoek van de stut, des te groter de kracht die door deze stut opgenomen kan worden.



Figuur 59: invloed tussen betonsterkte en de druk in de stutten

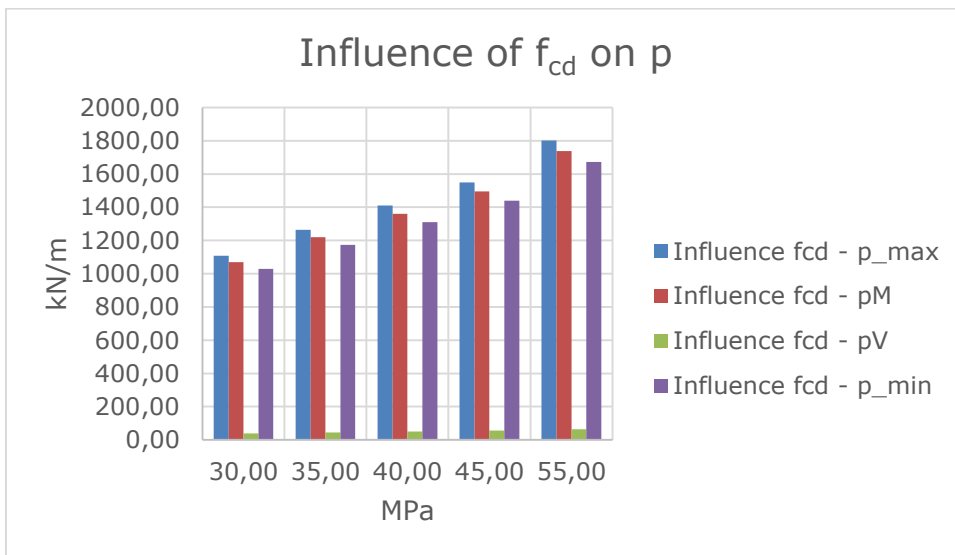
Figuur 60 is een weergave van de invloed van de betonsterkte op de afschuifweerstand van de stutten. Hierin is onder meer de invloed op de afschuifweerstand $V_{Rd,s,\theta=45}$, $V_{Rd,s,\theta\leq 45}$, $V_{Rd,s,min}$ en $V_{Rd,s,max}$ bestudeerd. We kunnen zien dat de afschuifweerstand van de stutten in het algemeen lineair toenemen met een toenemende betonsterkte. $V_{Rd,s,\theta=45}$ en $V_{Rd,s,\theta\leq 45}$ zijn de afschuifweerstand die voorkomen bij stutten onder een hoek van respectievelijk 45° en 25° . Deze 25° is een willekeurig aangenomen waarde die verderop in deze thesis wordt gewijzigd om de invloed hiervan op het element te bepalen. $V_{Rd,s,min}$ en $V_{Rd,s,max}$ zijn, zoals de naam aangeeft, de minimale en maximale afschuifweerstand dat de stutten moeten kunnen leveren.

Uit de grafiek blijkt dat $V_{Rd,s,\theta\leq 45}$ kleiner is dan $V_{Rd,s,min}$, wat in principe niet kan. Dit is te verklaren doordat de referentiewaarde van de hoek gelijk is aan 25° terwijl de minimale afschuifweerstand wordt bereikt bij een hoek van 35° . Met andere woorden, de hoek mag niet kleiner zijn dan 35° .



Figuur 60: invloed van de betonsterkte op de afschuifweerstand van de stutten

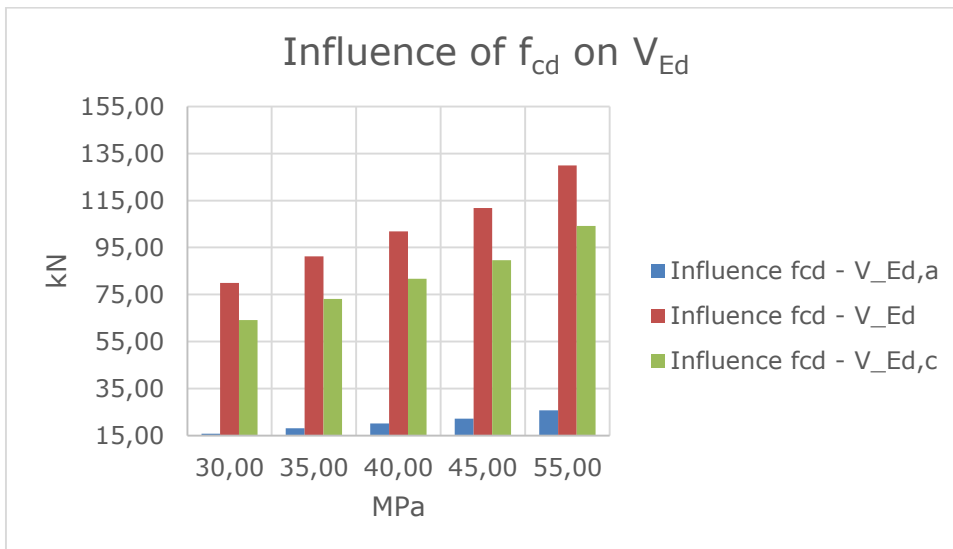
Ook hier heeft de betonsterkte een lineair verlopende invloed zoals voorgesteld in Figuur 61. Deze invloed op pV is relatief klein ten opzichte van de andere parameters.



Figuur 61: invloed van de betonsterkte op de spanning

De dwarskrachten die op het element aangrijpen worden eveneens recht evenredig beïnvloed door de sterkte van het gebruikte beton. Hierbij is V_{Ed} de dwarskracht die uitgeoefend wordt op de kolom of die door de kolom opgenomen wordt. Aangezien de kolom bestaat uit twee samenwerkende elementen, namelijk een stalen profiel en het omhullende beton, zal de totale dwarskracht op de kolom verdeeld worden over deze twee elementen. Dit wil zeggen dat een deel van de dwarskracht opgenomen zal worden door het stalen profiel, aangeduid als $V_{Ed,a}$, terwijl het overblijvende deeldoor het beton wordt opgenomen welke aangeduid wordt als $V_{Ed,c}$.

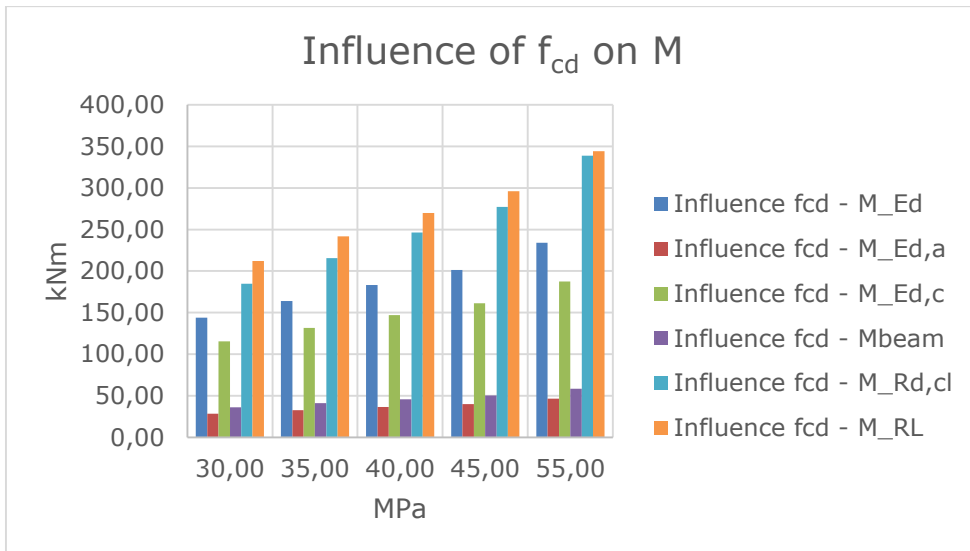
In de onderstaande figuur is duidelijk te zien dat deze dwarskrachten groter worden naarmate een hogere betonsterkte gebruikt wordt. Hiernaast moet het ook duidelijk zijn dat de totale dwarskracht V_{Ed} gelijk is aan de som van $V_{Ed,a}$ en $V_{Ed,c}$.



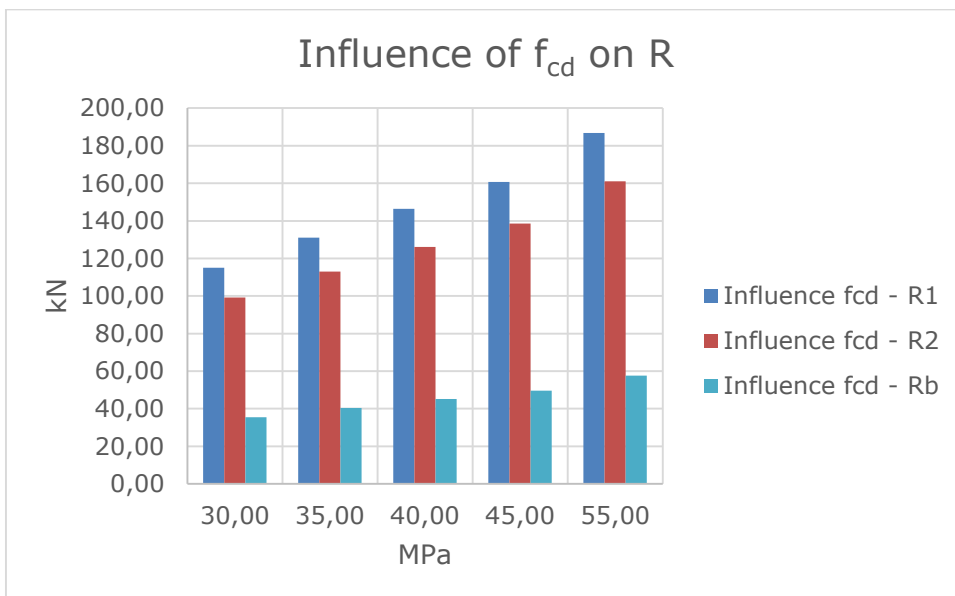
Figuur 62: invloed van de betonsterkte op de dwarskrachten

Figuur 63 laat zien in welke mate de uitgeoefende momenten worden beïnvloed door een wijziging van de betonsterkte. Voor de momenten M_{Ed} , $M_{Ed,a}$ en $M_{Ed,c}$ geldt hetzelfde principe als bij de dwarskrachten. Hierbij is M_{Ed} het totale moment dat op de kolom aangrijpt, welke op zijn beurt wordt onderverdeelt in een moment opgenomen door het stalen profiel ($M_{Ed,a}$) en een moment opgenomen door het omhullende beton ($M_{Ed,c}$).

Uit de grafiek blijkt dat ook hier een toename van de betonsterkte zorgt voor een lineaire toename van het aangrijpend moment. Indien de beschouwde kolom bestaat uit een kruising met een balk, dan wordt het moment welk aanwezig is in de balk voorgesteld door M_{beam} . $M_{Rd,cl}$ is het weerstandsmoment dat geleverd wordt door de gereduceerde betondoorsnede terwijl M_{RL} het moment is dat ontstaat ter hoogte van het steunpunt RL. Ook deze momenten worden door de betonsterkte beïnvloed.

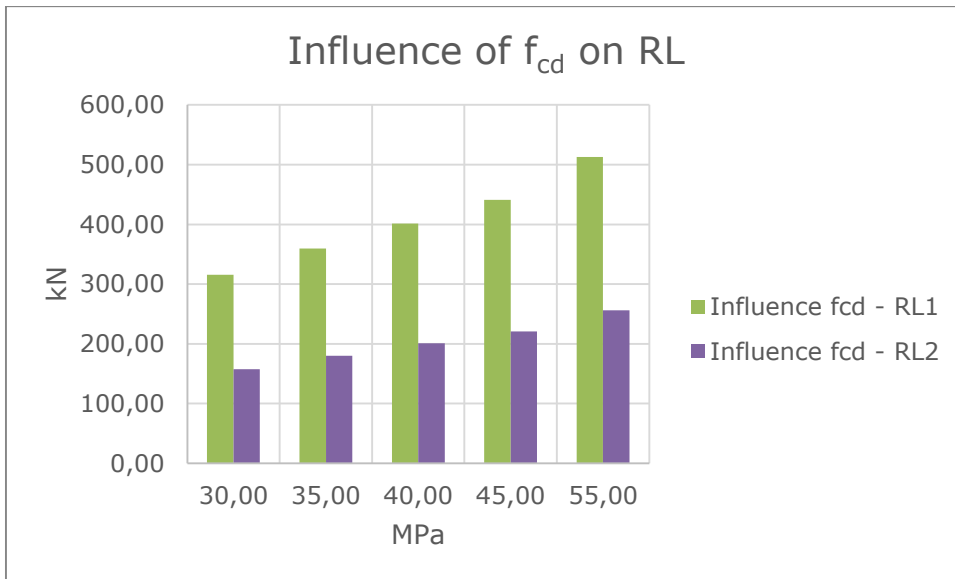


Figuur 63: invloed van de betonsterkte op de momenten



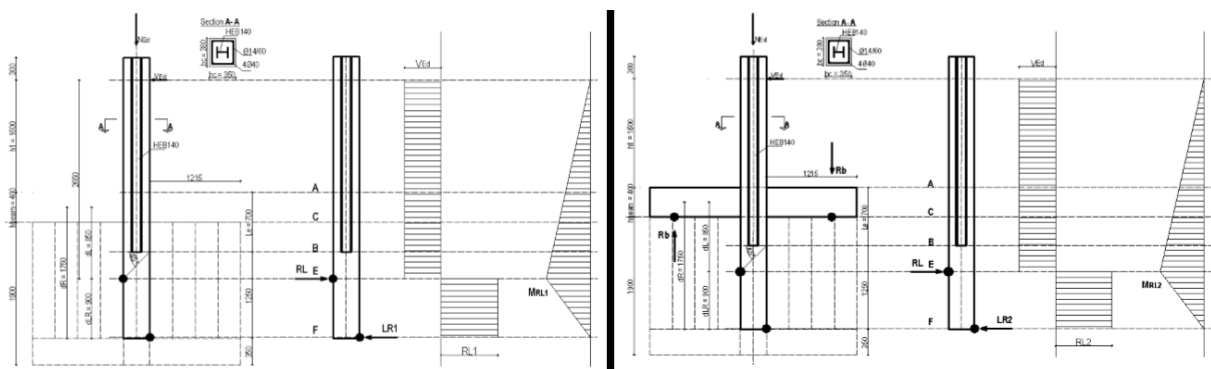
Figuur 64: invloed van de betonsterkte op de krachten

Figuur 65 geeft de verhouding tussen de betonsterkte en enkele aangrijpende externe steunkrachten weer. Deze verhouding heeft eveneens een lineair verloop. RL1 en RL2 zijn de steunkrachten die aangebracht zijn op de kolom. Deze steunkrachten zijn respectievelijk van toepassing bij een kolom zonder balk en een kruising.



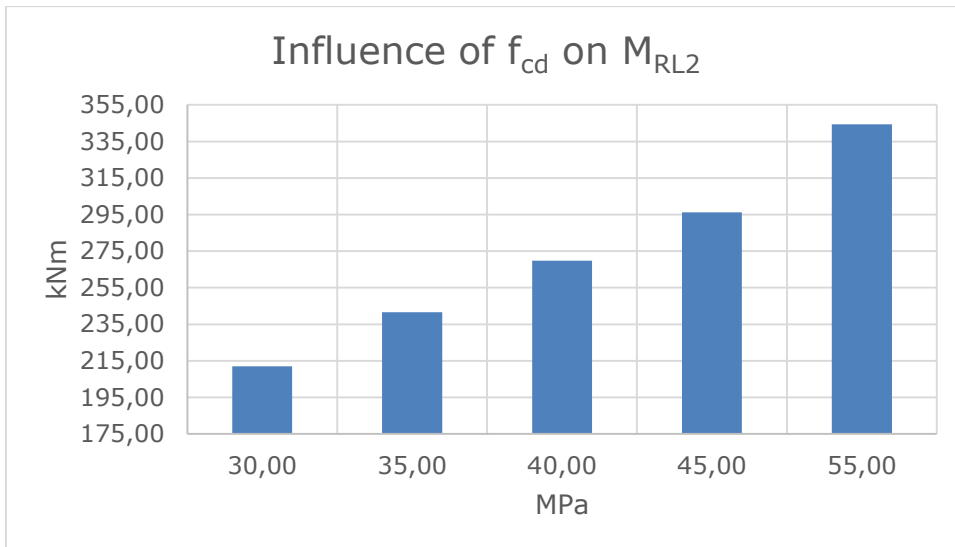
Figuur 65: invloed van de betonsterkte op de externe steunkrachten

RL1 en RL2 zijn de krachten in een steunpunt. De positie van dit steunpunt wordt weergegeven in onderstaande figuur. RL1 is van toepassing indien het beschouwde element enkel uit een kolom bestaat terwijl de kracht RL2 wordt gebruikt bij een kruising. Rb is de kracht die in de balk aangrijpt in geval van een kruising. De positie van deze kracht is eveneens in onderstaande figuur terug te vinden.



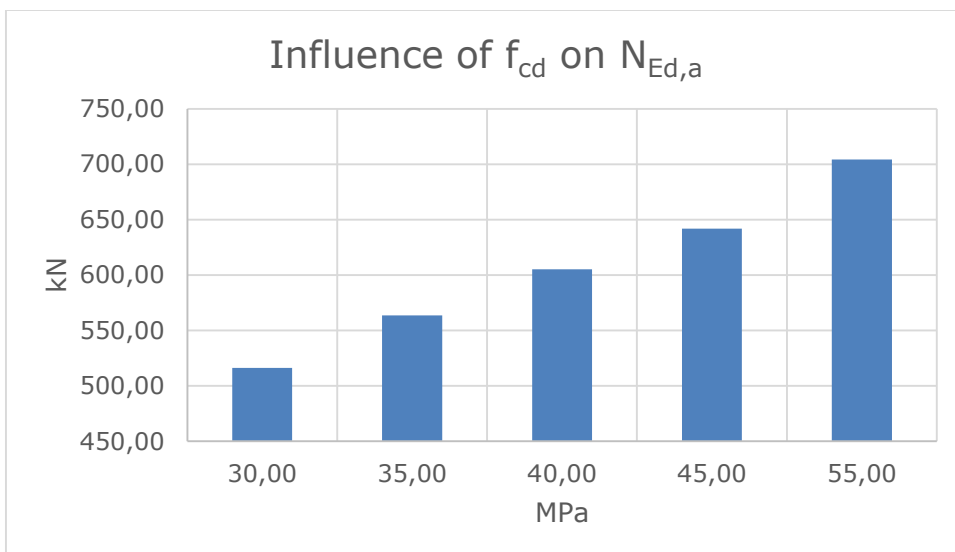
Figuur 66: posities krachten

Figuur 67 geeft de resultaten van het moment, veroorzaakt door de kracht RL2 weer. Aangezien de kracht RL2 recht evenredig wordt beïnvloed door de betonsterkte, zal het hieruit ontstane moment eveneens een recht evenredig verloop hebben in functie van de betonsterkte.



Figuur 67: invloed van de betonsterkte op het moment ter hoogte van RL veroorzaakt door kracht RL2

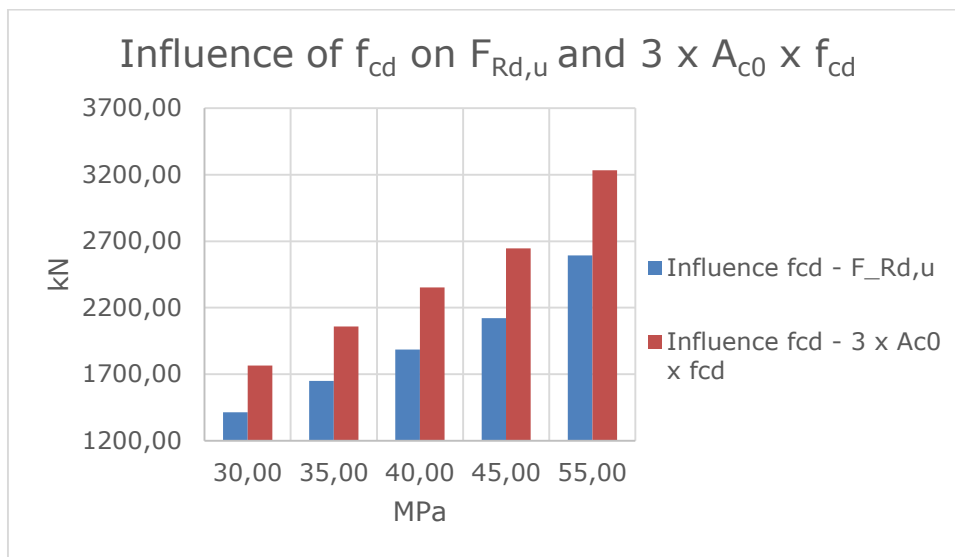
Figuur 68 beschrijft de verhouding tussen de betonsterkte en de axiale belasting die door het stalen profiel wordt opgenomen. Deze verhouding verloopt nagenoeg lineair. Een verhoogde betonsterkte gaat gepaard met een verhoogde axiale belasting die door het profiel opgenomen wordt.



Figuur 68: invloed van de betonsterkte op de door het stalen profiel opgenomen axiale belasting

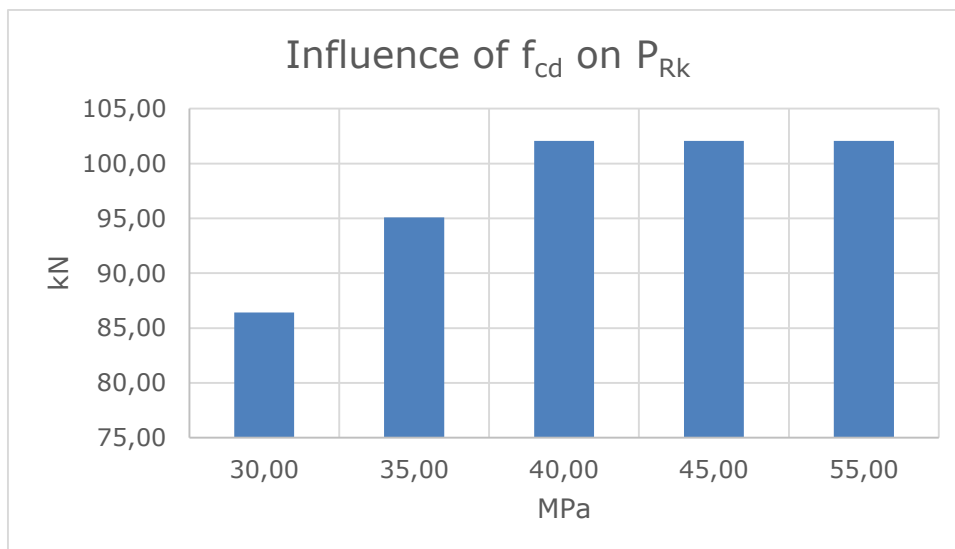
De drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat van het profiel wordt bekomen door de onderliggende betonnen kolom. Aangezien de sterkte van het beton wijzigt, zal ook de weerstand van deze kolom lineair toenemen. Dit wordt visueel voorgesteld in onderstaande grafiek. Volgens 'The state of the art - 4.3.2.3' dient gecontroleerd te worden dat $F_{Rd,u}$ kleiner is dan $3 \times A_{c0} \times f_{cd}$. Zowel $F_{Rd,u}$ als de controleparameter $3 \times A_{c0} \times f_{cd}$ zijn afhankelijk van de betonsterkte. Hierdoor zullen ze beide ongeveer evenredig veranderen en zal het resultaat van de controle niet veel wijzigen.

Het niet evenredig veranderen van $F_{Rd,u}$ en $3 \times A_{c0} \times f_{cd}$ is te verklaren door de in $F_{Rd,u}$ aanwezige parameters die eveneens afhankelijk zijn van de betonsterkte.



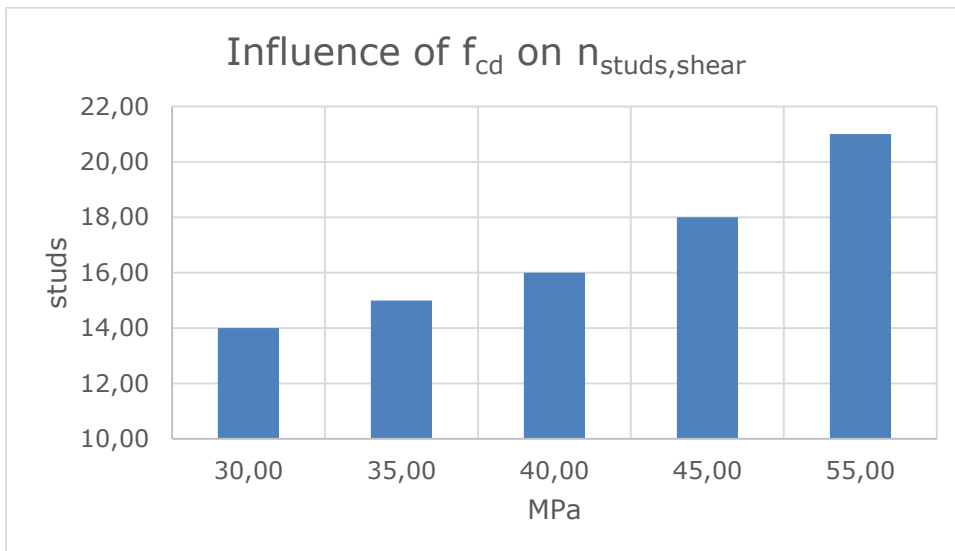
Figuur 69: invloed van de betonsterkte op de drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat van het profiel en de controleparameter

Figuur 70 geeft de invloed van de betonsterkte op de karakteristieke sterkte van de individuele afschuifverbinding weer. In deze grafiek zien we een lineaire verhouding tussen de twee tot een betonsterkte van 40 MPa. Vanaf deze betonsterkte heeft de verhouding een constant verloop en heeft een verhoging van de sterkte van het beton geen invloed meer op de karakteristieke sterkte van de verbindingen.



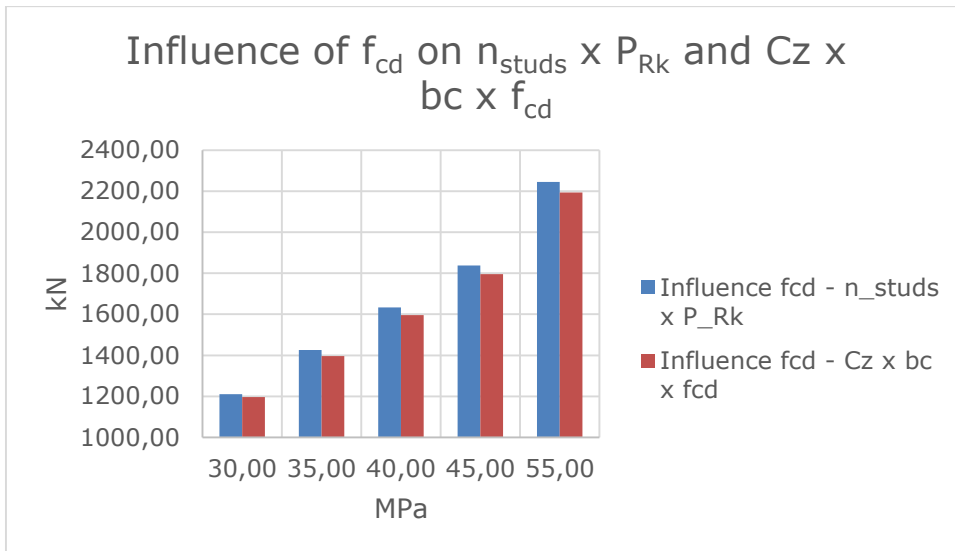
Figuur 70: invloed van de betonsterkte op de karakteristieke sterkte van de individuele afschuifverbinding

Uit onderstaande grafiek blijkt dat een wijziging van de betonsterkte er voor zorgt dat er meer of minder stutten geplaatst moeten worden om aan de afschuiving te weerstaan. Er dienen meer stutten geplaatst te worden naarmate de sterkte van het beton groter is.



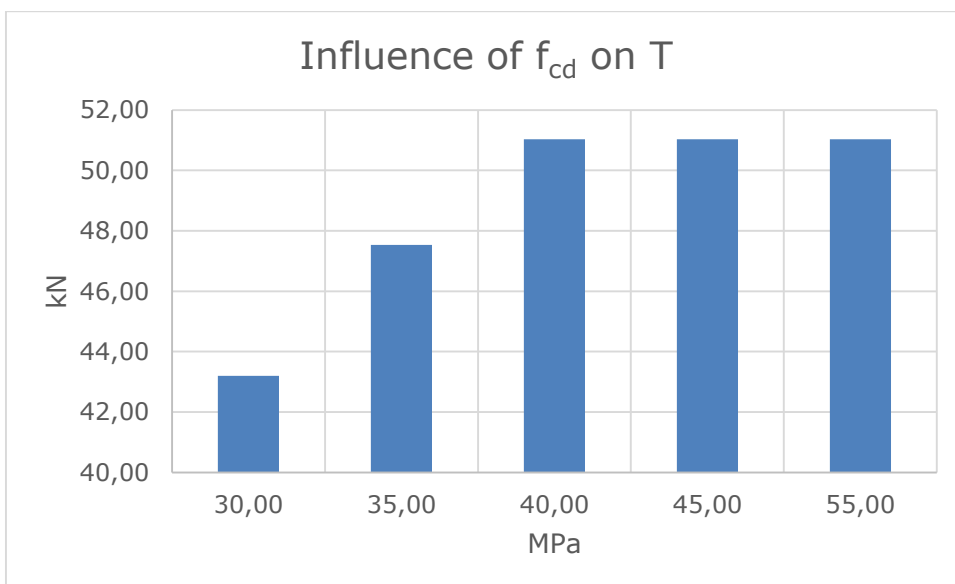
Figuur 71: invloed van de betonsterkte op het aantal stutten tegen afschuiving

De totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen is afhankelijk van de betonsterkte aangezien zowel het aantal stutten als de individuele karakteristieke sterkte afhankelijk is van de betonsterkte. De controleparameter wordt bepaald door de ontwerpwaarde van de betonsterkte en is hierdoor tevens afhankelijk van de betonsterkte. De invloed van de betonsterkte verloopt in beide gevallen lineair, zoals weergegeven in onderstaande grafiek. Uit de grafiek blijkt dat de totale karakteristieke sterkte steeds groter is dan de controleparameter en dus voldoet.



Figuur 72: invloed van de betonsterkte op de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen en de bijhorende controleparameter

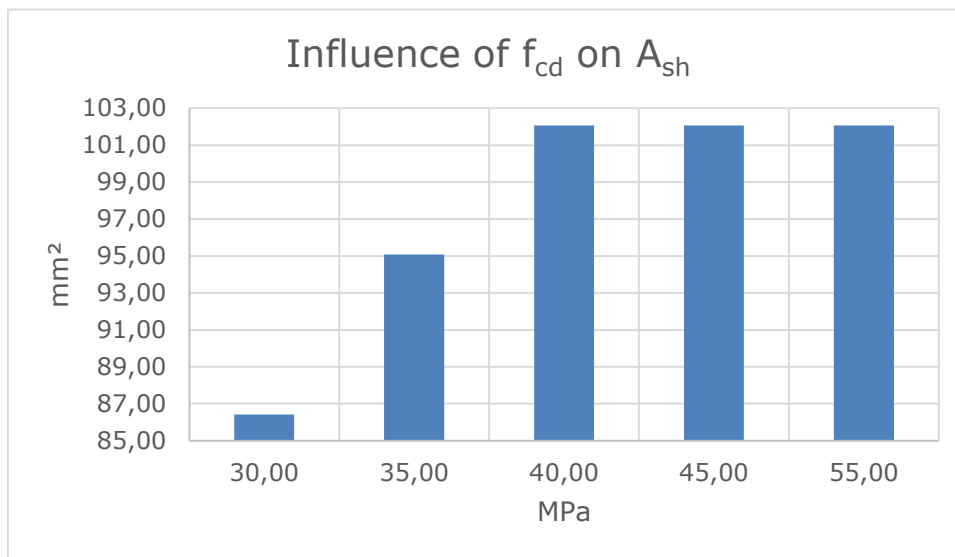
Figuur 73 geeft weer in welke mate de bindkracht beïnvloed wordt door de betonsterkte. Uit de grafiek blijkt dat de invloed lineair verloopt tot een betonsterkte van 40 MPa. Vanaf dit punt zal een verhoogde betonsterkte geen invloed meer uitoefenen op de bindkracht en wordt de kromme voorgesteld als een constante.



Figuur 73: invloed van de betonsterkte op de bindkracht

De horizontale wapening nodig voor de bindkracht is in functie van deze bindkracht en dus ook van de betonsterkte. Om deze reden heeft de kromme in onderstaande grafiek dezelfde vorm als de kromme van de bindkracht, die de invloed van de betonsterkte weergeeft. Hoe groter de bindkracht, hoe groter de hoeveelheid wapening die geplaatst moet worden.

Vanaf een betonsterkte van 40 MPa neemt de bindkracht niet meer toe, wat betekent dat de hoeveelheid wapening nodig voor deze betonsterktes constant blijft.



Figuur 74: invloed van de betonsterkte op de horizontale wapening

3.3 Wijziging van het stalen profiel

In deze paragraaf wordt de invloed van het stalen profiel bestudeerd. Hierbij wordt hetzelfde principe gebruikt als bij een gewijzigde betonsterkte, maar i.p.v. de betonsterkte wordt hier het profieltype aangepast. Om deze invloed te kunnen bepalen is er gebruik gemaakt van de volgende profielen: HEB100, HEB120, HEB140, HEB160 en HEB180. De invloed en bijhorende resultaten worden beschreven in onderstaande tabel en de meest relevante onderdelen worden voorgesteld in grafieken.

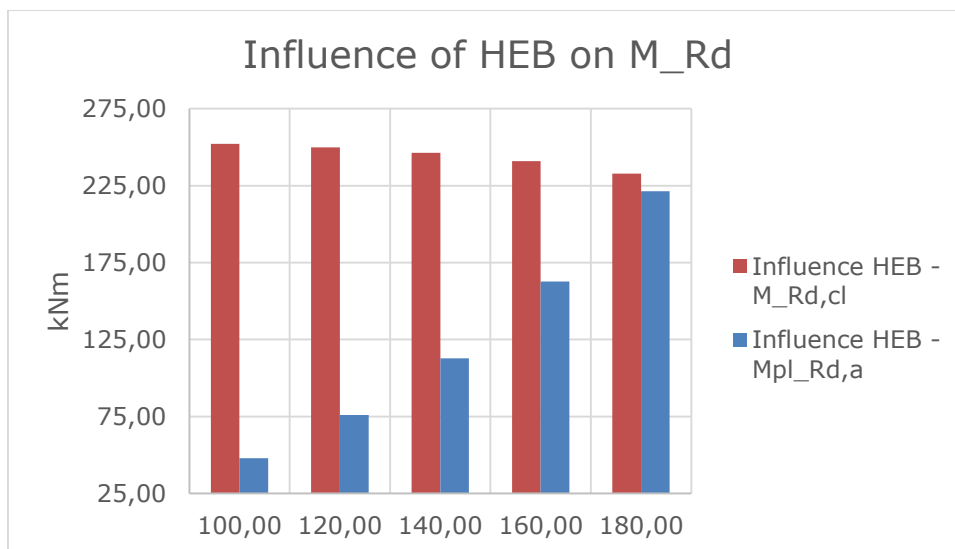
Tabel 3: resultaten bij de wijziging van het profiel

HEB	100,00	120,00	140,00	160,00	180,00	mm
Mpl_Rd,a	47,93	75,99	112,88	162,84	221,44	kNm
Vpl_Rd,a	415,84	504,16	601,68	809,14	931,04	kN
Ac	125373,45	124573,45	123673,45	122543,45	121443,45	mm ²
Cz	125,00	115,00	105,00	95,00	85,00	mm
Cy	140,00	130,00	120,00	110,00	100,00	mm
Vpl_Rd	900,74	989,06	1086,58	1294,04	1415,94	kN
0,06 x Ac	7522,41	7474,41	7420,41	7352,61	7286,61	mm ²
Npl_Rd	7971,97	8312,77	8696,17	9177,55	9646,15	kN
Npl_Rd,a/Npl_Rd: 0,2 ≤	0,15	0,19	0,23	0,27	0,31	≤ 0,9
M_Rd,cl	335,18	333,30	330,19	325,44	318,52	kNm
V_Rd,maxl	1058,40	982,80	907,20	831,60	756,00	kN

V_Rd,s,max	4000,00	4800,00	5600,00	6400,00	7200,00	kN/m
V_Ed,a (V_Ed,a ≤ Mpl_Rd,a/h)	26,63	42,22	62,71	90,47	123,02	kN
V_Ed,a (R2 ≤ Vpl_Rd,a)	66,44	80,55	96,13	129,27	148,75	kN
V_Ed	239,74	151,22	101,80	70,57	51,89	kN
M_Ed	431,53	272,19	183,23	127,02	93,41	kNm
V_Ed,c	219,58	131,06	81,64	50,41	31,73	kN
M_Ed,c	395,24	235,90	146,95	90,73	57,12	kNm
V_Ed,c + R1	365,93	277,40	227,98	196,75	178,08	kN
RL1	945,64	596,46	401,53	278,35	204,69	kN
M_RL	635,31	400,72	269,76	187,00	137,51	kNm
RL2	472,82	298,23	200,77	139,17	102,34	kN
M_RL2	635,31	400,72	269,76	187,00	137,51	kNm
Rb	106,29	67,04	45,13	31,29	23,01	kN
Mbeam	107,88	68,05	45,81	31,76	23,35	kNm
Ac0	10000,0 0	14400,0 0	19600,0 0	25600,0 0	32400,0 0	mm ²
AcI	123000, 00	118600, 00	113400, 00	107400, 00	100600, 00	mm ²
N_Ed,a	399,07	500,46	605,03	723,96	828,32	kN
F_Rd,u	1402,85	1653,04	1885,80	2097,40	2283,66	kN
3 x Ac0 x fcd	1200,00	1728,00	2352,00	3072,00	3888,00	kN
n_studs,shear	19,00	17,00	16,00	14,00	13,00	stud s
n_studs x P_Rk	1939,34	1837,27	1633,13	1531,06	1326,91	kN
Cz x bc x fcd	1900,00	1748,00	1596,00	1444,00	1292,00	kN
P_HEB140	400,00	480,00	560,00	640,00	720,00	mm
V_Rd,bond	240,00	288,00	336,00	384,00	432,00	kN
Ftd,1	161,02	182,08	199,85	216,47	228,66	kN
n_studs,profile	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	stud s
Ftd,2	155,65	134,59	116,81	100,19	88,01	kN
l_b,rqd-EC 2.1.-cl 8.4.3. (2)	220,20	190,41	165,25	141,75	124,50	mm
σ_sd	123,86	107,10	92,96	79,73	70,03	Mpa
l0	330,30	285,61	247,88	212,62	186,76	mm
l_b,rqd-Form, 8.4 EC 2.1-1	314,57	272,01	236,08	202,49	177,86	mm
lbd,1φ14 - U shape rebar	170,65	147,57	128,07	109,85	96,49	mm
w_steel	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	tons
w_1	1,33	1,34	1,36	1,38	1,40	tons
w_2	2,13	2,14	2,16	2,18	2,20	tons

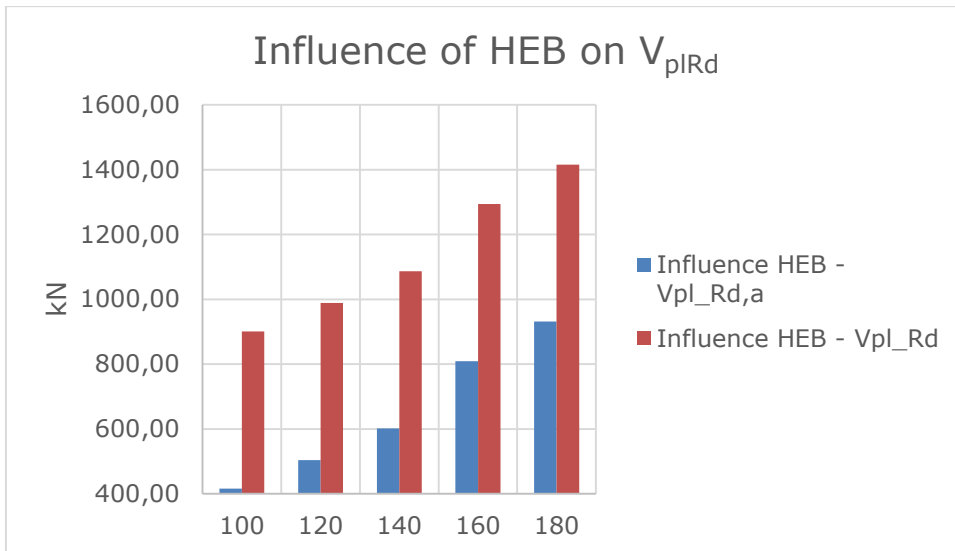
Uit Figuur 75 blijkt dat de weerstandsmomenten in de kolom beïnvloed worden door het type profiel. Hierbij is $M_{plRd,a}$ het plastisch weerstandsmoment geleverd door het stalen profiel zelf. Het is vanzelfsprekend dat naarmate een profiel met grotere dimensies gebruikt wordt, ook de sterkte en dus de weerstand tegen buiging zal toenemen. Dit is zeer duidelijk te zien in de grafiek.

$M_{Rd,cl}$ is het weerstandsmoment geleverd door de gereduceerde betondoorsnede. Deze gereduceerde doorsnede is gelijk aan de betondoorsnede van de kolom verminderd met de doorsnede van het profiel, wat betekent dat deze zeker afhankelijk is van het gebruikte profiel. Hieruit kan afgeleid worden dat de gereduceerde betondoorsnede kleiner wordt naarmate een groter profiel wordt gebruikt. Hoe kleiner de betondoorsnede, hoe kleiner de weerstand dat het kan leveren tegen belastingen zoals buiging, axiale druk etc. Dit verklaart de dalende kromme in de bovenstaande grafiek.



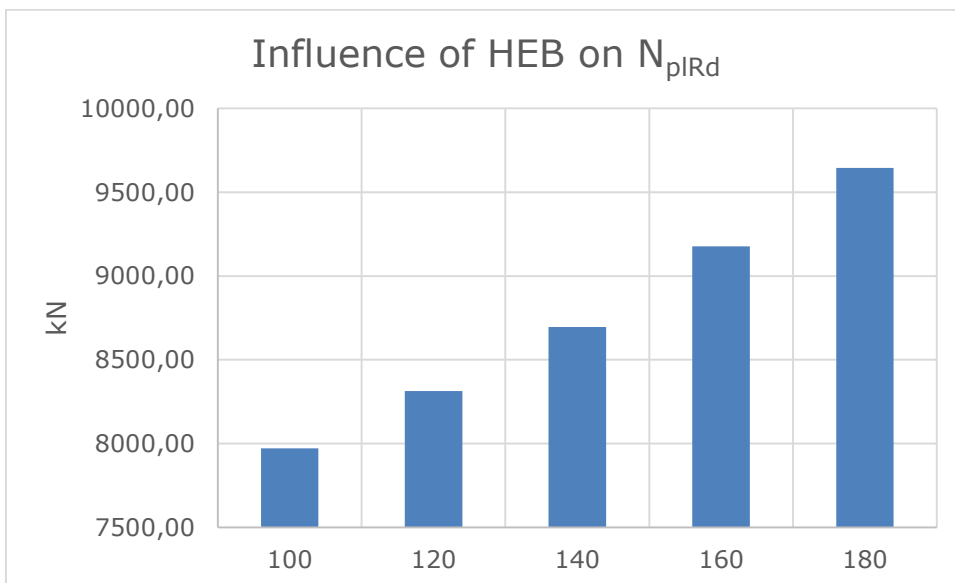
Figuur 75: invloed van het profiel op het weerstandsmoment

Figuur 76 geeft de invloed van het profiel op de weerstand tegen afschuiving weer. $V_{plRd,a}$ en V_{plRd} zijn respectievelijk de afschuifweerstand van het profiel en de afschuifweerstand van de kolom. De afschuifweerstand van de kolom wordt bekomen door de samenwerking van het profiel en het beton. In de grafiek is duidelijk te zien dat beide krommes, en dus de invloed op de afschuifweerstand, van dezelfde vorm zijn. Van HEB100 tot HEB140 verloopt de invloed lineair, terwijl profielen groter dan HEB140 een logaritmisch verloop lijken te hebben.



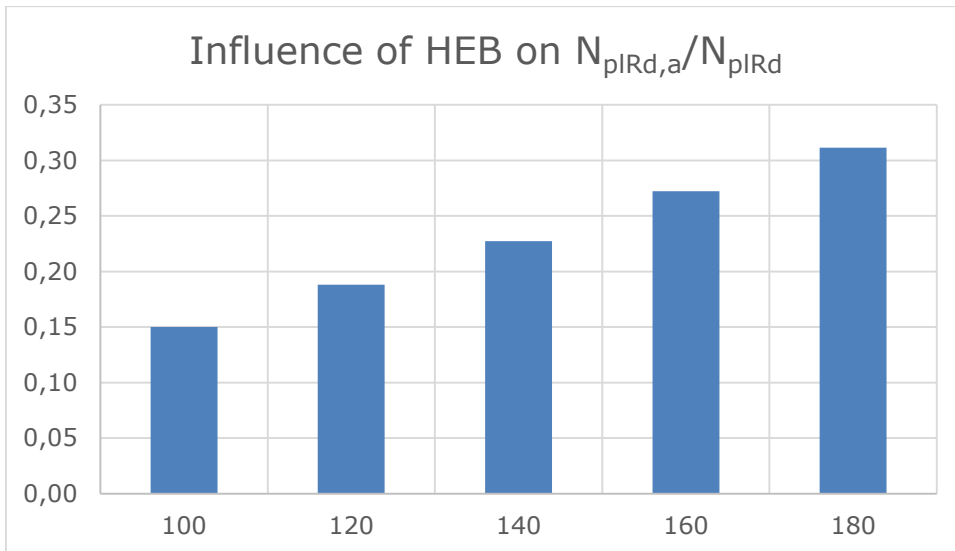
Figuur 76: invloed van het profiel op de afschuifweerstand

Om dezelfde rede als bij het weerstandsmoment zal de plastische axiale drukweerstand vergroten bij een profiel met grotere dimensies. Dit vergroten van de axiale drukweerstand verloopt ongeveer lineair.



Figuur 77: invloed van het profiel op de plastische axiale drukweerstand

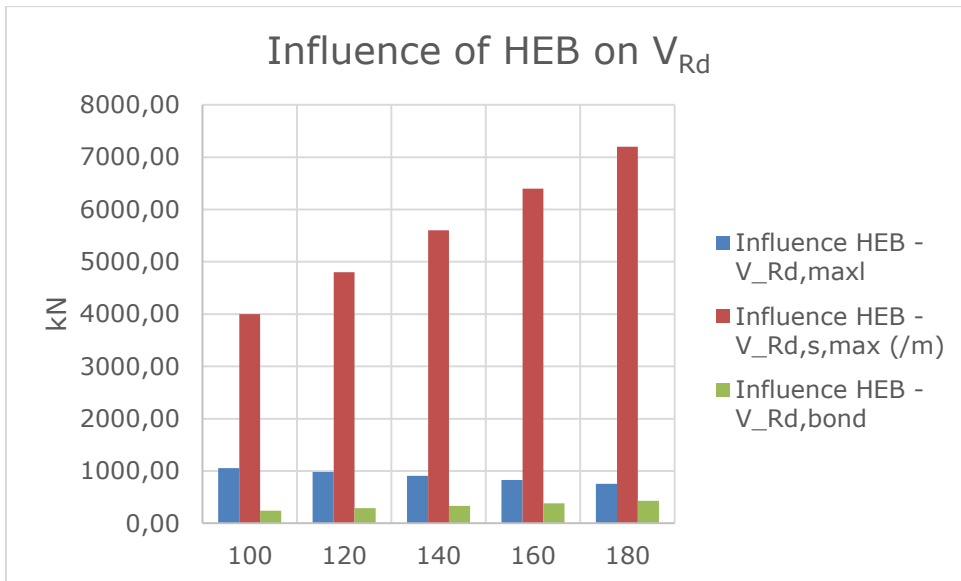
Zoals reeds vermeldt, geeft de verhouding $N_{plRd,a}/N_{plRd}$ het verband weer tussen de plastische drukweerstand van het profiel en de totale plastische drukweerstand van het element. Om te kunnen voldoen aan de eurocode, dient de verhouding tussen 0,2 en 0,9 liggen. Aan deze eis is voldaan bij de profielen HEB 140 en groter. Verder is er een lineaire verband te zien in de grafiek. De verhouding neemt toe naarmate het profiel groter wordt.



Figuur 78: verband tussen het stalen profiel en de verhouding $N_{pIRd,a}/N_{pIRd}$

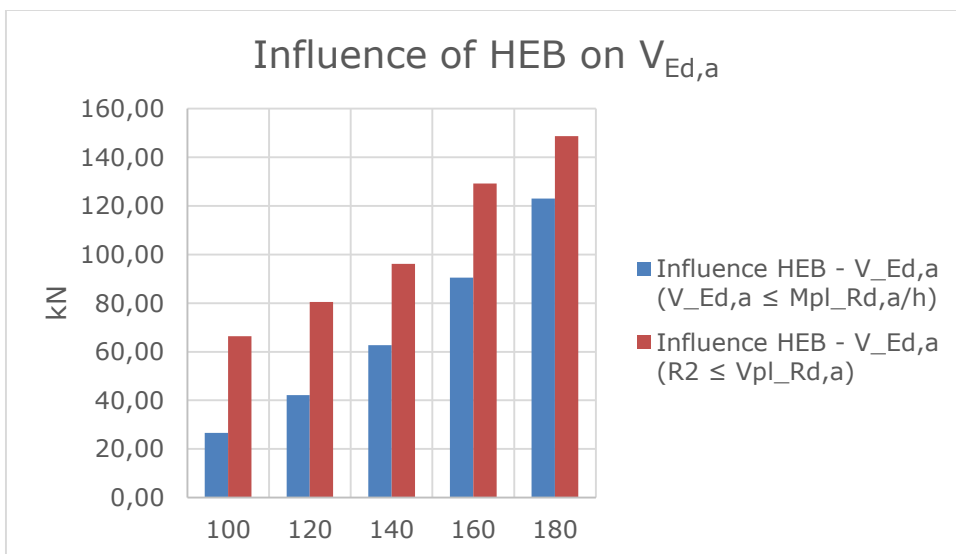
Uit onderstaande grafiek blijkt dat het profieltype een grote invloed heeft op de maximale drukweerstand per eenheid lengte ($V_{Rd,s,max}$). Deze verhouding verloopt lineair, de maximale drukweerstand per eenheid lengte zal toenemen met de grootte van het profiel. Dit is zeer vanzelfsprekende aangezien een grotere weerstand geleverd kan worden bij een grotere hoeveelheid staal.

Verder blijkt dat het profieltype tevens een invloed heeft op de maximale afschuifweerstand van de gereduceerde betonsectie ($V_{Rd,maxl}$) en de laterale bindingsweerstand ($V_{Rd,bond}$). Deze invloed is respectievelijk omgekeerd evenredig en recht evenredig met de grootte van het profiel. Dit is te verklaren doordat de gereduceerde betonsectie kleiner is naarmate een groter profiel gebruikt wordt en hierdoor kan deze betonsectie minder weerstand bieden. De laterale bindingsweerstand zal wel toenemen naarmate een groter profiel, en dus een groter staalgehalte, gebruikt wordt.



Figuur 79: verband tussen het stalen profiel en de laterale weerstand

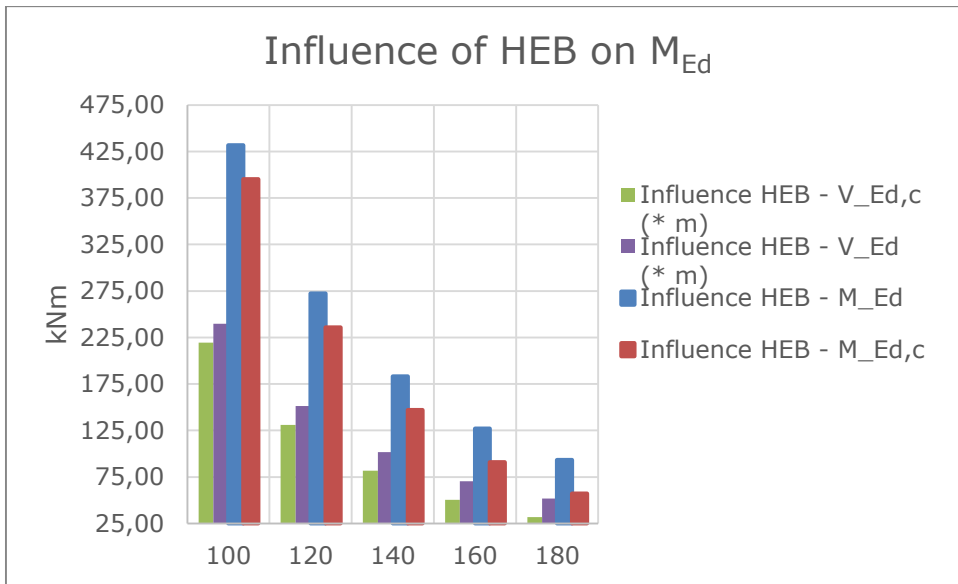
De grafiek toont aan dat de dwarskracht opgenomen door het stalen profiel toeneemt naarmate het profiel groter wordt. Dit was te verwachten, aangezien de hoeveelheid aan staal toeneemt. Dit betekent dus dat de er meer dwarskracht zal aangrijpen op de stalen profiel.



Figuur 80: verband tussen de dwarskracht en het profieltype

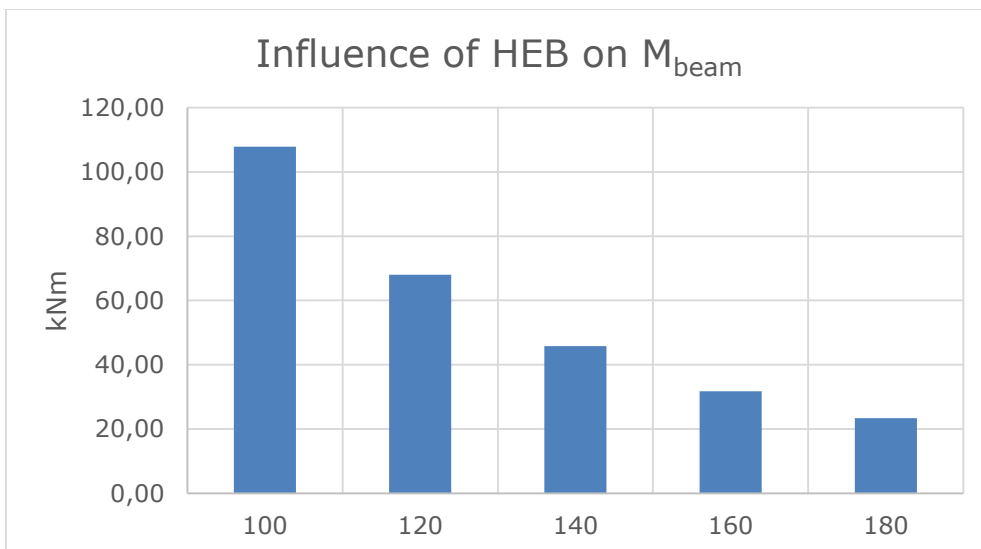
Figuur 81 laat het verband zien tussen de stalen profielen en het totale moment M_{Ed} . Dit moment wordt gedeeltelijk opgenomen door het omhullende beton ($M_{Ed,c}$) rond het stalen profiel. De grafiek toont een dalende curve naarmate het staalprofiel groter wordt. Dit is te verklaren door het feit dat de weerstandsmoment van het stalen profiel telkens anders is. Er is hier geen sprake van een lineaire verband, omdat het weerstandsmoment een derdemachtsvergelijking is.

Het spreekt voor zich dat $M_{Ed,c}$ heel kleinere waarden aanneemt, omdat de staalprofielen telkens groter worden.



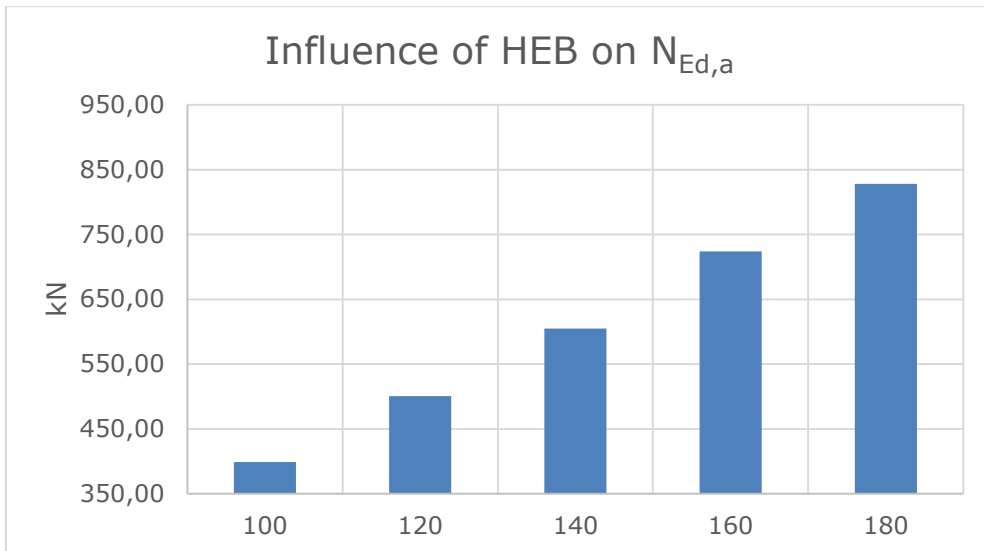
Figuur 81: verband tussen het totale moment (M_{Ed}) en het staal profiel

Onderstaande grafiek toont aan dat het moment in de balk kleiner wordt wanneer gebruik gemaakt wordt van een groter profiel. Dit is te verklaren door de aanname dat het moment in de balk gelijk is aan $\frac{M_{Ed}}{4}$.



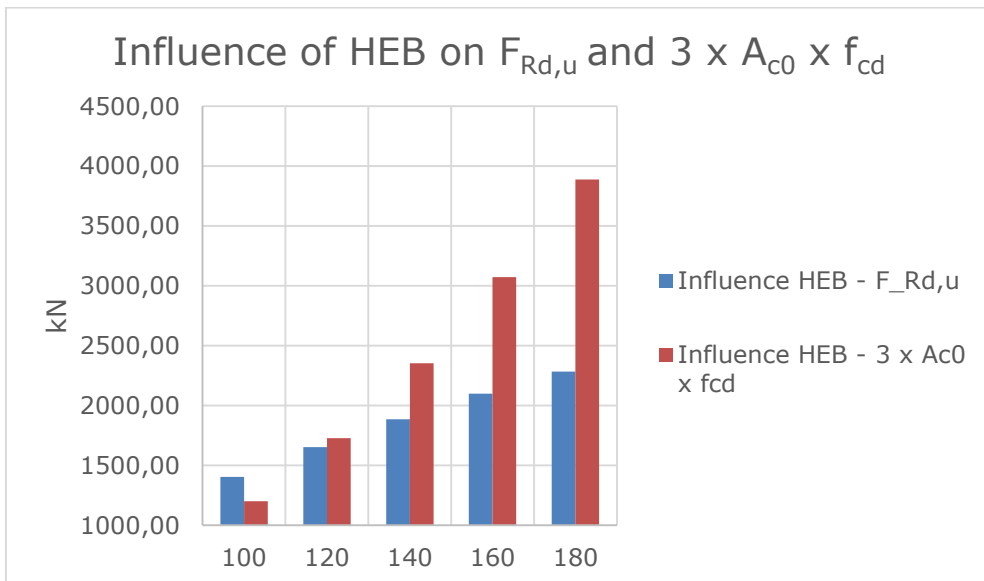
Figuur 82: verband tussen het staal profiel en het moment in de balk

Figuur 83 geeft het verband weer tussen het type profiel en de axiale belasting die door het profiel wordt opgenomen. Naarmate een groter profiel gebruikt wordt zal de hoeveelheid beton afnemen. Dit betekent dat de betonsectie minder belasting kan opnemen zodat er meer belasting opgenomen wordt in het profiel. Dit geeft geen problemen aangezien het profiel groter en dus ook sterker is.



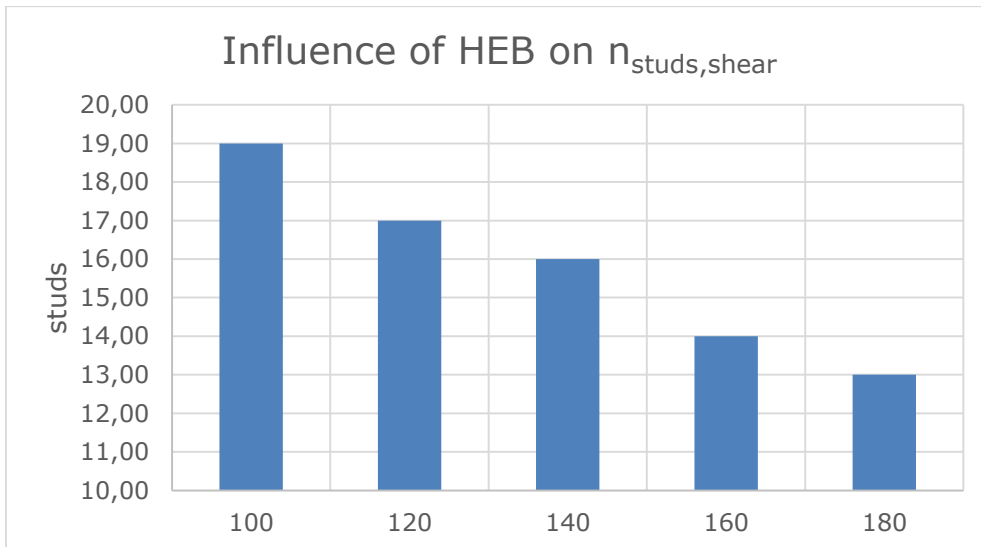
Figuur 83: verband tussen het stalen profiel en de axiale belasting opgenomen door het profiel

Onderstaande grafiek geeft de invloed van het profiel op de drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat en de bijhorende controleparameter weer. Zowel de drukweerstand als de controleparameter evolueren lineair met het gebruikte profiel. De drukweerstand mag de waarde van de controleparameter niet overschrijden. Hieruit volgt dat, bij het gebruik van een HEB100, de kolom niet voldoet.



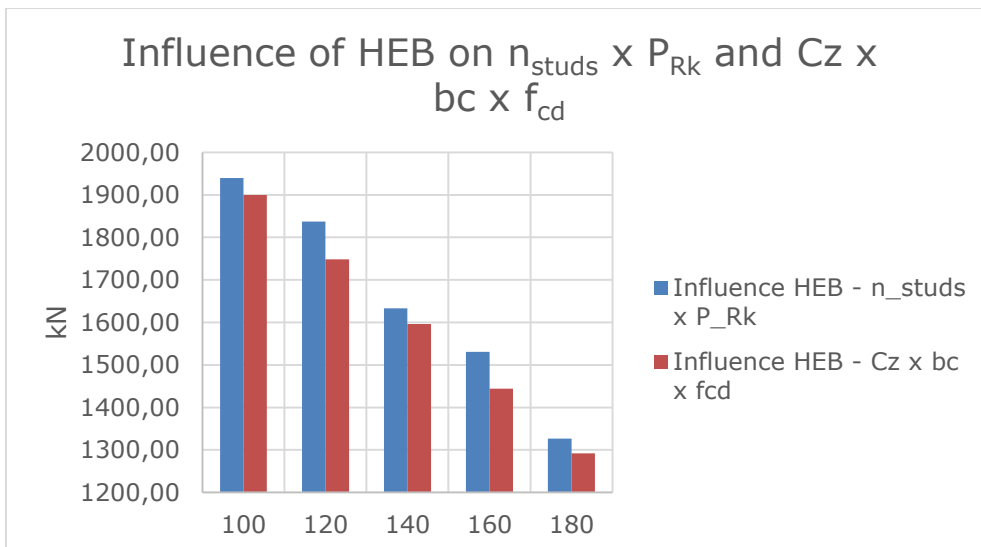
Figuur 84: invloed van het stalen profiel op de drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat van het profiel en de controleparameter

De grafiek toont een daling van het aantal stutten naarmate de stalen profiel groter wordt. Er is hier sprake van een lineair verband. Het aantal stutten is belangrijk om aan de afschuiving te weerstaan.



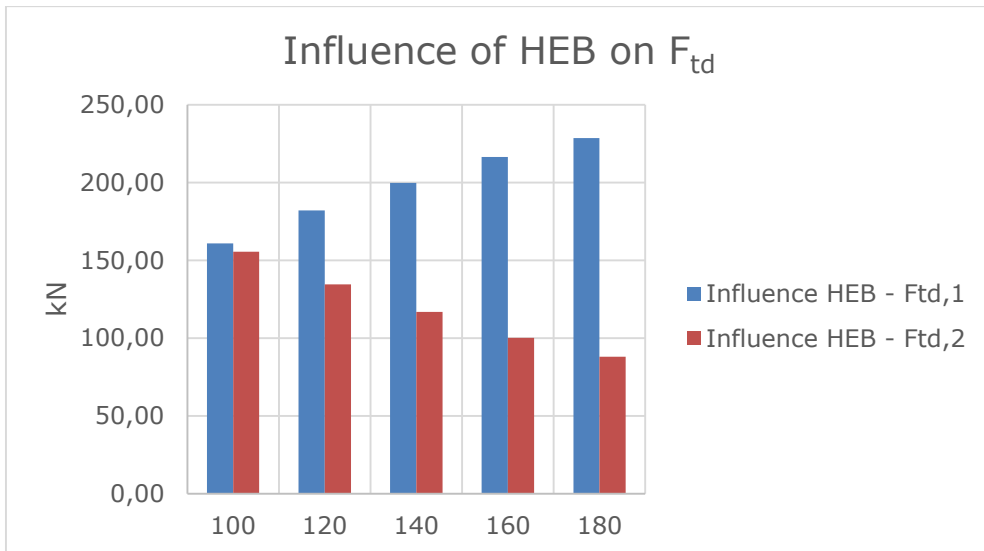
Figuur 85: verband tussen het aantal stutten en het profieltype

Aangezien het aantal stutten tegen afschuiving kleiner wordt naarmate het profiel groter is, zal de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen eveneens afnemen. De totale karakteristieke sterkte dient steeds groter te zijn dan de controleparameter. In onderstaande grafiek is zichtbaar dat er steeds aan deze eis voldaan is.



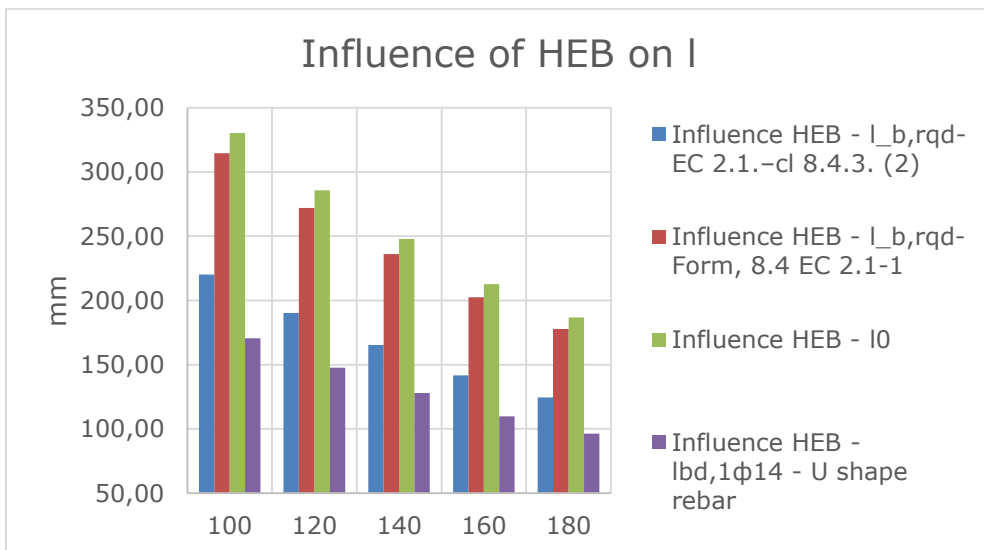
Figuur 86: invloed van het stalen profiel op de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen en de bijhorende controleparameter

Figuur 87 geeft weer welke invloed het profieltype heeft op de maximale afschuifkracht opgenomen door het profiel ($F_{td,1}$) en de maximale afschuifkracht opgenomen door het beton ($F_{td,2}$). Hieruit blijkt dat de maximale afschuifkracht opgenomen door het profiel toeneemt, terwijl de maximale afschuifkracht opgenomen door het beton afneemt bij het gebruik van een groter profiel. Dit is te verklaren door het feit dat de staalsectie toeneemt en de betonsectie afneemt.



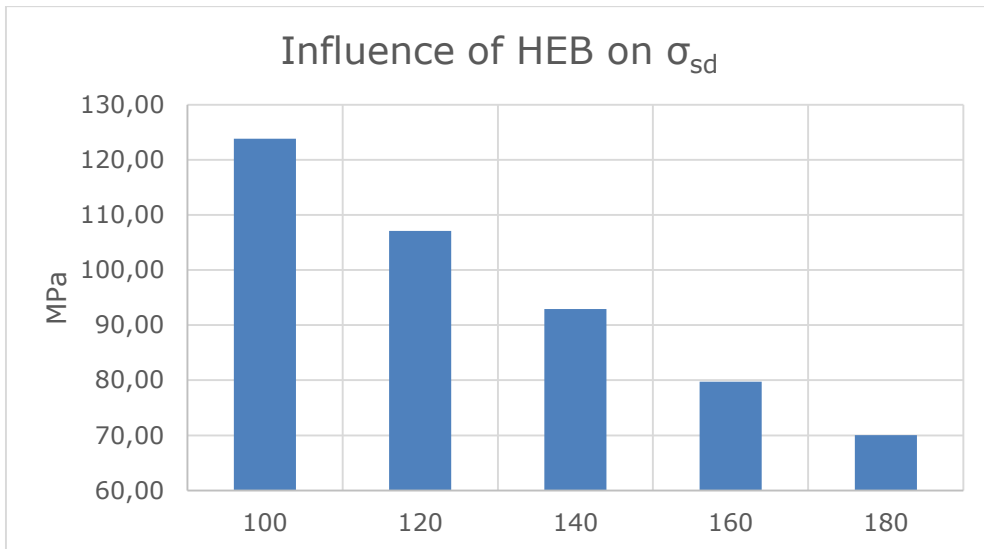
Figuur 87: verband tussen het stalen profiel en de maximale afschuifkracht

Onderstaande grafiek geeft het verband tussen het stalen profiel en de ankerlengte van de wapening. We kunnen zien dat dit verband een lineair verloop heeft waarbij de ankerlengte kleiner wordt naarmate een groter profiel gebruikt wordt.



Figuur 88: invloed van het stalen profiel op de ankerlengte

Figuur 89 beschrijft de invloed van het profiel op de spanning in de wapeningsstaaf. Naarmate het gebruikte profiel groter is, zal de spanning in de wapeningsstaaf kleiner zijn. Dit is omdat het profiel zich stijver gedraagt en hierdoor meer belasting op kan nemen.



Figuur 89: invloed van het stalen profiel op de spanning in de wapeningsstaaf

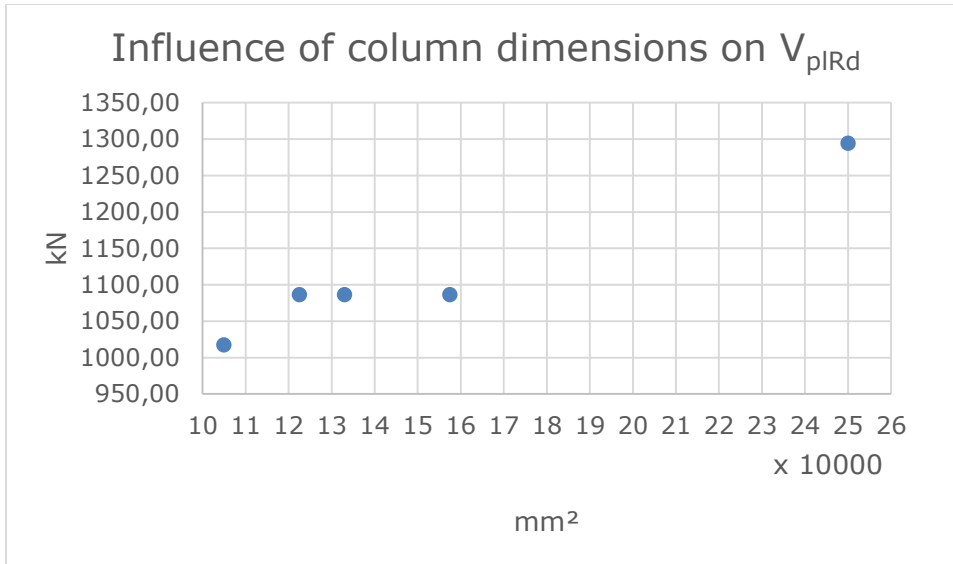
3.4 Wijziging van de kolomdimensies

In deze paragraaf wordt de invloed van de kolomdimensies bestudeerd. Hierbij wordt hetzelfde principe gebruikt als bij een gewijzigde betonsterkte, maar i.p.v. de betonsterkte worden hier de kolomdimensies aangepast. Om deze invloed te kunnen bepalen worden de afmetingen hc en bc gewijzigd. De invloed en bijhorende resultaten worden beschreven in onderstaande tabel en de meest relevante onderdelen worden voorgesteld in grafieken.

Tabel 4: resultaten bij de wijziging van de kolomdimensies

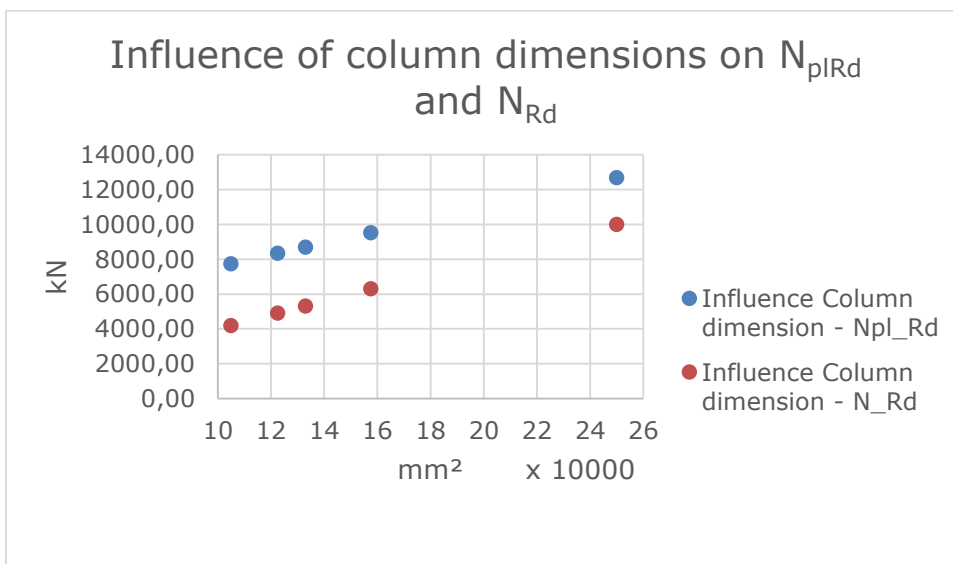
At	105000,0 0	122500,0 0	133000,0 0	157500,0 0	250000,0 0	mm ²
hc	300,00	350,00	350,00	350,00	500,00	mm
bc	350,00	350,00	380,00	450,00	500,00	mm
Ac	95673,45	113173,4 5	123673,4 5	148173,4 5	240673,4 5	mm ²
Cz	80,00	105,00	105,00	105,00	180,00	mm
Cy	105,00	105,00	120,00	155,00	180,00	mm
Vpl_Rd	1017,31	1086,58	1086,58	1086,58	1294,40	kN
0,06 x Ac	5740,41	6790,41	7420,41	8890,41	14440,41	mm ²
Npl_Rd	7744,17	8339,17	8696,17	9529,17	12674,17	kN
Npl_Rd,a/Npl_Rd: 0,2 ≤	0,26	0,24	0,23	0,21	0,16	≤ 0,9
V_Rd,s2	904,78	1055,58	1055,58	1055,58	1507,96	kN
V_Rd,max2	1134,00	1323,00	1436,40	1701,00	2700,00	kN
M_Rd,cl	237,68	278,52	330,19	466,81	828,21	kNm
z	270,00	315,00	315,00	315,00	450,00	mm
V_Rd,s1	415,63	484,90	484,90	484,90	692,72	kN
V_Rd,max1	680,40	793,80	907,20	1171,80	1944,00	kN
N_Rd	4200,00	4900,00	5320,00	6300,00	10000,00	kN
Acl	85400,00	102900,0 0	113400,0 0	137900,0 0	230400,0 0	mm ²
N_Ed,a	536,38	581,12	605,03	653,86	780,33	kN
N_Ed	2100,00	2450,00	2660,00	3150,00	5000,00	kN
F_Rd,u	1636,50	1796,37	1885,80	2079,55	2688,00	kN
n_studs,shear	11,00	14,00	16,00	19,00	35,00	stud s
n_studs x P_Rk	1122,77	1531,06	1633,13	1939,34	3674,53	kN
Cz x bc x fcd	1120,00	1470,00	1596,00	1890,00	3600,00	kN
w_concrete,1	1,01	1,18	1,28	1,52	2,41	tons
w_concrete,2	1,81	1,98	2,08	2,31	3,20	tons
w_1	1,09	1,26	1,36	1,59	2,48	tons
w_2	1,89	2,06	2,16	2,39	3,28	tons

De invloed van de kolomdimensies op de plastische afschuifweerstand wordt beschreven in onderstaande grafiek. Uit de grafiek en de tabel kan afgeleid worden dat enkel de hoogte van de kolom (h_c) invloed heeft op de plastische afschuifweerstand. Hoe groter deze hoogte, hoe groter de plastische afschuifweerstand.



Figuur 90: verband tussen de kolomdimensies en de plastische afschuifweerstand

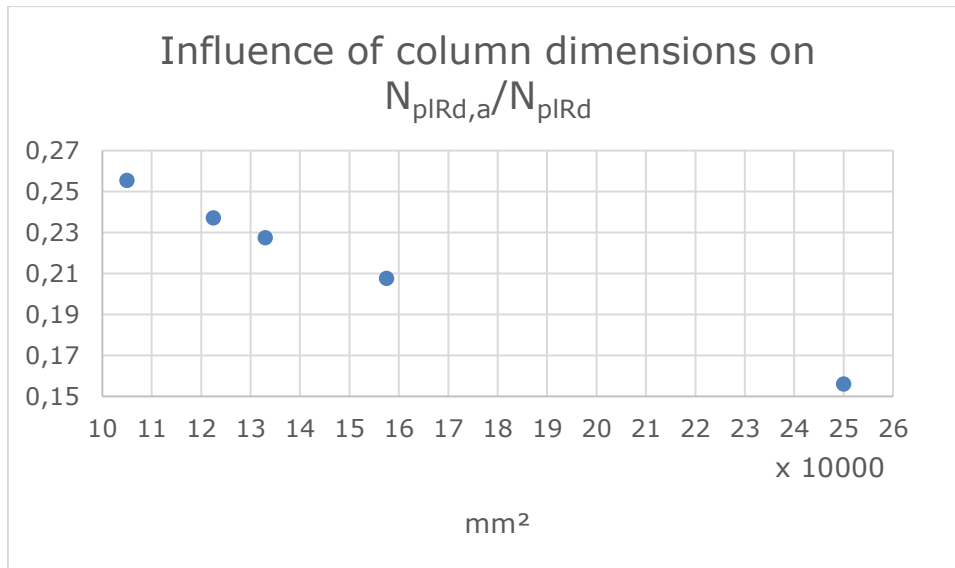
Figuur 91 geeft weer welke invloed de kolomdimensies hebben op de plastische drukweerstand en de drukweerstand. Naarmate de dimensies van de kolom groter worden, wordt ook de drukweerstand van de kolom groter.



Figuur 91: invloed van de kolomdimensies op de plastische drukweerstand en de drukweerstand

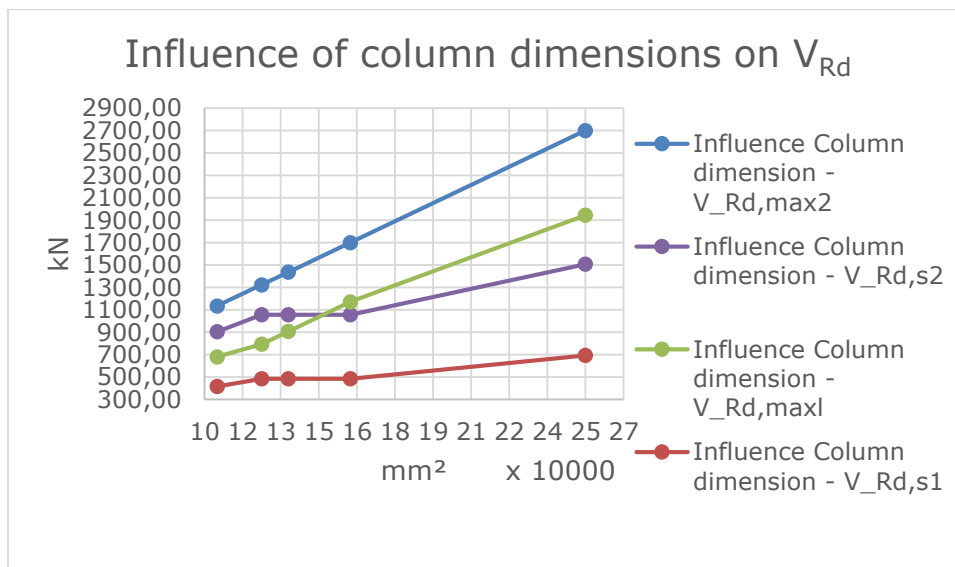
Onderstaande grafiek beschrijft de invloed van de kolomdimensies op de verhouding tussen de plastische drukweerstand van het profiel en de totale plastische drukweerstand van de kolom. Deze verhouding moet gelegen zijn tussen 0,2 en 0,9 om te voldoen aan de Eurocode.

Enkel de kolom met de dimensies 500 x 500 voldoet niet aan de eis. De verhouding neemt af naarmate de kolomdimensies groter zijn.



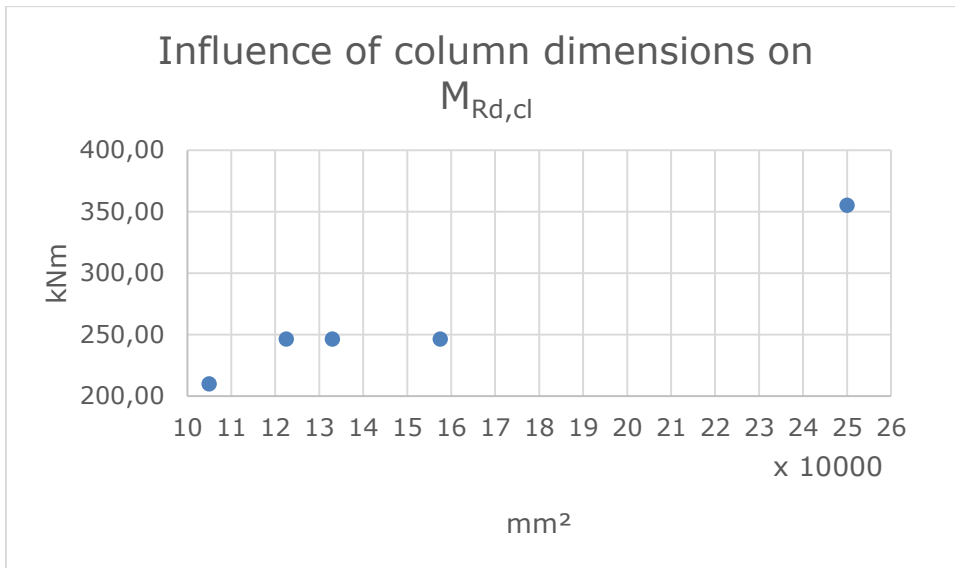
Figuur 92: invloed van de kolomdimensies op de verhouding $N_{plRd,a}/N_{plRd}$

Het verband tussen de kolomdimensies en de verschillende afschuifweerstand wordt weergegeven in Figuur 93. Hieruit blijkt dat zowel $V_{Rd,max2}$, $V_{Rd,s2}$, $V_{Rd,max1}$ als $V_{Rd,s1}$ toenemen naarmate de kolomdimensies groter worden. Hiernaast blijkt dat $V_{Rd,s2}$ en $V_{Rd,s1}$ enkel afhankelijk zijn van de kolomhoogte (h_c).



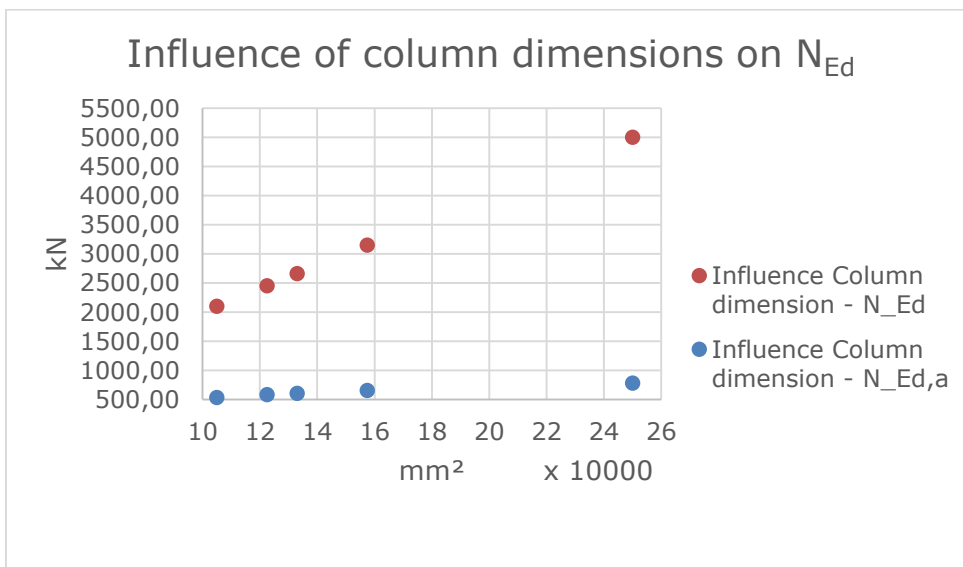
Figuur 93: verband tussen de laterale afschuifweerstand en de kolomdimensies

Onderstaande grafiek geeft het verband tussen de kolomdimensies en het weerstandsmoment dat de gereduceerde betonsectie kan bieden. Uit deze grafiek en de tabel kan geconcludeerd worden dat dit weerstandsmoment enkel beïnvloed wordt door de hoogte (h_c). Dit omdat het weerstandsmoment niet wijzigt wanneer dezelfde hoogte wordt gebruikt.



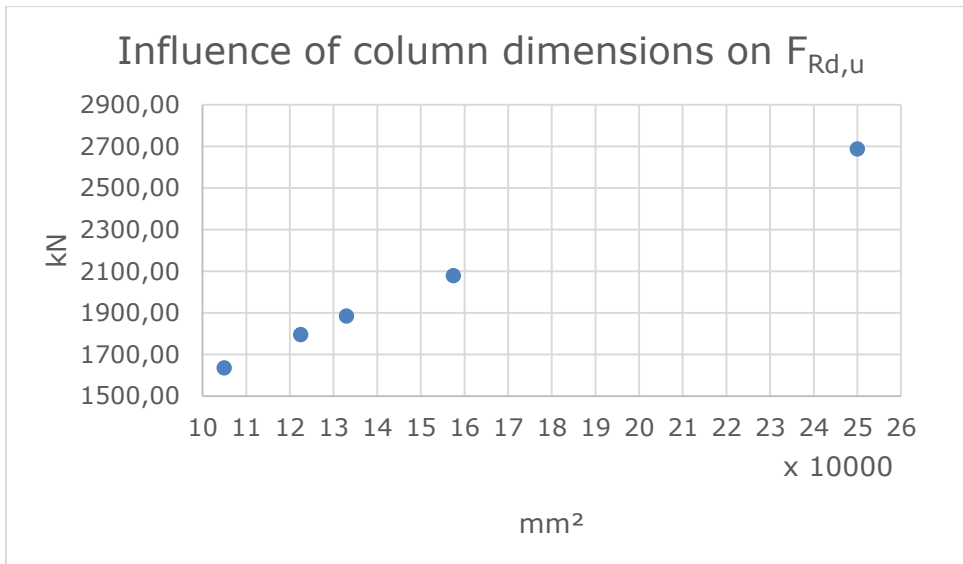
Figuur 94: invloed van de kolomdimensies op het weerstandsmoment geleverd door de gereduceerde betonsectie

Figuur 95 beschrijft de invloed van de kolomdimensies op de axiale drukbelasting opgenomen door de kolom en het deel opgenomen door enkel het stalen profiel. Naarmate de dimensies van de kolom groter worden zal het beton en de kolom een grotere axiale belasting kunnen opnemen. Hiernaast zal het profiel ook een grotere axiale belasting opnemen wanneer de dimensies groter zijn, maar deze toename is relatief klein.



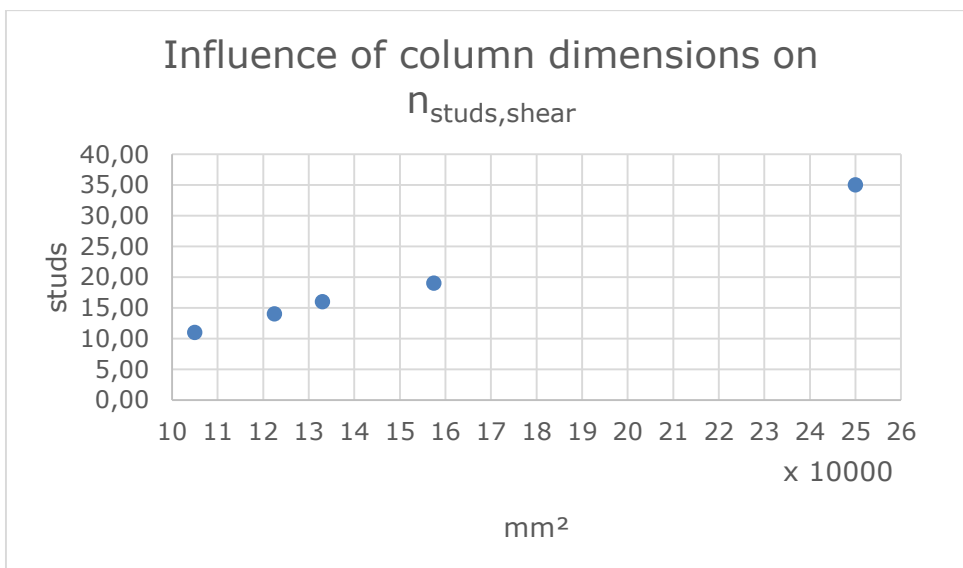
Figuur 95: verband tussen de kolomdimensies en de axiale belasting

De invloed van de kolomdimensies op de drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat van het profiel wordt voorgesteld in onderstaande grafiek. Deze invloed heeft een stijgend verloop, m.a.w. de drukweerstand zal toenemen als de dimensies groter worden.



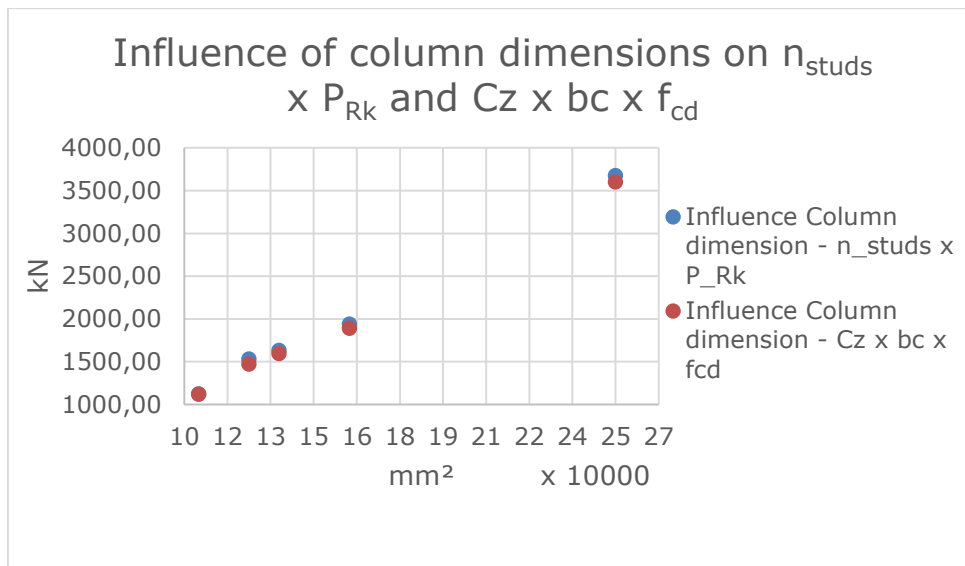
Figuur 96: invloed van de kolomdimensies op de drukweerstand ter hoogte van de bodemplaat van het profiel

Het verband tussen de kolomdimensies en het aantal benodigde stutten tegen de afschuiving wordt weergegeven in onderstaande grafiek. Hieruit blijkt dat er meer stutten geplaatst moeten worden naarmate de dimensies van de kolom groter zijn.



Figuur 97: verband tussen de kolomdimensies en het aantal stutten tegen afschuiving

Aangezien het aantal stutten tegen afschuiving groter wordt naarmate de dimensies groter zijn, zal de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen eveneens toenemen. De totale karakteristieke sterkte dient steeds groter te zijn dan de controleparameter. In onderstaande grafiek is zichtbaar dat er steeds aan deze eis voldaan is.



Figuur 98: invloed van de kolomdimensies op de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen en de bijhorende controleparameter

3.5 Wijziging van de balkdimensies

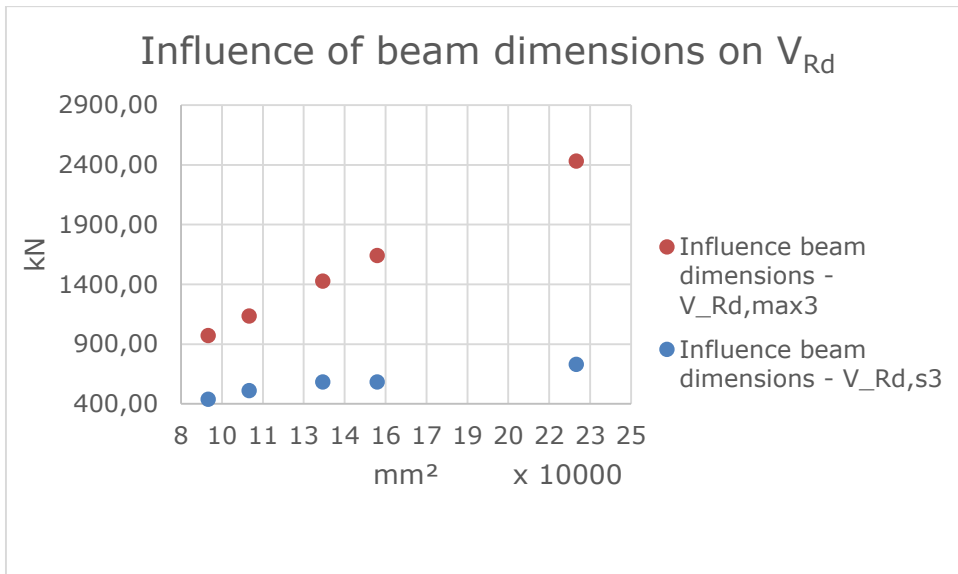
In deze paragraaf wordt de invloed van de balkdimensies bestudeerd. Hierbij wordt hetzelfde principe gebruikt als bij een gewijzigde betonsterkte, maar i.p.v. de betonsterkte worden hier de balkdimensies aangepast. Om deze invloed te kunnen bepalen worden de afmetingen h_{beam} en b_{beam} gewijzigd. De invloed en bijhorende resultaten worden beschreven in onderstaande tabel en de meest relevante onderdelen worden voorgesteld in grafieken.

Tabel 5: resultaten bij de wijziging van de balkdimensies

Abeam	90000,0 0	105000,0 0	132000,0 0	152000,0 0	225000,0 0	mm ²
h_beam	300,00	350,00	400,00	400,00	500,00	mm
V_Rd,s3	437,51	510,43	583,34	583,34	729,18	kN
b_beam	300,00	300,00	330,00	380,00	450,00	mm
V_Rd,max3	972,00	1134,00	1425,60	1641,60	2430,00	kN
V_Ed,a	20,71	20,43	20,16	20,16	19,63	kN
V_Ed,a (V_Ed,a ≤ Mpl_Rd,a/h)	64,51	63,60	62,71	62,71	61,02	kN
V_Ed,a (R2 ≤ Vpl_Rd,a)	99,09	97,59	96,13	96,13	93,33	kN
M_Ed,a	36,25	36,27	36,29	36,29	36,32	kNm
V_Ed	104,60	103,18	101,80	101,80	99,14	kN
M_Ed	183,05	183,14	183,23	183,23	183,41	kNm
V_Ed,c	83,88	82,74	81,64	81,64	79,51	kN

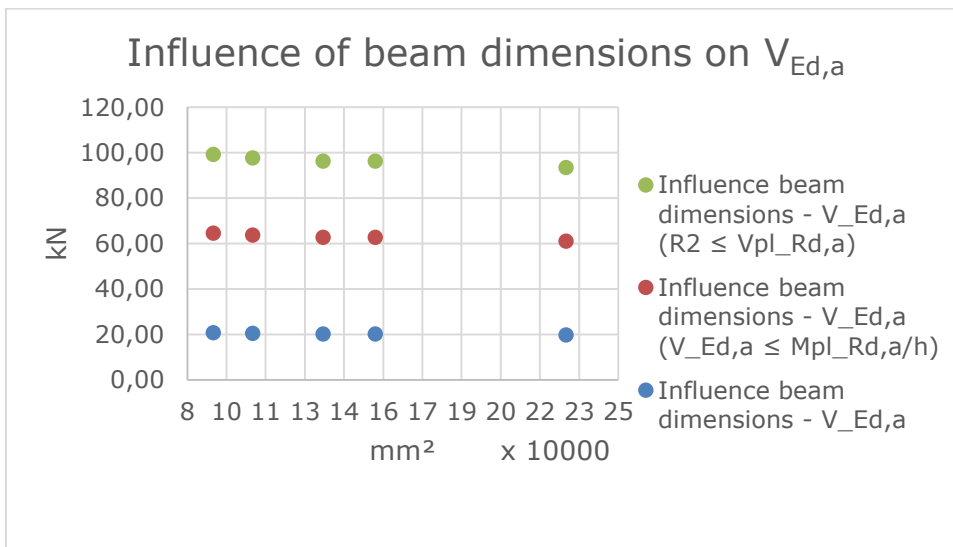
M_Ed,c	146,80	146,87	146,95	146,95	147,09	kNm
pM	1359,41	1360,12	1360,80	1360,80	1362,11	kN/m
pV	51,79	51,08	50,40	50,40	49,09	kN/m
L1	207,62	207,51	207,41	207,41	207,21	mm
L2	192,38	192,49	192,59	192,59	192,79	mm
R1	146,50	146,42	146,35	146,35	146,21	kN
R2	125,78	125,99	126,19	126,19	126,57	kN
p_min	1307,63	1309,03	1310,40	1310,40	1313,03	kN/m
V_Ed,c + R1	230,38	229,17	227,98	227,98	225,71	kN
RL1	406,77	404,12	401,53	401,53	396,56	kN
M_RL	271,96	270,84	269,76	269,76	267,68	kNm
RL2	203,39	202,06	200,77	200,77	198,28	kN
M_RL2	271,96	270,84	269,76	269,76	267,68	kNm
Rb	45,09	45,11	45,13	45,13	45,18	kN
Mbeam	45,76	45,79	45,81	45,81	45,85	kNm
Ftd	325,71	321,13	316,67	316,67	308,11	kN
Ftd,1	205,57	202,67	199,85	199,85	194,45	kN
n_studs,profile	2,01	1,99	1,96	1,96	1,91	studs
Ftd,2	120,15	118,46	116,81	116,81	113,65	kN
l_b,rqd-EC 2.1.-cl 8.4.3. (2)	169,98	167,58	165,25	165,25	160,79	mm
σ_{sd}	95,61	94,27	92,96	92,96	90,44	Mpa
l0	254,96	251,37	247,88	247,88	241,18	mm
l_b,rqd-Form, 8.4 EC 2.1-1	242,82	239,40	236,08	236,08	229,70	mm
lbd,1ϕ14 - U shape rebar	131,73	129,88	128,07	128,07	124,61	mm
w_concrete,2	1,82	1,92	2,08	2,20	2,64	tons
w_2	1,90	1,99	2,16	2,28	2,72	tons

De invloed van de balkdimensies op de laterale afschuifweerstand, geleverd door de wapening in de balksectie en de balksectie zelf, wordt beschreven in onderstaande grafiek. Uit de gegevens van de tabel en de grafiek kan geconcludeerd worden dat enkel de balkhoogte (h_{beam}) de afschuifweerstand in de wapening beïnvloed. Wanneer dezelfde balkhoogte aangehouden wordt zal ook de afschuifweerstand niet wijzigen. De afschuifweerstand dat de balk kan bieden zal toenemen naarmate de dimensies groter worden.



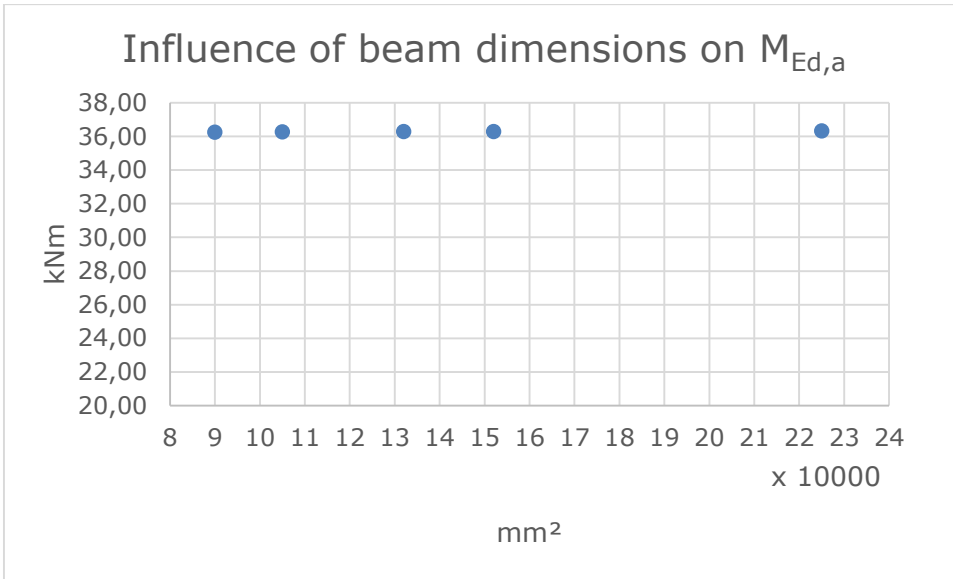
Figuur 99: verband tussen de balkdimensies en de afschuifweerstand

Figuur 100 geeft het verband weer tussen de balkdimensies en de laterale belasting opgenomen door het profiel. Hieruit blijkt dat enkel de hoogte van de balk invloed zal hebben. Verder blijkt dat deze invloed relatief klein is en een dalend verloop heeft bij een toename van de hoogte. Dit is vanzelfsprekend aangezien de betonnen sectie meer belasting gaat opnemen wanneer deze groter wordt.



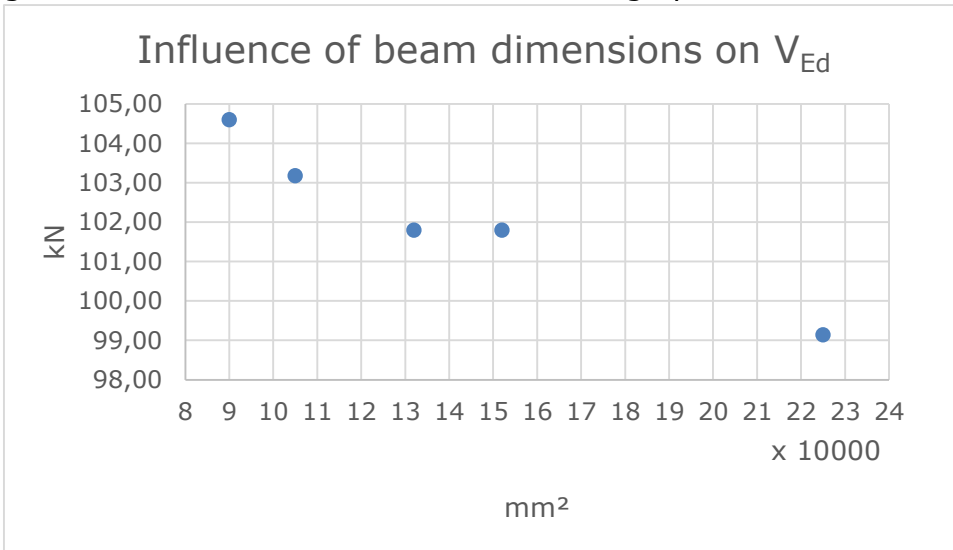
Figuur 100: invloed van de balkdimensies op de laterale belasting opgenomen door het profiel

De invloed op het moment, opgenomen door het profiel, is eveneens enkel afhankelijk van de balkhoogte en is hiernaast van een verwaarloosbare orde. Dit is zeer duidelijk zichtbaar in onderstaande grafiek en in de tabel.



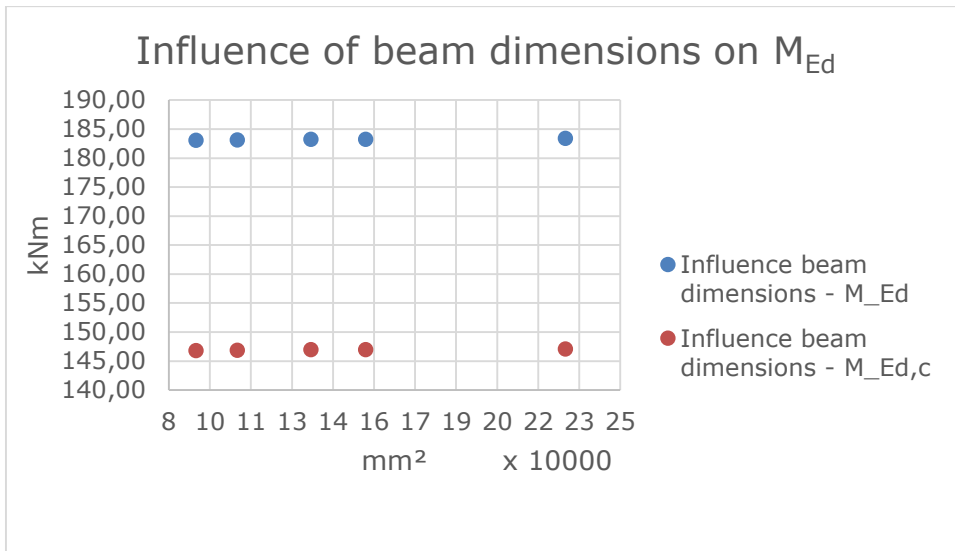
Figuur 101: verband tussen de balkdimensies en het moment opgenomen door het profiel

Het verband tussen de balkdimensies en de totale laterale belasting wordt beschreven in de onderstaande grafiek. Naarmate de hoogte van de balk groter wordt zal de totale laterale belasting op de kolom afnemen.



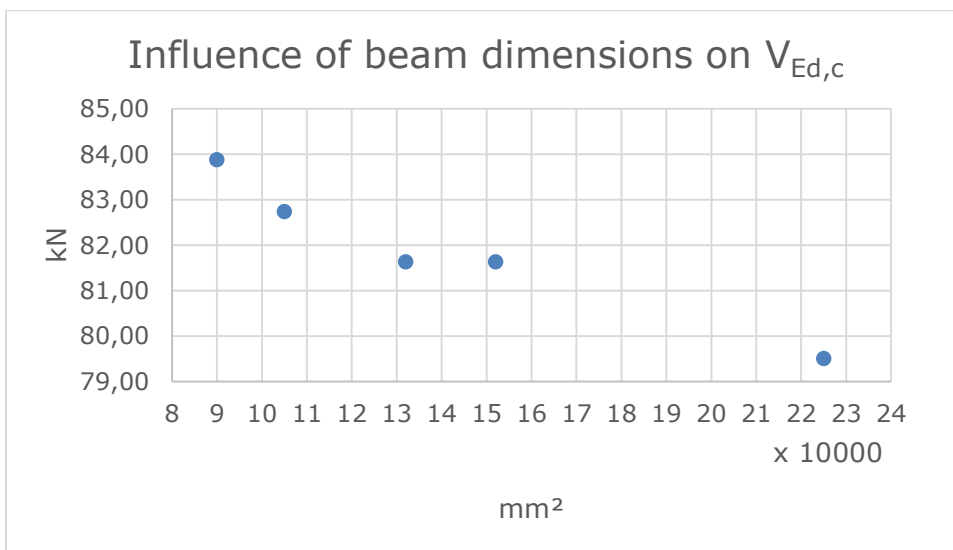
Figuur 102: invloed van de balkdimensies op de totale laterale belasting

De curves in de grafiek tonen aan dat de balkdimensies zeer weinig tot geen invloed hebben op het totale moment en het moment dat opgenomen is door de kolom.



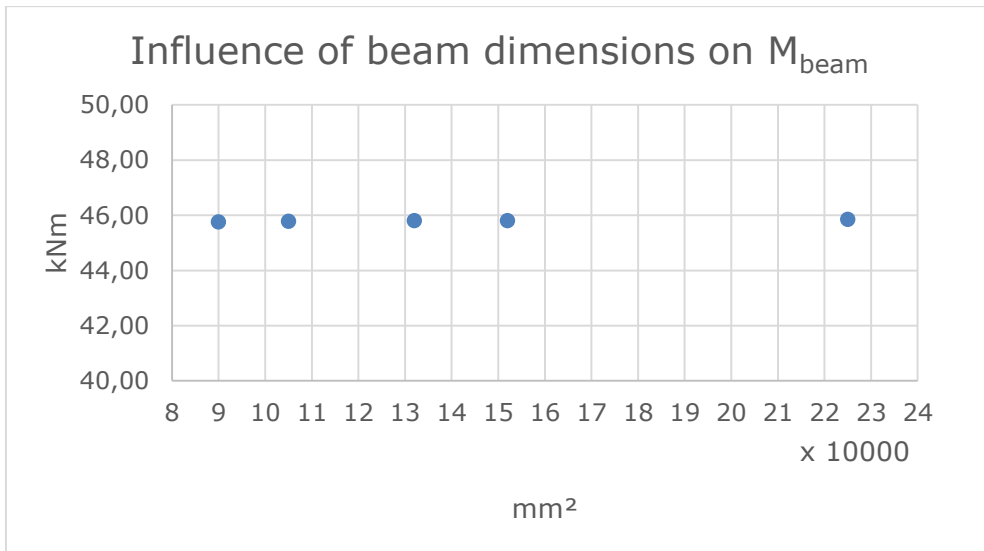
Figuur 103: verband tussen de balkdimensies en het totale moment

Wanneer het balkoppervlak groter wordt, zal de dwarskracht die aangrijpt op de kolom kleiner worden. Dit is duidelijk zichtbaar op de grafiek. De verklaring hiervoor is dat het aandeel aan beton groter wordt en de verdeling van de dwarskracht tussen de profiel en de kolom verandert. Het stalen profiel blijft hetzelfde en de kolom wordt breder.



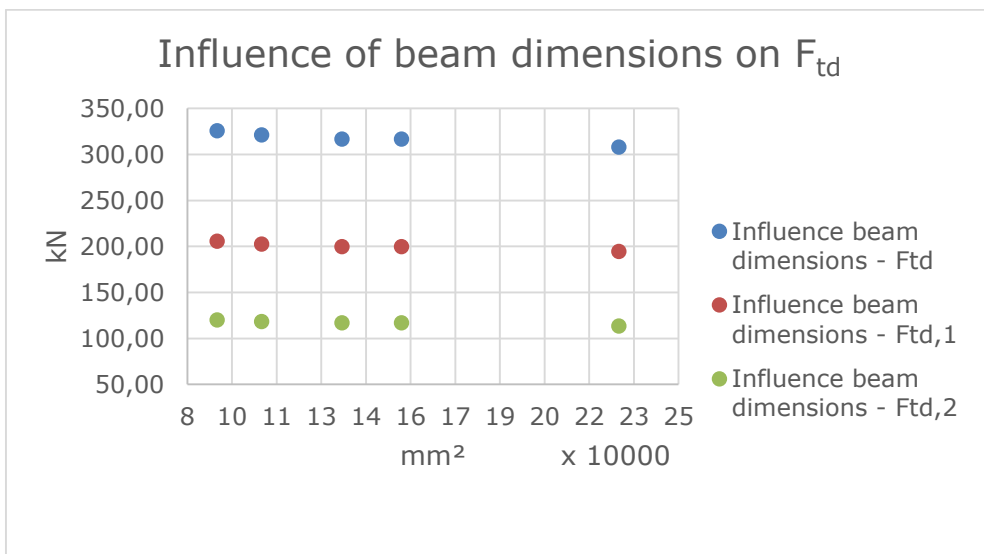
Figuur 104: verband tussen de dwarskracht ($V_{Ed,c}$) en de balkdimensies

Het moment dat in de balk wordt gegenereerd wordt beïnvloed door de hoogte van de balk. Deze invloed is echter zeer klein zoals in onderstaande grafiek duidelijk te zien is.



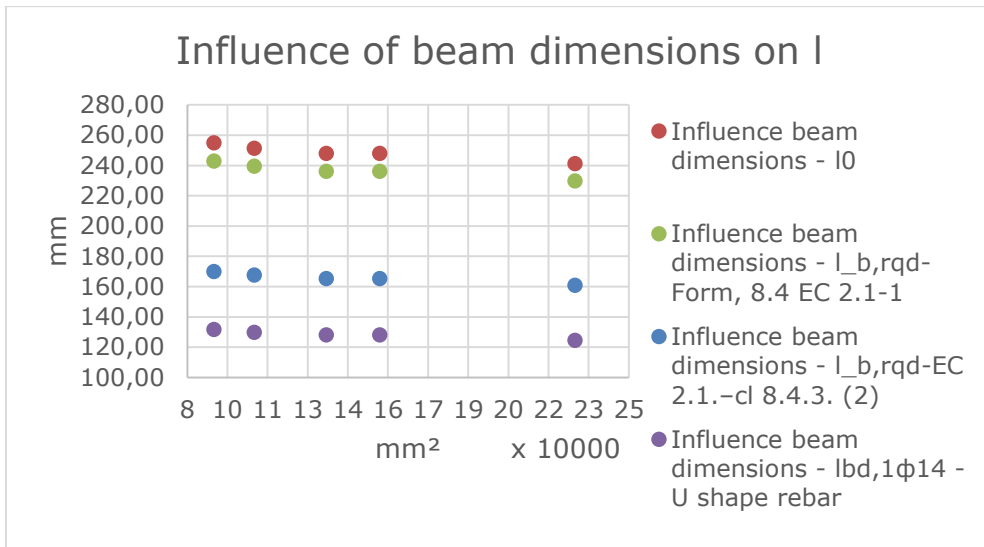
Figuur 105: invloed van de balkdimensies op het moment in de balk

Ook de maximale afschuifkracht ondervindt slecht een kleine invloed van de balkhoogte. Naarmate deze hoogte groter wordt zal de maximale afschuifkracht verkleinen.



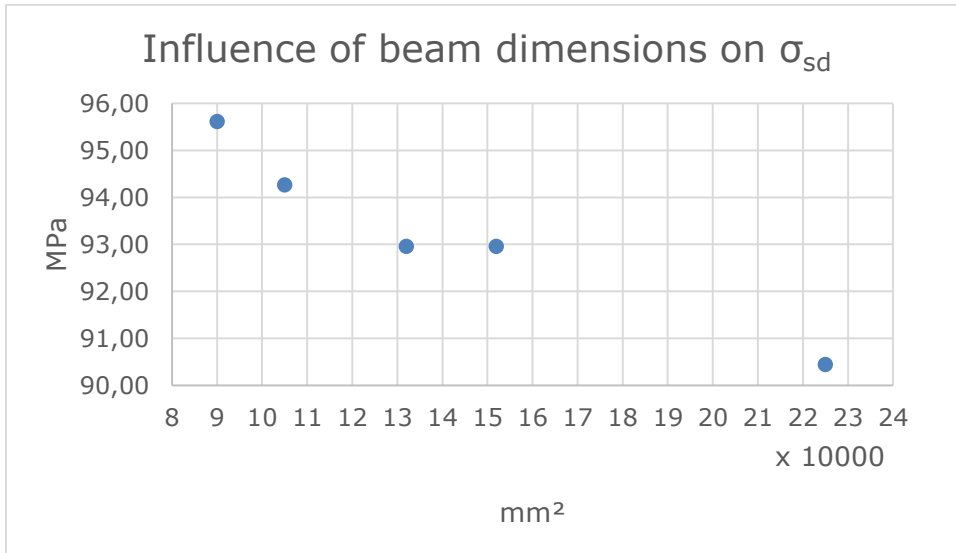
Figuur 106: verband tussen de balkdimensies en de maximale afschuifkracht

Het verband tussen de balkdimensies en de benodigde ankerlengte wordt beschreven in Figuur 107. Hieruit blijkt dat de ankerlengte slechts in kleine mate afhankelijk is van de balkhoogte. Hoe groter de dimensies van de balk, hoe kleiner de ankerlengte.



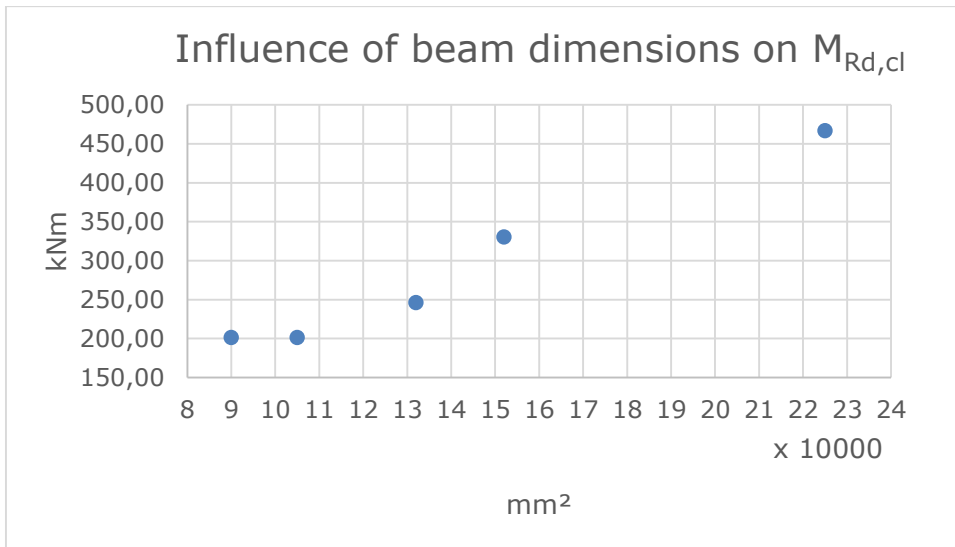
Figuur 107: invloed van de balkdimensies op de ankerlengte

De invloed van de balkdimensies op de spanning aanwezig in de wapeningsstaaf wordt beschreven in Figuur 108. Uit de resultaten blijkt dat de spanning enkel beïnvloed wordt door de hoogte van de balk. Over het algemeen verandert de spanning relatief weinig. Bij de wijziging van de hoogte van 300 mm naar 500 mm zal de spanning slechts dalen met 5 MPa. Dit is vanzelfsprekend aangezien de balken meer belasting opnemen en meer steun leveren naarmate een grotere dimensie gebruikt wordt.



Figuur 108: verband tussen de spanning in de wapeningsstaaf en de balkdimensies

Figuur 109 is de weergave van het verband tussen de balkdimensies en het weerstandsmoment geleverd door de gereduceerde betondoorsnede. Hieruit blijkt dat het weerstandsmoment enkel afhankelijk is van de breedte van de balk. Naarmate deze breedte groter wordt zal het weerstandsmoment eveneens stijgen. Dit is te verklaren door de extra steun die door de balk geleverd wordt.



Figuur 109: invloed van de balkdimensies op het weerstandsmoment geleverd door de gereduceerde betonsectie

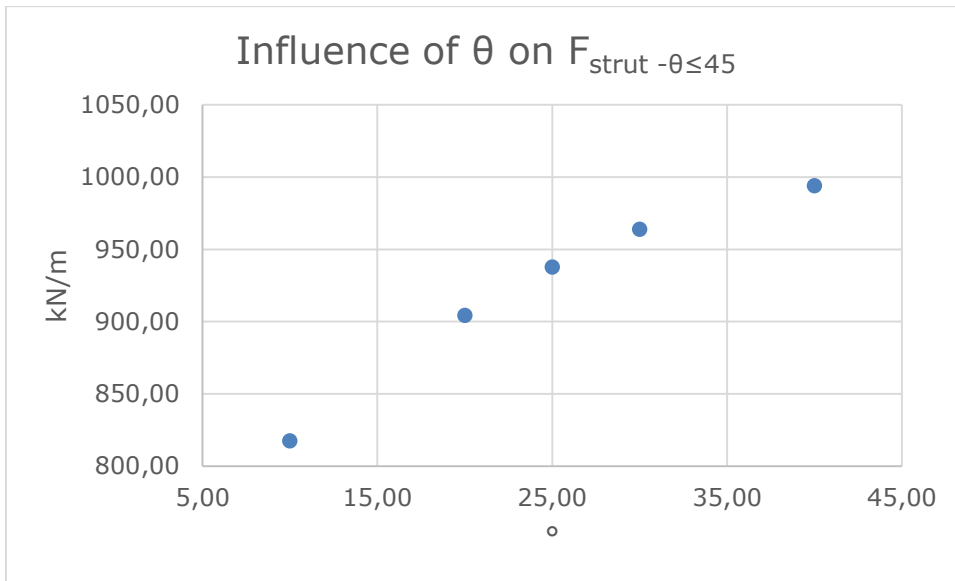
3.6 Wijziging van de hoek van de stut

In deze paragraaf wordt de invloed van de hoek van de stutten bestudeerd. Hierbij wordt hetzelfde principe gebruikt als bij een gewijzigde betonsterkte, maar i.p.v. de betonsterkte worden hier de hoek van de stutten aangepast. De behandelde hoeken bedragen 10°, 20°, 25°, 30° en 40°. De invloed en bijhorende resultaten worden beschreven in onderstaande tabel en de meest relevante onderdelen worden voorgesteld in grafieken.

Tabel 6: resultaten bij de wijziging van de stuthoek

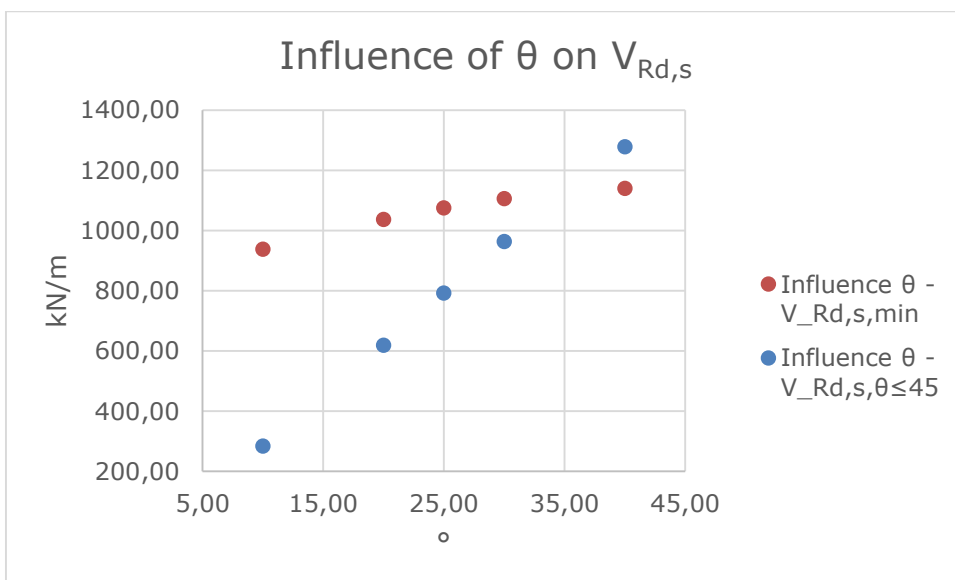
θ	10,00	20,00	25,00	30,00	40,00	°
$F_{strut - \theta \leq 45}$	817,41	904,38	937,69	963,87	994,07	kN/m
$V_{Rd,s, \theta \leq 45}$	283,88	618,63	792,57	963,87	1277,95	kN/m
$V_{Rd,s,min}$	937,69	1037,46	1075,67	1105,70	1140,35	kN/m

Het verband tussen de hoek waaronder de stut geplaatst is en de in de stut aanwezige kracht wordt voorgesteld in onderstaande grafiek. Dit verband beschrijft het verloop van een cosinusfunctie. Dit is omdat F_{strut} afhankelijk is van $\cos(\theta)$. De maximale waarde van de kracht zal zijn bij 45°. Bij hoeken groter dan 45° zal de kracht terug kleiner worden.



Figuur 110: verband tussen de hoek van de stut en de kracht in deze stut

Figuur 111 beschrijft de invloed van de hoek van de stut op de minimale afschuifweerstand en de afschuifweerstand onder een hoek kleiner dan 45° . Beide afschuifweerstand zijn afhankelijk van de stutkracht (F_{strut}) en zowel de sinus- als de cosinusfunctie. De minimale afschuifweerstand wordt bekomen bij een hoek van 35° , welke niet zal wijzigen. Dit in tegenstelling tot de afschuifweerstand onder een hoek kleiner dan 45° . Deze hoek neemt wel de opgelegde waarden aan. Dit is de reden waarom de waarde van de afschuifweerstand onder aangepaste hoek, kleiner dan 35° , lager ligt dan die van de minimale afschuifweerstand. Ook hier zal de maximale waarde bekomen worden bij een hoek van 45° .



Figuur 111: verband tussen de hoek van de stut en de afschuifweerstand van de wapening

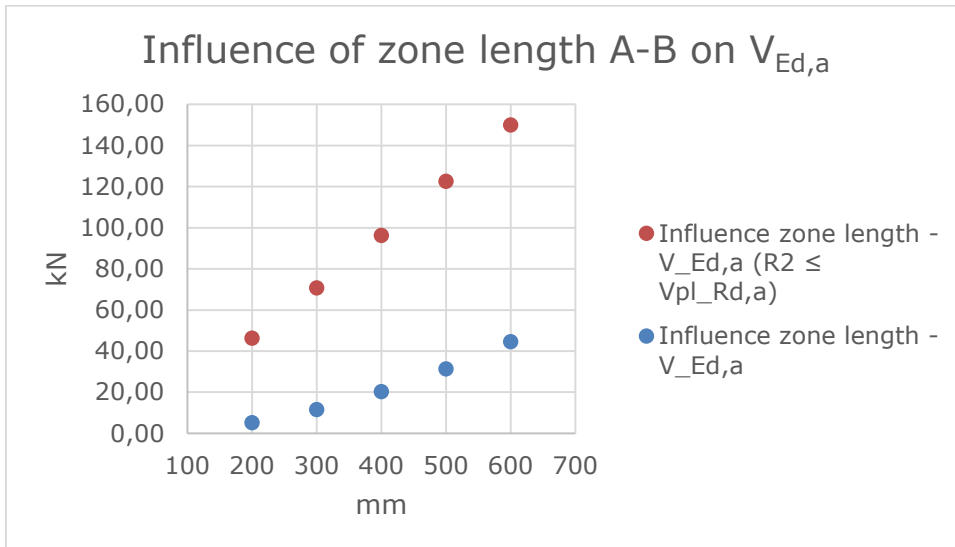
3.7 Wijziging van de lengte van de transactiezone A-B

In deze paragraaf wordt de invloed van de lengte van de zone A-B bestudeerd. Hierbij wordt hetzelfde principe gebruikt als bij een gewijzigde betonsterkte, maar i.p.v. de betonsterkte wordt hier de lengte aangepast. De behandelde lengtes bedragen 200, 300, 400, 500 en 600 mm. De invloed en bijhorende resultaten worden beschreven in onderstaande tabel en de meest relevante onderdelen worden voorgesteld in grafieken.

Tabel 7: resultaten bij de wijziging van de lengte van de zone A-B

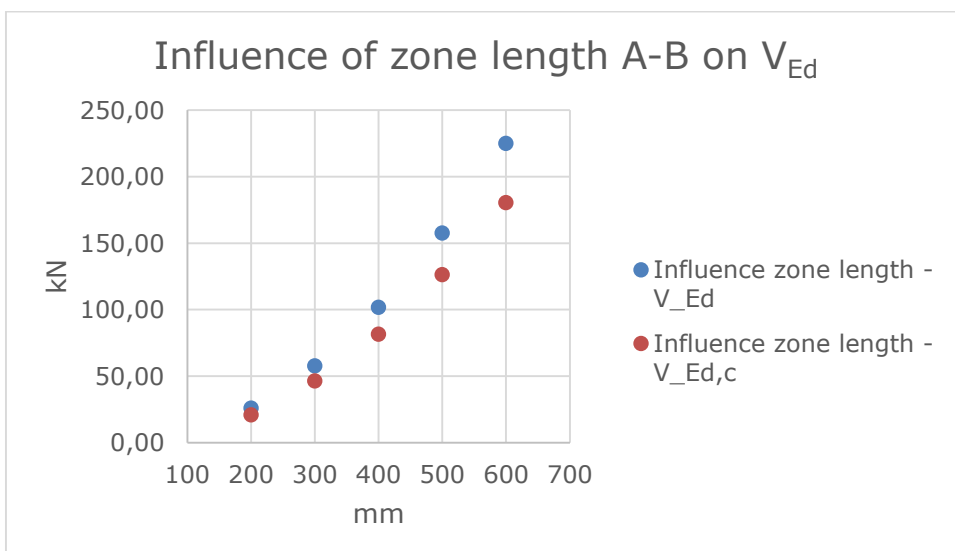
Le	200,00	300,00	400,00	500,00	600,00	mm
$V_{Ed,a}$	5,13	11,44	20,16	31,22	44,56	kN
$V_{Ed,a} (R2 \leq V_{plRd,a})$	46,27	70,73	96,13	122,50	149,90	kN
$M_{Ed,a}$	9,24	20,60	36,29	56,20	80,22	kNm
V_{Ed}	25,91	57,78	101,80	157,65	225,02	kN
M_{Ed}	46,64	104,00	183,23	283,77	405,04	kNm
$V_{Ed,c}$	20,78	46,33	81,64	126,43	180,46	kN
$M_{Ed,c}$	37,40	83,40	146,95	227,57	324,83	kNm
pM	1385,54	1373,06	1360,80	1348,76	1336,93	kN/m
pV	25,66	38,14	50,40	62,44	74,27	kN/m
L1	101,85	154,17	207,41	261,57	316,67	mm
L2	98,15	145,83	192,59	238,43	283,33	mm
R1	71,87	108,78	146,35	184,57	223,44	kN
R2	66,74	97,34	126,19	153,35	178,88	kN
p_{min}	1359,88	1334,92	1310,40	1286,32	1262,65	kN/m
$V_{Ed,c} + R1$	92,65	155,11	227,98	310,99	403,90	kN
RL1	102,21	227,90	401,53	621,84	887,59	kN
M_{RL}	68,67	153,11	269,76	417,77	596,31	kNm
RL2	51,10	113,95	200,77	310,92	443,80	kN
M_{RL2}	68,67	153,11	269,76	417,77	596,31	kNm
Rb	11,49	25,62	45,13	69,89	99,76	kN
M_{beam}	11,66	26,00	45,81	70,94	101,26	kNm
$V_{Rd,bond}$	302,40	319,20	336,00	352,80	369,60	kN
w_{steel}	0,07	0,07	0,08	0,08	0,08	tons
w_1	1,35	1,35	1,36	1,36	1,36	tons
w_2	2,15	2,15	2,16	2,16	2,16	tons

De invloed van de lengte van de transactiezone op de laterale belasting opgenomen door het profiel wordt in onderstaande grafiek weergegeven. Naarmate deze lengte groter is, zal de laterale belasting opgenomen door het profiel eveneens vergroten. Om vroegtijdig falen van het profiel door het moment te vermijden moet $R2 \leq V_{pl,Rd,a}$ gelden. De bijhorende laterale belasting opgenomen door het profiel wordt voorgesteld in het rood.



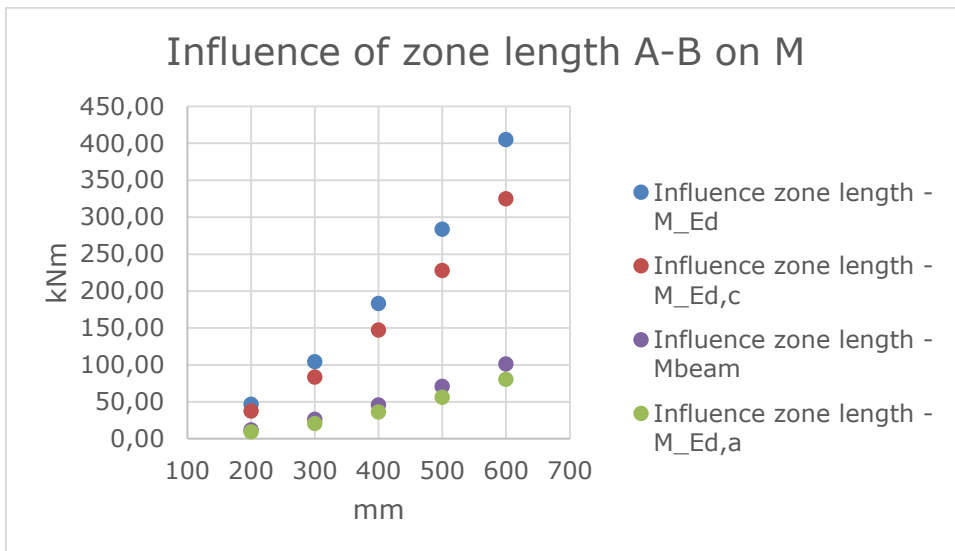
Figuur 112: verband tussen de lengte van de zone en de laterale belasting opgenomen door het profiel

Figuur 113 beschrijft de invloed van de beschouwde transactiezone op de totale laterale belasting (V_{Ed}) en het deel van de belasting opgenomen door het beton ($V_{Ed,c}$). Naarmate de lengte van de transactiezone groter wordt, zal de laterale belasting eveneens toenemen.



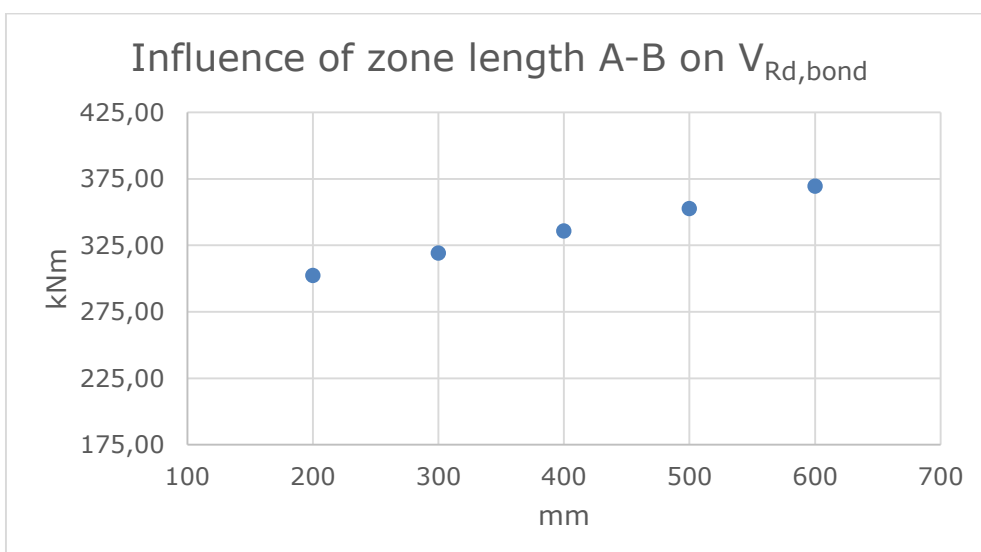
Figuur 113: invloed van de lengte van de zone op de laterale belasting

Het totale moment (M_{Ed}) en het moment op het omhullende beton ($M_{Ed,c}$) nemen aanzienlijk toe naarmate de lengte van de transactie groter wordt. Het moment die op de balk en het stalen profiel werken worden niet zo groot als bij het omhullende beton. De transactiezone is de zone waarbij de krachten overgaan tussen de kolom dat uit gewapend beton bestaat en het stalen profiel. Hoe groter deze zone is, hoe groter het aandeel aan beton is en dus een groter moment dat opgenomen wordt door de kolom. Figuur 114 toont de krachtswerking tussen deze zone weer.



Figuur 114: verband tussen het moment en deelmomenten en de lengte van de transactiezone

Het verband tussen de lengte van de transactiezone en de bindingsweerstand wordt voorgesteld in onderstaande grafiek. Deze bindingsweerstand zal toenemen indien de lengte van de transactiezone groter wordt.



Figuur 115: invloed van de lengte van de zone op de laterale bindingsweerstand

3.8 Wijziging van de lengte van de klassieke composiete sectie

In deze paragraaf wordt de invloed van de lengte van de klassieke composiete sectie bestudeerd. Hierbij wordt hetzelfde principe gebruikt als bij een gewijzigde betonsterkte, maar i.p.v. de betonsterkte wordt hier de lengte aangepast. De behandelde lengtes bedragen 1300, 1450, 1600, 1750 en 1900 mm. De invloed en bijhorende resultaten worden beschreven in onderstaande tabel en de meest relevante onderdelen worden voorgesteld in grafieken.

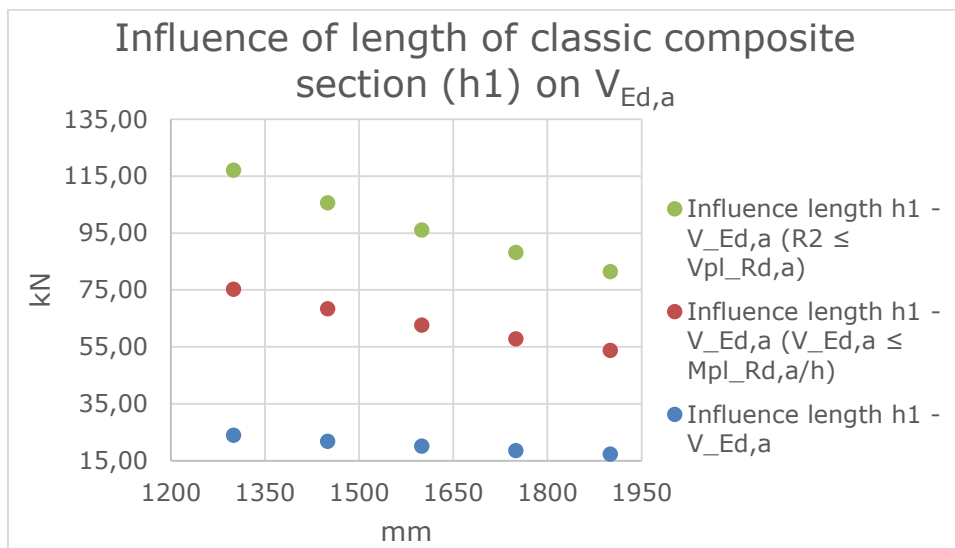
Tabel 8: resultaten bij de wijziging van de lengte van de klassieke composiete sectie

h1	1300,00	1450,00	1600,00	1750,00	1900,00	mm
$V_{Ed,a}$	24,02	21,92	20,16	18,66	17,37	kN
$V_{Ed,a} (V_{Ed,a} \leq M_{plRd,a}/h)$	75,26	68,41	62,71	57,89	53,75	kN
$V_{Ed,a} (R2 \leq V_{plRd,a})$	117,15	105,60	96,13	88,21	81,50	kN
$M_{Ed,a}$	36,03	36,17	36,29	36,39	36,47	kNm
V_{Ed}	121,29	110,69	101,80	94,22	87,70	kN
M_{Ed}	181,93	182,64	183,23	183,74	184,17	kNm
$V_{Ed,c}$	97,27	88,77	81,64	75,56	70,33	kN
$M_{Ed,c}$	145,90	146,47	146,95	147,35	147,70	kNm
pM	1351,15	1356,40	1360,80	1364,55	1367,78	kN/m
pV	60,05	54,80	50,40	46,65	43,42	kN/m
L1	208,89	208,08	207,41	206,84	206,35	mm
L2	191,11	191,92	192,59	193,16	193,65	mm
R1	147,39	146,82	146,35	145,94	145,60	kN
R2	123,37	124,90	126,19	127,28	128,23	kN
p_{min}	1291,10	1301,59	1310,40	1317,90	1324,36	kN/m
$V_{Ed,c} + R1$	244,66	235,59	227,98	221,51	215,93	kN
RL1	437,99	418,17	401,53	387,37	375,17	kN
M_{RL}	285,03	276,73	269,76	263,83	258,72	kNm
RL2	218,99	209,08	200,77	193,68	187,58	kN
M_{RL2}	285,03	276,73	269,76	263,83	258,72	kNm
Rb	44,81	44,99	45,13	45,26	45,36	kN
M_{beam}	45,48	45,66	45,81	45,93	46,04	kNm
$V_{Rd,bond}$	285,60	310,80	336,00	361,20	386,40	kN
F_{td}	380,00	345,45	316,67	292,31	271,43	kN
$F_{td,1}$	239,83	218,02	199,85	184,48	171,30	kN
$n_{studs,profile}$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	studs
$F_{td,2}$	140,17	127,43	116,81	107,83	100,12	kN
$l_{b,rqd-EC 2.1.-cl 8.4.3. (2)}$	198,31	180,28	165,25	152,54	141,65	mm
σ_{sd}	111,55	101,41	92,96	85,81	79,68	Mpa
l_0	297,46	270,42	247,88	228,81	212,47	mm

$I_{b,rqd}$-Form, 8.4 EC 2.1-1	283,29	257,54	236,08	217,92	202,35	mm
$I_{bd,1\phi 14}$ - U shape rebar	153,69	139,72	128,07	118,22	109,78	mm
W_{steel}	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	tons
W_1	1,35	1,35	1,36	1,36	1,37	tons
W_2	2,15	2,15	2,16	2,16	2,17	tons

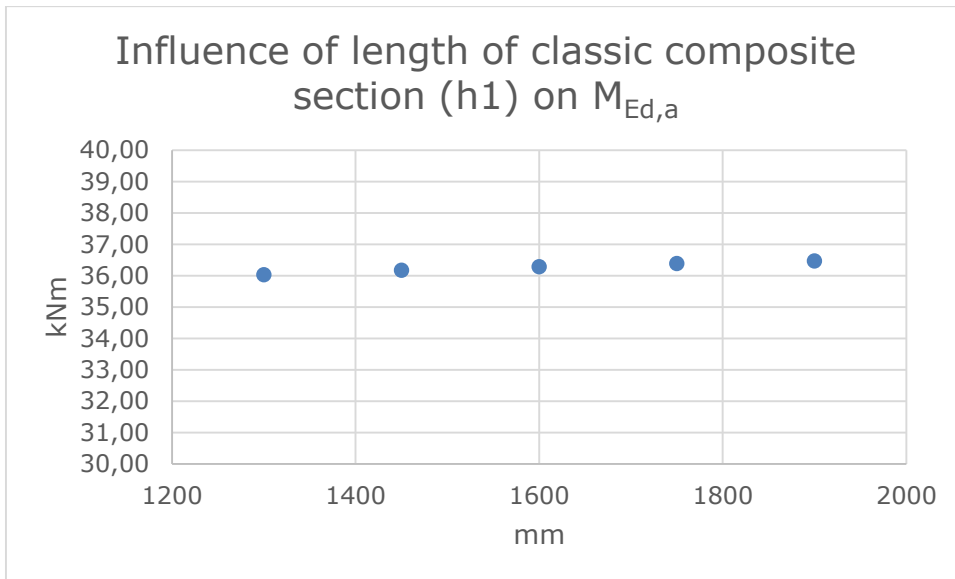
Figuur 116 geeft het verband weer tussen de lengte van de compositiete sectie en de laterale belasting dat opgenomen wordt door het profiel. Er zijn 3 curves weergegeven: de groene curve geeft het verband weer met de dwarskracht op het profiel indien de dwarskracht kleiner is als de dwarskracht in de transactiezone. De rode curve is gelinkt aan het totale plastisch moment. De blauwe curve geeft het verband met de dwarskracht van het stalen profiel weer.

In het algemeen kan er geconcludeerd worden dat naarmate de lengte van de compositiete sectie toeneemt, de belasting dat door het profiel opgenomen wordt, dalen.



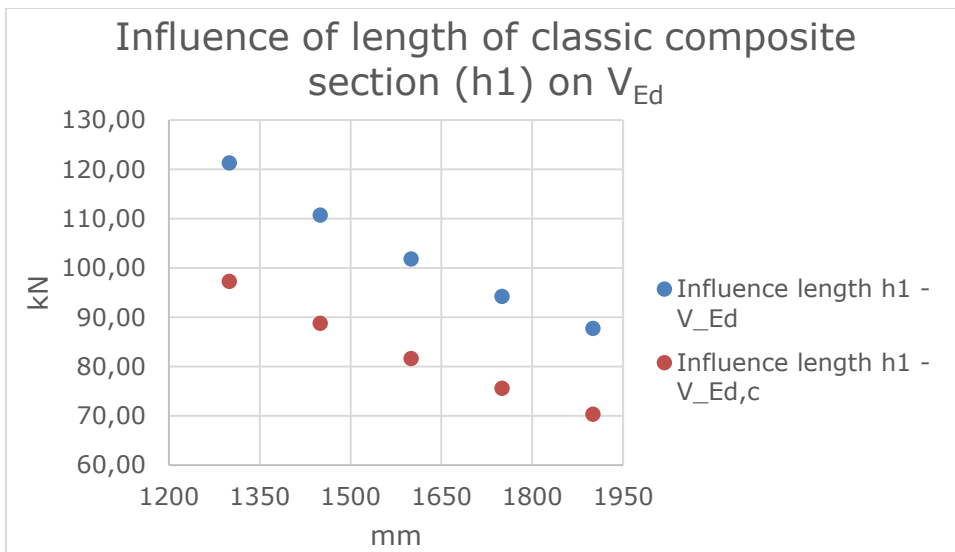
Figuur 116: verband tussen de lengte en de laterale belasting opgenomen door het profiel

Onderstaande grafiek toont aan dat de lengte geen grote invloed heeft op het moment dat door het stalen profiel opgenomen wordt. De waarde van het moment schommelt rond de 36 kNm.



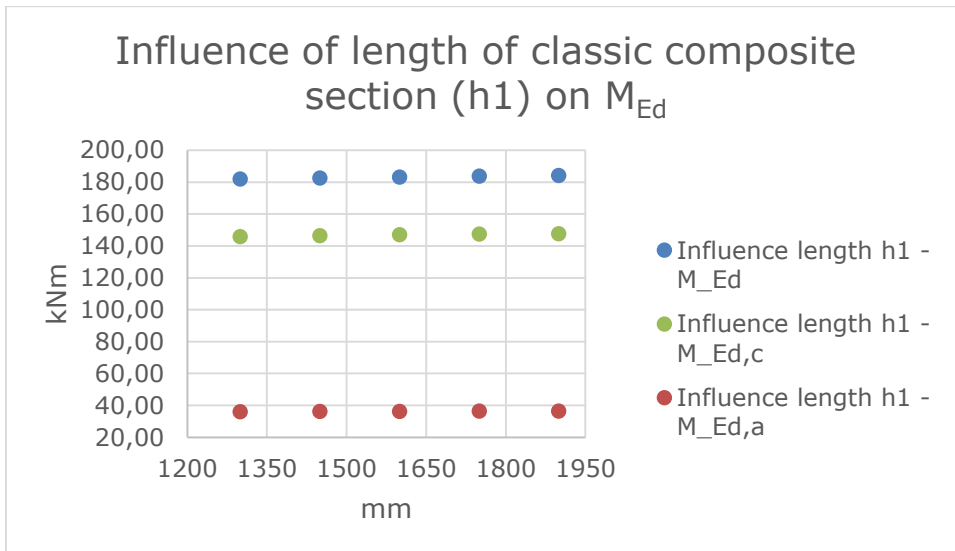
Figuur 117: invloed van de lengte op het moment opgenomen door het stalen profiel

Naarmate de lengte van de compositiete sectie toeneemt, zal de dwarskracht afnemen. Dit werd reeds besproken bij figuur 67. Voor dezelfde reden, zal de dwarskracht op het betonnen sectie ook afnemen. Dit wordt duidelijk gemaakt in Figuur 118.



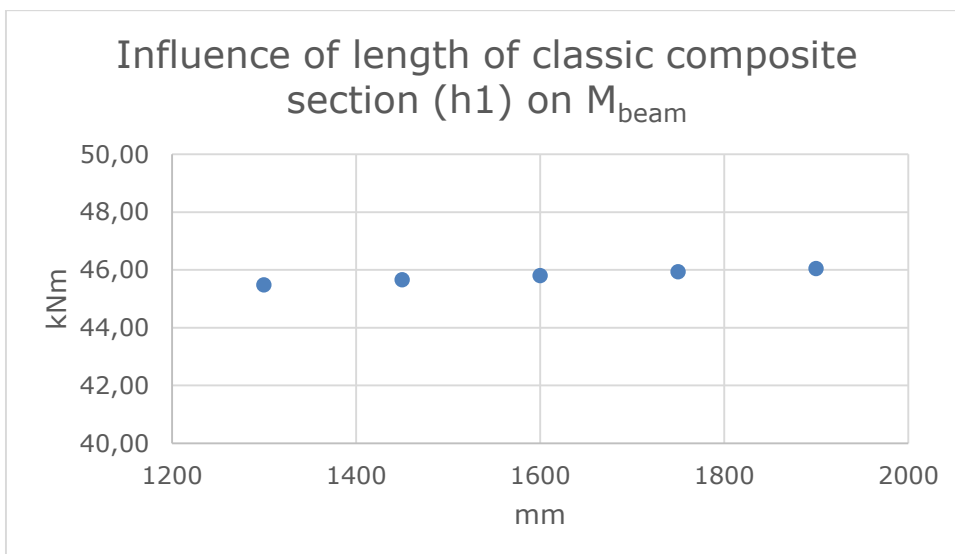
Figuur 118: verband tussen de lengte en de laterale belasting

Figuur 119 toont het verband tussen de lengte en het totale moment op de kolom (M_{Ed}), het moment dat opgenomen wordt door het beton ($M_{Ed,c}$) en het moment opgenomen door het profiel ($M_{Ed,a}$). In al deze gevallen blijkt er geen opvallende verband te zijn. De waardes blijven telkens zo goed als constant.



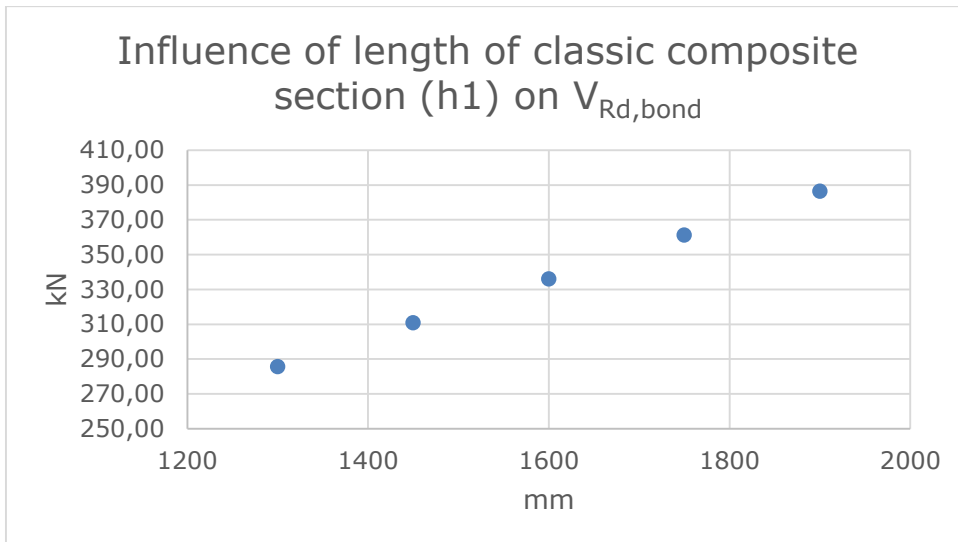
Figuur 119: invloed van de lengte op het moment

Er is een heel lichte stijging van het moment dat opgenomen wordt door de balk, indien de lengte toeneemt. Dit wordt duidelijk weergegeven in Figuur 120. Hierbij moeten we wel vermelden dat deze lichte stijging zo goed als constant blijft. Hieruit kunnen we dus besluiten dat de lengte van de compositete sectie geen grote invloed heeft op het moment in de balk.



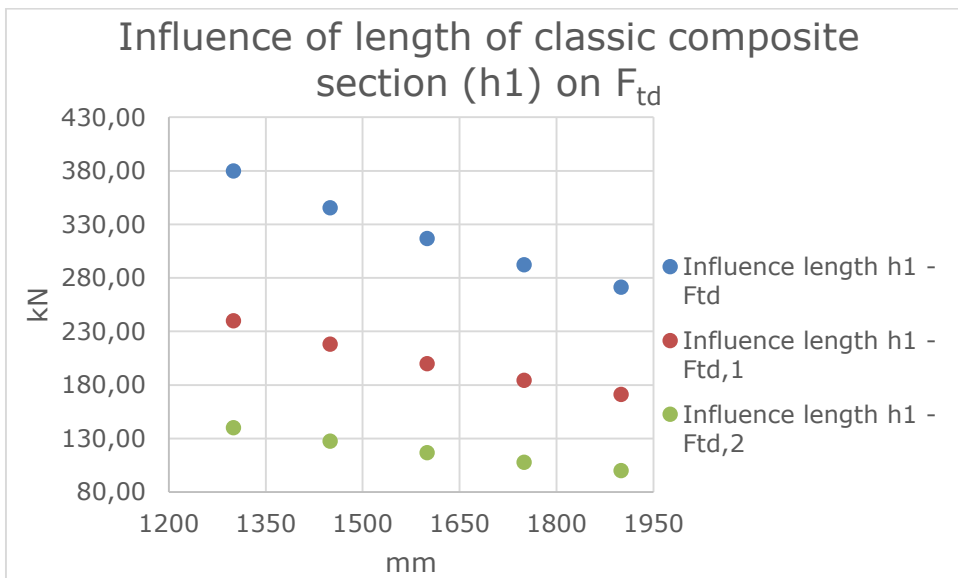
Figuur 120: verband tussen de lengte en het moment in de balk

Wanneer de lengte toeneemt, zal de bindingsweerstand ook toenemen. Dit wordt duidelijk gemaakt in Figuur 121. De bindingsweerstand is zelf afhankelijk van de kolomdimensies. Daarom was dit verband ook te verwachten.



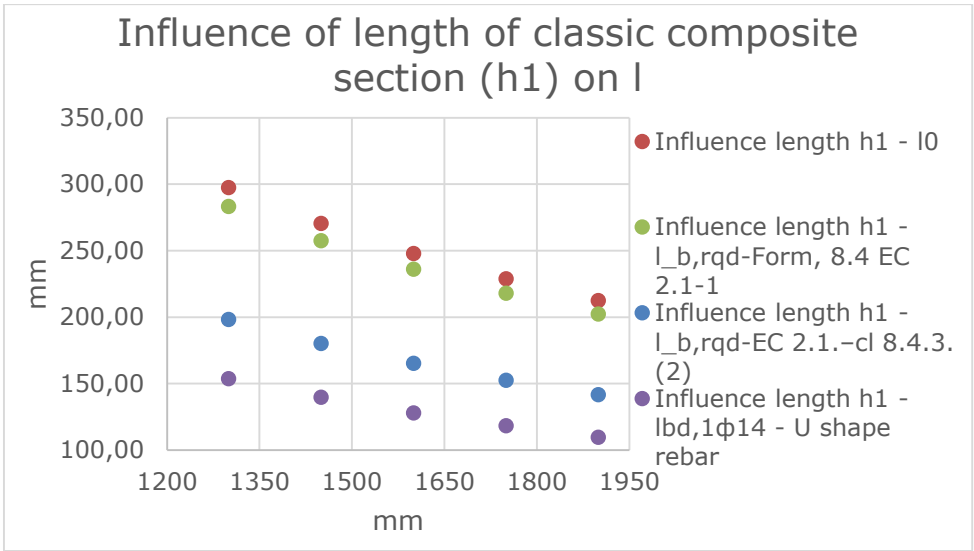
Figuur 121: invloed van de lengte op de laterale bindingsweerstand

Het verband tussen de lengte, de maximale afschuifkracht (F_{td}), afschuifkracht opgenomen door het profiel ($F_{td,1}$) en afschuifkracht opgenomen door de wapening ($F_{td,2}$) wordt weergegeven in Figuur 122. Het valt op dat de afschuifkracht telkens afneemt met de lengte. De afschuifkracht wordt telkens kleiner indien de oppervlakte van de sectie groter wordt. Er is dus een omgekeerd verband tussen de afschuifkracht en de lengte.



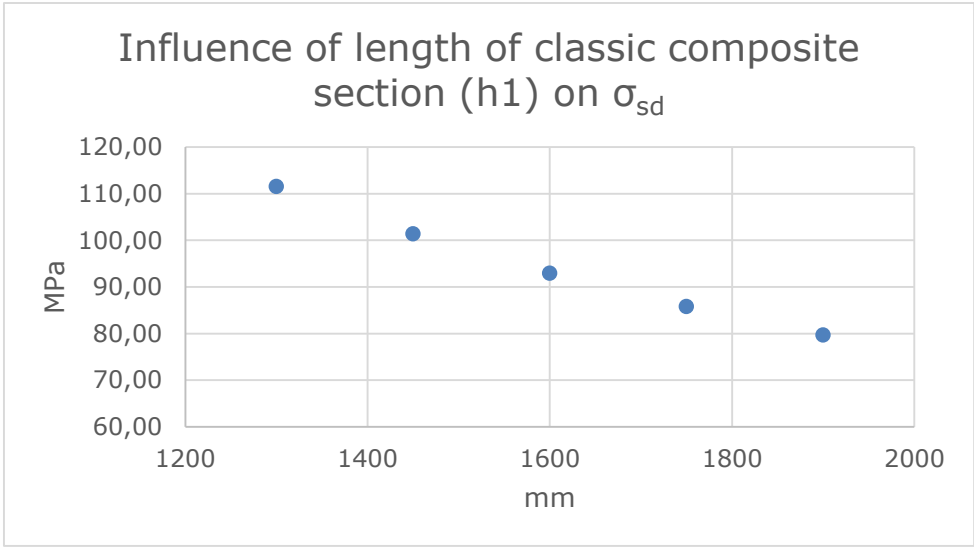
Figuur 122: verband tussen de lengte en de maximale afschuifkracht

In het algemeen zien we in Figuur 123 dat er een daling van de ankerlengte is indien de lengte van de compositiete sectie toeneemt. De ankerlengte is afhankelijk van de diameter van de wapening, maar ook door de maximale afschuifkracht. Indien de lengte toeneemt, zal de afschuifkracht afnemen, bijgevolg zal de ankerlengte ook afnemen.



Figuur 123: invloed van de lengte op de ankerlengte

De wapeningsstaaf is afhankelijk van de afschuifkracht opgenomen door de wapening. Deze afschuifkracht is op zijn beurt omgekeerd evenredig met de maximale afschuifkracht. Daardoor zal de spanning ook afnemen bij een toename van de lengte.



Figuur 124: verband tussen de lengte en de spanning in de wapeningsstaaf

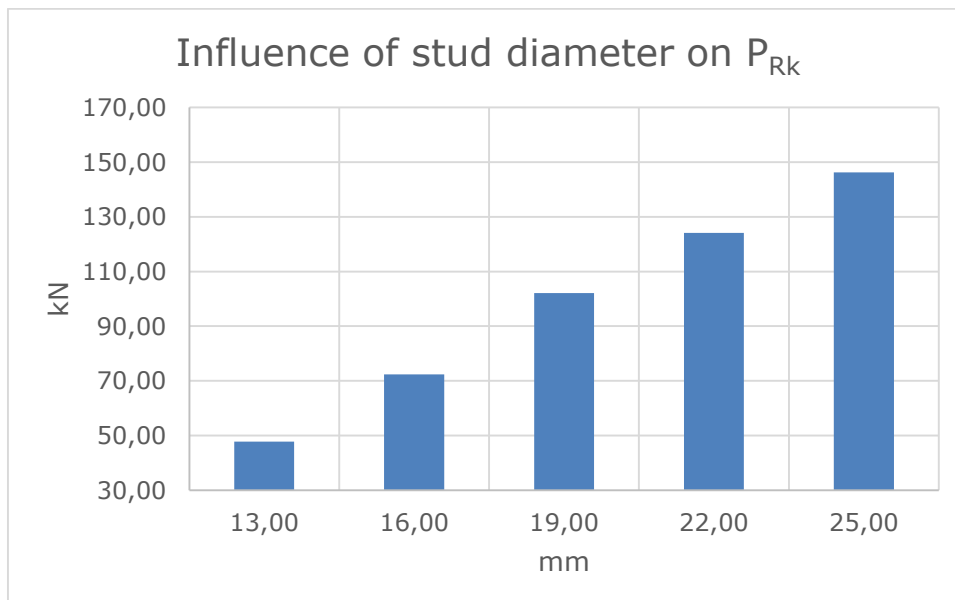
3.9 Wijziging van de diameter van de studs

In deze paragraaf wordt de invloed van de studdiameter bestudeerd. Hierbij wordt hetzelfde principe gebruikt als bij een gewijzigde betonsterkte, maar i.p.v. de betonsterkte wordt hier de diameter aangepast. De behandelde diameters zijn 13, 16, 19, 22 en 25 mm. De invloed en bijhorende resultaten worden beschreven in onderstaande tabel en de meest relevante onderdelen worden voorgesteld in grafieken.

Tabel 9: resultaten bij de wijziging van de studdiameter

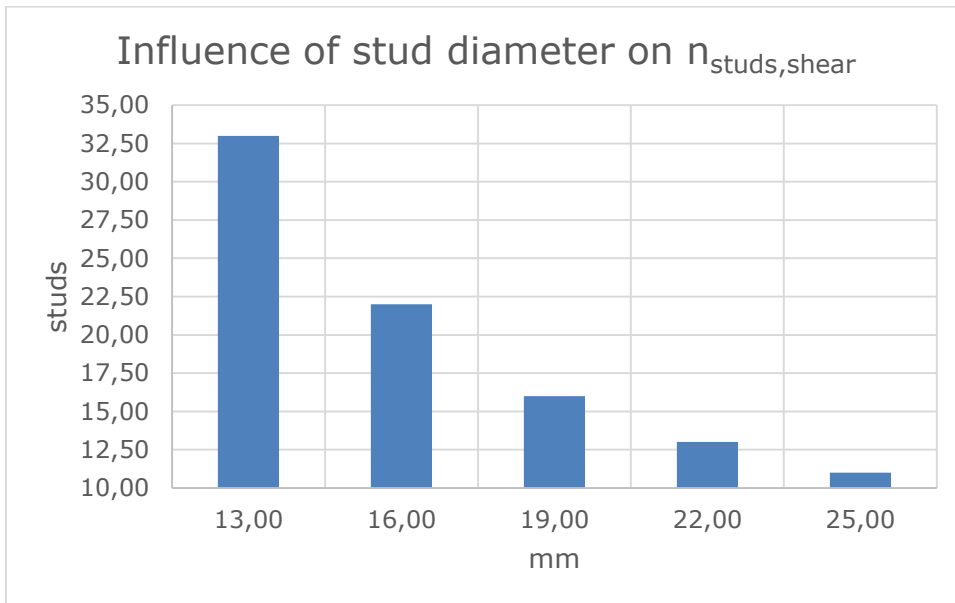
d	13,00	16,00	19,00	22,00	25,00	mm
P_{Rk}	47,78	72,38	102,07	124,19	146,29	kN
$n_{studs, shear}$	33,00	22,00	16,00	13,00	11,00	studs
$n_{studs} \times P_{Rk}$	1624,64	1664,79	1633,13	1614,49	1609,19	kN
T	23,89	36,19	51,04	62,10	73,14	kN
A_{sh}	47,78	72,38	102,07	124,19	146,29	mm ²
$n_{studs, profile}$	4,00	3,00	2,00	2,00	1,00	studs

De sterkte van de afschuifverbinding zal toenemen bij een toename van de studdiameter. De afschuifverbinding op zich is afhankelijk van de studdiameter. Er is een recht evenredig verband terug te zien, maar dit klopt niet volledig. Om de afschuifverbinding te berekenen neemt men de studdiameter tot de 2^{de} macht. Daardoor is deze verband ook niet echt recht evenredig. Figuur 125 toont dit duidelijk.



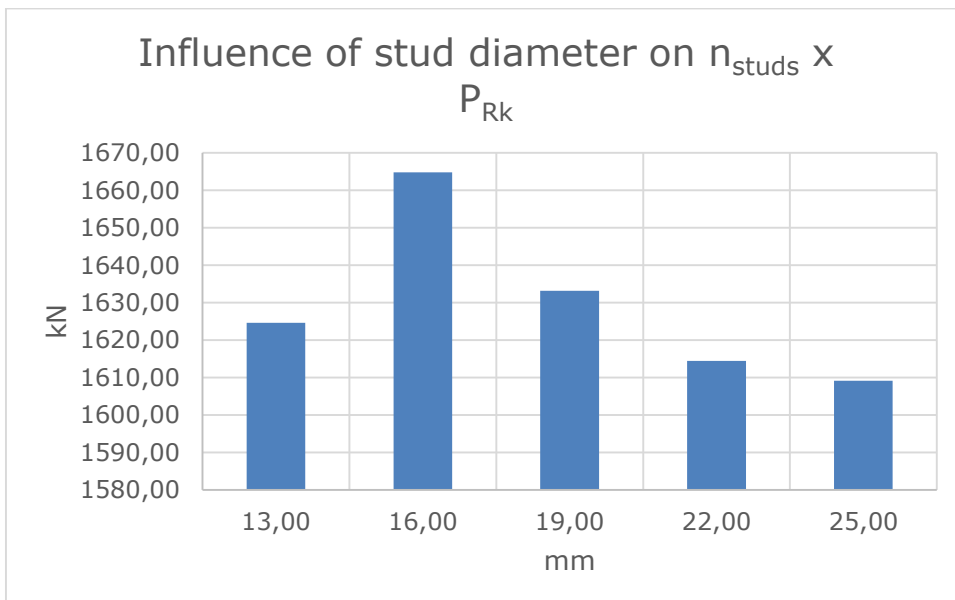
Figuur 125: invloed van de studdiameter op de karakteristieke sterkte van de individuele afschuifverbinding

Het aantal stutten neemt sterk af wanneer de studdiameter groter wordt. Dit is te verklaren door het omgekeerd evenredig verband tussen het aantal stutten en de sterkte van de afschuifverbinding. Zie Figuur 126.



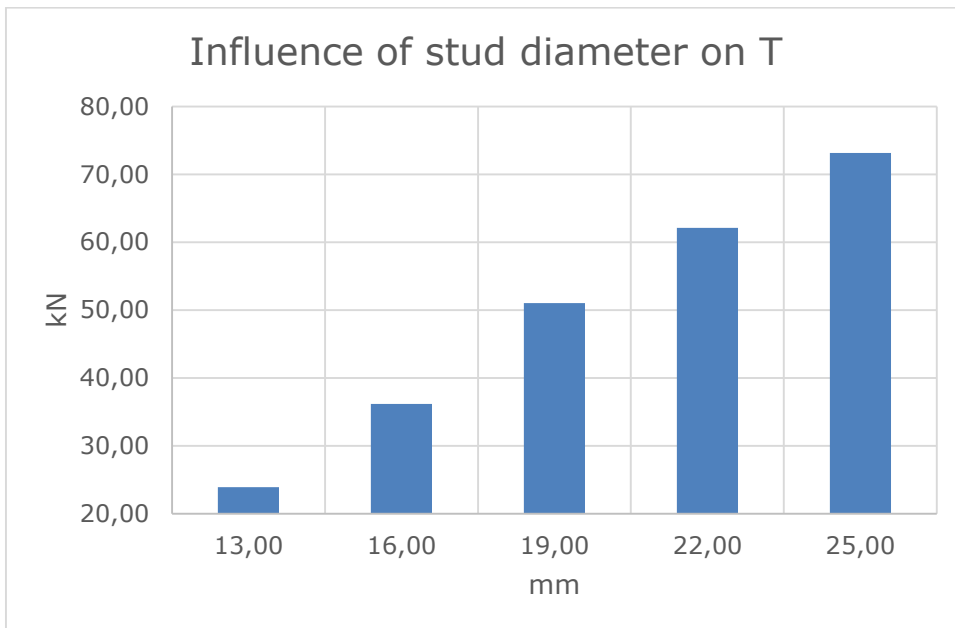
Figuur 126: verband tussen het aantal stutten tegen afschuiving en de studdiameter

De grafiek stijgt eerst en daalt dan weer terug. Dit is te verklaren door het feit dat bij de berekening van de sterkte van de afschuifverbinding, een minimale waarde berekend wordt tussen 2 bewerkingen. Daardoor bereikt men een grote waarde bij een studdiameter van 16 mm, en neemt deze sterkte af bij grotere diameters.



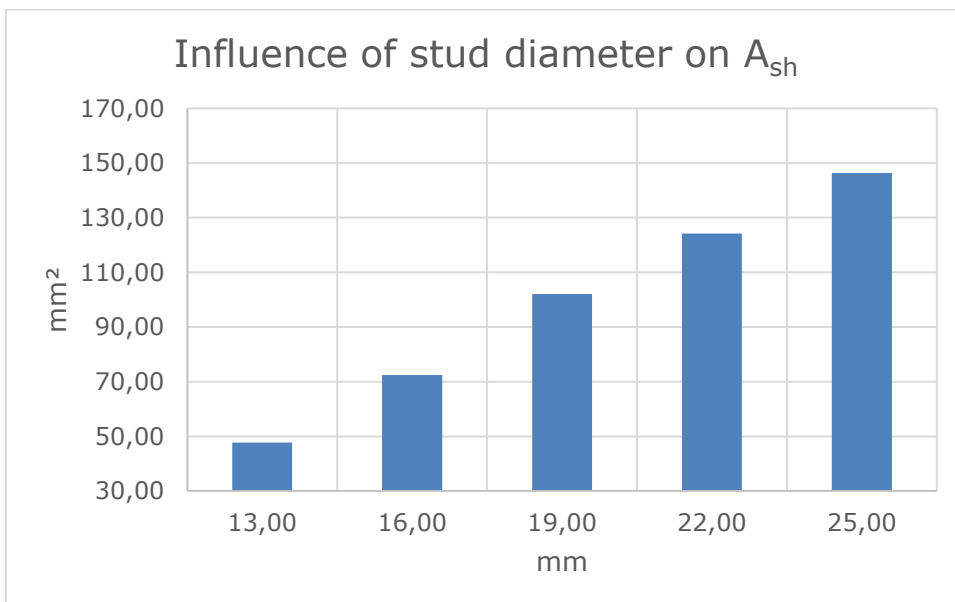
Figuur 127: invloed van de studdiameter op de totale karakteristieke sterkte van de afschuifverbindingen

De bindkracht is exact de helft van de sterkte van de afschuifverbinding. Dit wordt weergegeven in Figuur 128. Deze waarde wordt bekomen door de afschuifverbinding te delen door de tangens van een hoek. In dit geval is de tangens gelijk aan 2.



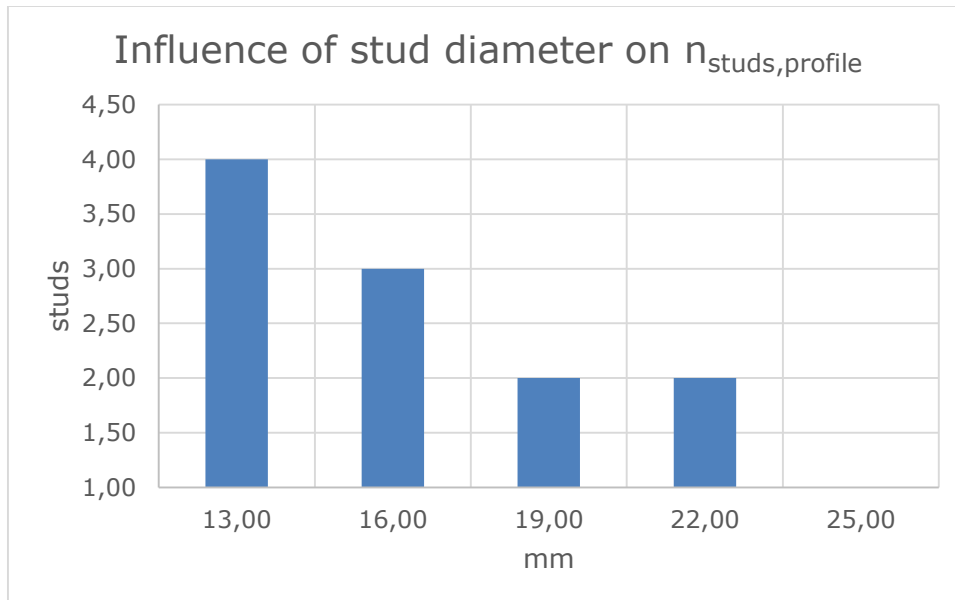
Figuur 128: verband tussen de studdiameter en de bindkracht

De horizontale wapening is afhankelijk van de bindkracht. Deze waarde wordt nog eens gedeeld door de sterkte van de wapeningsstaal. Het spreekt dus voor zich dat er een stijging van de studdiameter is. Figuur 129 toont dit.



Figuur 129: invloed van de studdiameter op de horizontale wapening

Onderstaande grafiek toont het aantal stutten. Deze zullen afnemen indien de studdiameter groter wordt. Men kan hier niet spreken van een omgekeerd verband, omdat het aantal stutten gelijk blijft bij diameters 19 en 22 mm. De grafiek toont ook aan dat er geen stutten meer nodig zijn bij een diameter van 25 mm.



Figuur 130: verband tussen de studdiameter en het aantal studs op het profiel

4 Conclusie

Het ontwerpen van hybride constructies is ingewikkelder dan met traditionele materialen. De parameterstudie heeft aangetoond dat er heel wat parameters zijn die een invloed hebben bij het dimensioneren van een composiete constructie. Het is immers mogelijk om een ontwerpmethodete modelleren en controleren volgens een analytische rekenmethode. Daarbij wordt elke belangrijke parameter in rekening gebracht, welke zeer eenvoudig aangepast kan worden.

De krachten in de overgangszone tussen de 2 materialen is afhankelijk van de materiaaleigenschappen van het beton en het stalen profiel. Een wijziging in deze eigenschappen kan de karakteristieken in de overgangszone beïnvloeden.

De numerieke modellering is een hulpmiddel om de constructies voorafgaand te testen. Hiermee kan er een beeld gevormd worden van de inwendige krachten, belastingen en de vervormingen. Hiernaast kan de positie van zwakke punten en het falen van de constructie vroegtijdig bepaald worden. Vervolgens kan men het model (parameters, afmetingen,...) aanpassen totdat de constructie wel voldoet.

Deze numerieke modellering kan nadien vergeleken worden met experimenten in de praktijk. Hiermee kan de juistheid van de numerieke modellering vergeleken worden met de werkelijkheid. Wegens de grote omvang van het project, namelijk acht verschillende constructietypes, zijn de proeven van dit onderzoek nog niet uitgevoerd. Dit is omdat er voor elk type acht proeven dienen uitgevoerd te worden. De proeven gebeuren op een grote schaal en vereisen veel tijd om opgebouwd te worden.

Zoals reeds aangehaald zijn er naast dit onderzoek nog zeven andere types van constructies die onderzocht worden.

Bijlage 1

Column	Size of element (mm)	length that correspond to node (mm)	Force on node (N)
		7,5	26995,73
	15	14,5	52191,74
	14	13,61	48988,24
	13,22	12,83	46180,69
	12,44	12,05	43373,13
	11,66	11,325	40763,54
	10,99	10,545	37955,99
	10,1	9,715	34968,46
	9,33	8,94	32178,9
	8,55	8,16	29371,35
	7,77	7,385	26581,79
	7	8,25	29695,3
	9,5	9,18	33042,77
	8,86	8,545	30757,13
	8,23	7,915	28489,49
	7,6	7,28	26203,85
	6,96	6,645	23918,21
	6,33	6,015	21650,57
	5,7	5,38	19364,93
	5,06	4,745	17079,3
	4,43	4,115	14811,65
	3,8	2,775	9988,418
	1,75	1,75	6299,003
	1,75	0,875	3149,501
total	190,03	190,03	683999,7

Column with beam	Size of element (mm)	length that correspond to node (mm)	Force on node (N)
		6,945	25000,67
	13,89	12,5	44997,61
	11,11	11,4	41037,82
	11,69	11,45	41217,81
	11,21	10,965	39471,91
	10,72	10,475	37708
	10,23	9,985	35944,09
	9,74	9,5	34198,19
	9,26	9,015	32452,28
	8,77	8,525	30688,37

	8,28	8,04	28942,46
	7,8	7,555	27196,56
	7,31	8,405	30256,39
	9,5	9,185	33064,25
	8,87	8,55	30778,37
	8,23	7,915	28492,49
	7,6	7,285	26224,61
	6,97	6,65	23938,73
	6,33	6,015	21652,85
	5,7	5,385	19384,97
	5,07	4,75	17099,09
	4,43	4,115	14813,21
	3,8	2,775	9989,47
	1,75	1,75	6299,666
	1,75	0,875	3149,833
<hr/>			
total	190,01	190,01	683999,7

Bijlage 2

```
1 NAME "Concrete"
  MCNAME CONCR
  MATMDL LEI
  ASPECT THERMA
  POISON 2.00000E-01
  YOUNG 3.50000E+04
  DENSIT 3.50000E-05
  THERMX 1.00000E-05
2 NAME "Steel_profile"
  MCNAME MCSTEL
  MATMDL ISOTRO
  ASPECT THERMA
  POISON 3.00000E-01
  YOUNG 2.10000E+07
  DENSIT 7.85000E-05
  THERMX 1.17000E-05
3 NAME "Rebar"
  POISON 3.00000E-01
  DENSIT 7.85000E-05
  MCNAME REINFO
  MATMDL LINEAR
  ASPECT THERMA
  YOUNG 2.00000E+07
  THERMX 1.17000E-05
4 NAME STIFF
  MCNAME MCSTEL
  MATMDL ISOTRO
  ASPECT
  POISON 3.00000E-01
  YOUNG 1.00000E+10
5 NAME "concrete_elastic"
  MCNAME CONCR
  MATMDL LEI
  ASPECT
  POISON 2.20000E-01
  YOUNG 3.50000E+04
```


Bijlage 3

```
1 NAME "Concrete"
  MCNAME CONCR
  MATMDL TSCR
  ASPECT
  POISON 2.20000E-01
  YOUNG 35000
  TOTCRK ROTATE
  TENCRV LINEPS
  EPSULT 3.50000E-03
  POIRED DAMAGE
  REDCRV NONE
  TENSTR 3.50000E+00
  COMCRV MC2010
  CNFCRV NONE
  COMSTR 4.00000E+01
2 NAME "Profile"
  MCNAME MCSTEL
  MATMDL TRESCA
  ASPECT
  POISON 3.00000E-01
  YOUNG 2.40000E+05
  TRESSH HARDIA
  HARDEN WORK
  HARDIA 4.70000E+02 2.00000E-03 5.50000E+02 1.70000E-01
        1.00000E-05 1.70010E-01
  YIELD VMISES
3 NAME "Rebar"
  MCNAME MCSTEL
  MATMDL TRESCA
  ASPECT
  POISON 3.00000E-01
  YOUNG 2.00000E+05
  TRESSH NONE
  YIELD VMISES
  YLDVAL 4.50000E+02
4 NAME STIFF
  YOUNG 9.99999E+05
  POISON 3.00000E-01
5 NAME "concrete_elastic"
  MCNAME CONCR
  MATMDL LEI
  ASPECT
  POISON 2.20000E-01
  YOUNG 3.50000E+04
```


Bibliografie

[[Online]. Available: <http://hybridcolumnstruc.weebly.com/smartcoco-1-project.html>.
1
]

[[Online]. Available: <http://best.umd.edu/publications/stm.pdf>.
2
]

[R. Narayanan, "Steel-Concrete Composite Structures".
3
]

[D. J. O. M. Bradford, "Elementary Behaviour of Composite Steel and
4 Concrete Structural Members".
]

[R. Q., "Design of composite columns - steel, concrete or composite
5 approach," Technology Research Group University of Western Sydney
] Penrith, New South, Wales, Australia.

["http://www.wtcb.be/homepage/download.cfm?dtype=publ&doc=wtcb_6-artonline_2004_4_nr7.pdf&lang=nl," [Online].
6
]

[[Online]. Available: <https://www.arcadis.com/nl-be/belgie/>.
7
]

[[Online]. Available: <http://hybridcolumnstruc.weebly.com/smartcoco-8-project.html>.
8
]

Auteursrechtelijke overeenkomst

Ik/wij verlenen het wereldwijde auteursrecht voor de ingediende eindverhandeling:
Experimental testing of steel-concrete hybrid beam-to-column connections

Richting: **master in de industriële wetenschappen: bouwkunde**

Jaar: **2016**

in alle mogelijke mediaformaten, - bestaande en in de toekomst te ontwikkelen - , aan de Universiteit Hasselt.

Niet tegenstaand deze toekenning van het auteursrecht aan de Universiteit Hasselt behoud ik als auteur het recht om de eindverhandeling, - in zijn geheel of gedeeltelijk -, vrij te reproduceren, (her)publiceren of distribueren zonder de toelating te moeten verkrijgen van de Universiteit Hasselt.

Ik bevestig dat de eindverhandeling mijn origineel werk is, en dat ik het recht heb om de rechten te verlenen die in deze overeenkomst worden beschreven. Ik verklaar tevens dat de eindverhandeling, naar mijn weten, het auteursrecht van anderen niet overtreedt.

Ik verklaar tevens dat ik voor het materiaal in de eindverhandeling dat beschermd wordt door het auteursrecht, de nodige toelatingen heb verkregen zodat ik deze ook aan de Universiteit Hasselt kan overdragen en dat dit duidelijk in de tekst en inhoud van de eindverhandeling werd genotificeerd.

Universiteit Hasselt zal mij als auteur(s) van de eindverhandeling identificeren en zal geen wijzigingen aanbrengen aan de eindverhandeling, uitgezonderd deze toegelaten door deze overeenkomst.

Voor akkoord,

Seker, Mehmed

Vankerkom, Rob

Datum: **6/06/2016**