

Dwarskrachtsterkte van geprefabriceerde voorgespannen holle vloerelementen volgens EN 1168

Kim Dijkmans

Promotoren: prof. dr. ir. Luc Taerwe, prof. dr. ir. Stijn Matthys

Begeleiders: dr. ir. Robby Caspee, ir. Peter De Pauw

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van
Master in de ingenieurswetenschappen: bouwkunde

Vakgroep Bouwkundige Constructies

Voorzitter: prof. dr. ir. Luc Taerwe

Faculteit Ingenieurswetenschappen en Architectuur

Academiejaar 2010-2011



Dankwoord

Nu het einde van het academiejaar nadert, en dus ook einde van mijn studies, wil ik iedereen bedanken die heeft bijgedragen tot de realisatie van mijn Masterthesis.

Als eerste wil ik mijn begeleiders dr. ir. Robby Caspeelee en ir. Peter De Pauw bedanken voor hun tijd, hun hulp en hun bijsturing. Zonder hen zou er van mijn Masterthesis geen sprake zijn geweest.

Ook wil ik de bedrijven bedanken voor het beschikbaar stellen van de nodige gegevens. Hierbij wil ik in het bijzonder Hilde vermelden, die steeds snel en zeer correct de gegevens verschaft die ik nodig had.

Tenslotte wil ik mijn ouders, mijn broer en mijn zus bedanken voor hun steun. In het bijzonder wil ik mijn moeder bedanken, die onafgebroken een toeverlaat was voor al mijn problemen, mijn vader voor het nalezen van mijn thesis en mijn broer voor het verschaffen van tips en het nalezen van mijn thesis.

Toelating tot bruikleen

“De auteur geeft de toelating deze Masterproef voor consultatie beschikbaar te stellen en delen van de Masterproef te kopiëren voor persoonlijk gebruik.

Elk ander gebruik valt onder de beperkingen van het auteursrecht, in het bijzonder met betrekking tot de verplichting de bron uitdrukkelijk te vermelden bij het aanhalen van resultaten uit deze Masterproef.”

“The author gives permission to make this Master dissertation available for consultation and to copy parts of this Master dissertation for personal use.

In the case of any other use, the limitations of the copyright have to be respected, in particular with regard to the obligation to state expressly the source when quoting results from this Master dissertation.”

Kim Dijkmans, juni 2010

Dwarskrachtsterkte van geprefabriceerde voorgespannen holle vloerelementen volgens EN 1168

door
Kim Dijkmans

Afstudeerwerk ingediend tot het behalen van de academische graad van master in de
ingenieurswetenschappen: bouwkunde

Promotoren: prof. dr. ir. Luc Taerwe, prof.dr. ir. Stijn Matthys
Begeleiders: dr. ir. Robby Caspeele, ir. Peter De Pauw

Vakgroep Bouwkundige Constructies
Voorzitter: prof. dr. ir. Luc Taerwe
Faculteit Ingenieurswetenschappen en Architectuur
Academiejaar 2010-2011

Overzicht

Het afstudeerwerk is opgebouwd uit drie delen. In een eerste deel worden de verschillende dwarskrachtmodellen besproken. Het tweede deel bestaat uit een analyse van de proefresultaten en het derde deel behandelt de verankeringslengte en de hechtsterkte van niet-gespannen strengen.

In het eerste deel wordt om te beginnen, een algemene inleiding over holle vloerwelfsels en over dwarskrachtsterkte van voorgespannen elementen gegeven. Hierna worden de verschillende dwarskrachtmodellen toegelicht en besproken. Vervolgens worden in dit deel enkele opmerkingen bij de berekening van de dwarskrachtsterkte volgens NBN EN1168+A2 gemaakt en worden deze opmerkingen verder onderzocht. Als laatste wordt de invloed van verschillende karakteristieken op de dwarskrachtsterktes bekeken.

In het tweede deel worden de beschikbare proefresultaten vergeleken met de theoretische modellering. Hiertoe wordt eerst een beschrijving van de proefopstelling verstrekt. Daarna worden de karakteristieken en de doorsneden van de beproefde welfsels gegeven waarmee dan de theoretische modellering uitgevoerd wordt. De theoretische modellering wordt dan vergeleken met de beschikbare proefresultaten verkregen uit proeven voorafgaandelijk uitgevoerd aan het Laboratorium Magnel voor Betononderzoek waaruit enkele conclusies getrokken kunnen worden.

In het derde en laatste deel wordt dieper ingegaan op de verankeringslengte en de hechtsterkte van niet-gespannen strengen. Na een korte inleiding, wordt eerst de verankeringslengte van niet-gespannen strengen besproken. De berekening van de verankeringslengte volgens NBN EN 1168+A2 wordt vervolgens weergegeven. Hierna worden pull-out proeven aan de Universiteit van Missouri beschreven. Op basis van deze proeven, wordt een controle van de verankeringslengte berekend met de NBN EN 1168+A2 uitgevoerd. Als tweede wordt ook de hechtsterkte van niet-gespannen strengen besproken. Hiertoe wordt eerst de berekening van de hechtsterkte volgens de *fib* Model Code 2010 beschreven. Opnieuw zijn er gegevens verstrekt over de hechtsterkte van niet-gespannen strengen door de pull-out proeven aan de Universiteit van Missouri. Op basis van deze proeven, wordt een suggestieve aanbeveling voor de hechtsterkte gedaan voor de implementatie in *fib* Model Code 2010.

Trefwoorden: holle vloerwelfsels, NBN EN 1168, dwarskrachtsterkte, dwarskrachtproeven, verankeringslengte, hechtsterkte, niet-gespannen strengen

Shear Strength of precast prestressed hollow core slabs according to EN 1168

Kim Dijkmans

Supervisors: prof. dr. ir. Luc Taerwe, prof. dr. ir. Stijn Matthys, dr. ir. Robby Caspeele, ir. Peter De Pauw

Abstract – In this paper, the shear strength of hollow core slabs is studied. Previous to this study, shear tests have been performed on different types of hollow core slabs. These experimental results are compared with the theoretical modeling according to NBN EN 1168+A2 [2]. Both the failure mechanism and the failure load has been examined. Additionally, the anchorage length and the bond strength of untensioned prestressing strands has been investigated. Based on pullout tests conducted at the University of Missouri [5], a suggestion is given to adjust the formulas of the NBN EN 1992-1-1 [4] and of the *fib* Model Code 2010 [3] for untensioned prestressing strands.

Keywords – hollow core slabs, NBN EN 1168, shear strength, shear tests, anchorage length, bond strength, untensioned prestressing strands

I. INTRODUCTION

Because of their high quality and low use of materials, prestressed hollow core slabs are often used in a wide range of projects. These hollow core slabs are often fabricated with the technique of extrusion, which makes it difficult to add shear reinforcement. Shear failure of a hollow core slab should be avoided as much as possible because this type of failure occurs suddenly without large deformations.

Several shear tests on prestressed hollow core slabs have been performed previously at the Magnel Laboratory for Concrete Research according to the load procedure of NBN EN 1168+A2 [2]. These test results can be used to assess the performance of the theoretical model according to NBN EN 1168+A2 is. Also an indication of the global safety factor can be calculated.

Furthermore the use of untensioned prestressing strands as concrete reinforcement increases in the concrete construction industry. However there is no rational design method to determine the anchorage length or the bond strength of these untensioned strands.

II. SHEAR MODELS FOR HOLLOW CORE SLABS

Most of the shear models are based on a large empirical data set and FEM analyses. For instance there are several empirical models available to predict the shear strength in the region cracked by bending.

III. ANALYSIS OF SHEAR TESTS

Shear tests

Results are available of twenty-four shear tests performed on different prestressed hollow core slabs. These tests are performed according to the load procedure of NBN EN 1168+A2 [2]. For each test, a visual observation, the failure mechanism and the experimental failure load $Q_{u,exp}$ are provided. Also a picture of the fracture is given.

Theoretical modeling

Based on the cross sections and the characteristics of the tested hollow core slabs, the predicted failure load and the design failure load have been calculated according to NBN EN 1168+A2. To determine the failure load of a hollow core slab, different failure mechanisms should be taken into account. The hollow core slab can fail by shear failure (in the region uncracked or cracked in bending), by bending and/or by anchorage failure. Therefore a multi-criteria approach is necessary.

Comparison

Based on this multi-criteria design method, the failure load $Q_{u,m,num}$ using mean values of the material properties can be calculated. If this theoretical model is unbiased, the ratio between the calculated prediction of the failure load and the experimental failure load should be close to one. Also the failure mechanisms should be the same for both the experimental observation and the calculation. The failure load $Q_{u,d,num}$ using design values of the material properties can also be calculated. The ratio between the calculated design failure load and the experimental failure load, gives an indication of the global safety factor.

Failure mechanism. The failure mechanisms should be the same for both the experimental observation and the calculation. For hollow core slabs with a ratio of the span length l and the depth h , between approximately 15 and 20, the failure mechanism is predicted consistently. With a ratio l/h between approximately 20 and 26, the prediction of the failure mechanism is most often not consistent. This is due to the fact that for these latter hollow core slabs, anchorage failure is found to be poorly predicted. The shear capacity in the region

cracked in bending is also underestimated for these latter hollow core slabs.

Predicted failure load. The predicted failure load is calculated for two cases: one case where the shear capacity in the region uncracked in bending is calculated with method 1 of the NBN EN 1168+A2 and the other case where the shear capacity is calculated with method 2 of the NBN EN 1168+A2.

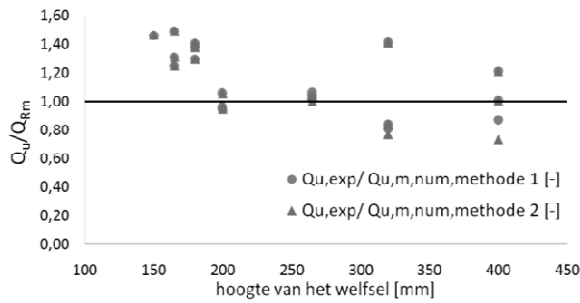


Fig. 1: Ratio between the experimental failure load and the predicted failure load

Table 1: Mean ratio between the experimental failure load and the predicted failure load

h [mm]	l/h [-]	$\left(\frac{Q_{u,exp}}{Q_{u,m,num,method\ 1}}\right)_{mean}$	$\left(\frac{Q_{u,exp}}{Q_{u,m,num,method\ 2}}\right)_{mean}$
400	14,8	1,03	0,98
320	14,7	1,02	1,01
265	14,7	1,04	1,02
200	19,5	0,99	0,99
180	21,7	1,36	1,36
165	23,6	1,35	1,35
150	26	1,28	1,28

For the tested hollow core slabs with a ratio l/h between 15 and 20, the predicted failure load there is a good agreement with the experimental failure load. However, for the tested hollow core slabs with a ratio l/h between 20 and 26, the experimental failure load is larger than the predicted failure load. In these cases the mean ratio of the experimental failure load and the predicted failure load is on average equal to 1,39 with a standard deviation of 0,05. The difference between the experimental failure load and the predicted failure load for hollow core slabs with a ratio l/h between 20 and 26, is due to the fact that anchorage failure is poorly predicted and the fact that there is an underestimation of the shear strength in the region cracked by bending.

Design failure load. The failure load $Q_{u,d,num}$ using design values of the material properties is calculated for the different test specimens. The ratio between the calculated design failure load and the experimental failure load, gives an indication of the global safety factor.

Table 2: Mean ratio between the experimental failure load and the design failure load

h [mm]	l/h [-]	$\left(\frac{Q_{u,exp}}{Q_{u,d,num,method\ 1}}\right)_{mean}$	$\left(\frac{Q_{u,exp}}{Q_{u,d,num,method\ 2}}\right)_{mean}$
400	14,8	2,06	1,71
320	14,7	1,98	1,94
265	14,7	2,27	2,38
200	19,5	1,71	1,71
180	21,7	2,12	2,12
165	23,6	2,06	2,06
150	26	2,25	2,25

The mean ratio between the experimental failure load and the design failure load for hollow core slab is equal to 2,07 for method 1 and 2,04 for method 2 with a standard deviation of 0,24 resp. 0,32. Furthermore, for each tested hollow core slab the design failure load is larger than the experimental failure load. Therefore it can be concluded that the theoretical model according to NBN EN 1168+A2 is safe.

Based on the comparison between the test results and the theoretical model, following conclusions can be drawn:

- For the calculation using mean values of the material properties:
 - Good agreement for hollow core slabs with a ratio l/h between 15 and 20 for both the predicted failure load and the failure mechanism.
 - Poorly predicted failure load and failure mechanism for hollow core slabs with a ratio l/h between 20 and 26.
- For the calculation using design values of the material properties:
 - The global safety factor is approximately equal to 2.
 - The theoretical model is safe.

IV. ANCHORAGE LENGTH AND BOND STRENGTH OF UNTENSIONED STRANDS

To determine the anchorage length and the bond strength of untensioned three-wire prestressing strands, the University of Missouri – Columbia has performed pullout tests. Different configurations such as different embedded lengths, different strand diameters and different concrete strengths, were tested. The test results are illustrated using graphs of the steel stress versus slip and embedment length versus steel stress. Based on these results, the formulas of the NBN EN 1992-1-1 [4] and the *fib* Model Code 2010 [3] are adjusted.

Anchorage length

According to NBN EN 1992-1-1, the ultimate bond stress f_{bd} , is defined by equation (1), in which c is a coefficient depending on the type of reinforcement,

η_1 is a coefficient related to the quality of the bond condition and the position of the bar during concrete casting, η_2 is a coefficient related to the bar diameter and f_{ctd} is the design value of concrete tensile strength.

$$f_{bd} = c \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (1)$$

A coefficient c is available for ribbed bars, dented or ribbed wires and prestressing strands. The coefficient in case of untensioned prestressing strands is verified using the available test results from the University of Missouri.

Making use of this ultimate bond stress, the basic required anchorage length $l_{b,rqd}$ and the design anchorage length can be calculated using the formulas of NBN EN 1992-1-1.

Based on the available test results from literature, the coefficient c in equation (1) is determined for untensioned three-wire prestressing strands. Instead of a coefficient 1,2 which is used in prNBN B 21-605 [1], a coefficient 1,23 should be used for untensioned three-wire prestressing strands. There is a good agreement between the coefficient used in prNBN B 21-605 and the coefficient achieved from the test results.

Bond strength

According to the *fib* Model Code 2010, the relation between the slip s and the bond stress τ_b until the point of general slip, can be described using formula (2), in which $\tau_{b,max}$ is the maximum bond stress, b and s_1 are constants.

$$\tau_b = \tau_{b,max} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^b \quad (2)$$

In *fib* Model Code 2010, $\tau_{b,max}$ is taken proportional to the square root of the characteristic concrete compressive strength $\sqrt{f_{ck}}$.

$$\tau_{b,max} = a \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3)$$

Coefficients a , s_1 and b are available in the *fib* Model Code 2010 for deformed bars.

Based on the test results from the University of Missouri, the coefficients a , s_1 and b in equations (2) and (3) are determined for untensioned three-wire strands. The coefficients a and s_1 appear to be dependent of the nominal strand diameter ϕ .

Finally, for untensioned three-wire prestressing strands, the following values are obtained:

$$b = 0,68 \quad (4)$$

$$a = 0,0516 \cdot \phi [\text{mm}] + 0,2674 \quad (5)$$

$$s_1 = 0,0895 \cdot \phi [\text{mm}] + 0,1997 \quad (6)$$

V. ACKNOWLEDGEMENTS

The author would like to acknowledge the help of dr. ir. Robby Caspeele and ir. Peter De Pauw who provided valuable feedback and data.

VI. REFERENCES

- [1] Bureau voor Normalisatie, Belgische norm prNBN B 21-605: geprefabriceerde betonproducten – Holle vloerplaten – Nationale aanvulling bij NBN EN 1168+A2:2009, Brussels, Belgium, 2009
- [2] Bureau voor Normalisatie, Geregistreerde Belgische norm NBN EN 1168+A2: geprefabriceerde betonproducten – Holle vloerplaten, Brussels, Belgium, 2009
- [3] Comité Euro-internationale du Béton-Federation Internationale du Béton (CEB-FIP), Model Code 2010, Thomas Telford, London, Maart 2010
- [4] Comité Européen de Normalisation. EN1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, Brussels, Belgium, 2010
- [5] Salmons J.R., McCrate T. E. - Bond characteristics of untensioned prestressing strand – PCI Journal/ January-February 1977 p.52-65

Inhoud

Deel 1: Modellen voor de dwarskrachtsterkte van holle welfsels

1	Inleiding.....	1
1.1	Holle vloerelementen.....	1
1.1.1	Definitie.....	1
1.1.2	Fabricatieproces.....	1
1.2	Dwarskrachtsterkte van voorgespannen betonelementen	2
1.2.1	Types dwarskrachtscheuren.....	2
1.2.2	Effecten die de dwarskracht overdragen.....	4
1.2.3	Invloedsfactoren voor dwarskrachtsterkte.....	5
2	Dwarskrachtmodellen	6
2.1	NBN EN 1168+A2.....	6
2.1.1	Zone ongescheurd in buiging	6
2.1.2	Zone gescheurd in buiging	9
2.1.3	Overdracht van de voorspanning.....	10
2.2	DIN 1045-1	11
2.3	ACI 318-05	11
2.3.1	Vereenvoudigde methode	11
2.3.2	Verfijnde methode	12
2.4	Model van Zink.....	12
2.5	Model van Remmel	13
2.6	Model van Lubell.....	13
2.7	Vergelijking tussen de verschillende modellen.....	13
3	Opmerkingen bij de berekening van dwarskrachtsterkte volgens NBN EN 1168+A2: case study's ..	14
3.1	Dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging: methode 1	14
3.1.1	Welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan	14
3.1.2	Welfsel met voorspanstrengen bovenaan	23
3.1.3	Conclusies en aanbevelingen	32
3.2	Dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging: methode 2	33
3.2.1	Welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan	33
3.2.2	Welfsel met voorspanstrengen bovenaan	34
3.2.3	Vergelijking met formule voor dwarskrachtsterkte in EN 1992-1-1:2004	34
3.2.4	Vergelijking dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 1 of met methode 2.....	35
3.2.5	Conclusies en aanbevelingen	37
4	Variaties van de karakteristieken.....	39

4.1	Karakteristieken van het welfsel	39
4.2	Voorspelde waarden van de dwarskrachtsterkte	39
4.3	Rekenwaarden van de dwarskrachtsterkte	46
4.4	Conclusie	47

Deel 2: Analyse van dwarskrachtproeven

1	Inleiding.....	49
2	Proefopstelling	50
2.1	Drukproeven.....	50
2.2	Dwarskrachtproeven.....	50
3	Karakteristieken van de welfsels.....	51
3.1	Doorsneden	51
3.2	Eigenschappen beproefde welfsels.....	55
4	Beschrijving van de beschikbare proefresultaten	57
4.1	Overzicht van de proeven en eigenschappen	57
4.2	VW400-I.....	58
4.3	VW400-II.....	58
4.4	VW400-III.....	58
4.5	VW320-I.....	59
4.6	VW320-II.....	59
4.7	VW320-III.....	59
4.8	VW265-I.....	60
4.8.1	VW265-I-1	60
4.8.2	VW265-I-2	60
4.8.3	VW265-I-3	60
4.9	VW265-II.....	61
4.9.1	VW265-II-1	61
4.9.2	VW265-II-2	61
4.9.3	VW265-II-3	61
4.10	VW200-I.....	62
4.10.1	VW200-I-1	62
4.10.2	VW200-I-2	62
4.10.3	VW200-I-3	62
4.11	VW180-I.....	62
4.11.1	VW180-I-1	62
4.11.2	VW180-I-2	63
4.11.3	VW180-I-3	63

4.12	VW165-I.....	64
4.12.1	VW165-I-1	64
4.12.2	VW165-I-2	64
4.12.3	VW165-I-3	64
4.13	VW150-I.....	65
4.13.1	VW150-I-1	65
4.13.2	VW150-I-2	65
4.13.3	VW150-I-3	65
5	Theoretische modellering	66
5.1	Dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd door buiging	68
5.2	Dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd door buiging	69
5.3	Puntlast waarbij buigingsscheuren optreden	71
5.4	Bezwijken door buiging	72
5.4.1	Welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan	74
5.4.2	Welfsel met voorspanstrengen bovenaan	78
5.4.3	Bezwijklasten van de beproefde welfsels	81
5.5	Bezwijken door verankeringsbreuk.....	81
5.6	Overzicht theoretische modellering.....	85
6	Overzicht van de theoretische modellering en de beschikbare proefresultaten	89
7	Vergelijking van de theoretische modellering met de beschikbare proefresultaten	90
7.1	VW400-I.....	90
7.2	VW400-II.....	90
7.3	VW400-III.....	91
7.4	VW320-I.....	91
7.5	VW320-II.....	92
7.6	VW320-III.....	92
7.7	VW265-I.....	92
7.7.1	VW265-I-1	93
7.7.2	VW265-I-2	93
7.7.3	VW265-I-3	93
7.8	VW265-II.....	93
7.8.1	VW265-II-1	93
7.8.2	VW265-II-2	94
7.8.3	VW265-II-3	94
7.9	VW200-I.....	94
7.9.1	VW200-I-1	94
7.9.2	VW200-I-2	94
7.9.3	VW200-I-3	95

7.10	VW180-I.....	95
7.10.1	VW180-I-1	95
7.10.2	VW180-I-2	95
7.10.3	VW180-I-3	96
7.11	VW165-I.....	96
7.11.1	VW165-I-1	96
7.11.2	VW165-I-2	96
7.11.3	VW165-I-3	96
7.12	VW150-I.....	97
7.12.1	VW150-I-1	97
7.12.2	VW150-I-2	97
7.12.3	VW150-I-3	97
7.13	Algemene vergelijking van de resultaten.....	97
7.13.1	Bezwijkmechanisme	97
7.13.2	Vergelijking van de beschikbare proefresultaten met de modellering met gemiddelde waarden van materiaalkarakteristieken	99
7.13.3	Vergelijking van de beschikbare proefresultaten met de modellering met rekenwaarden van materiaalkarakteristieken	104
8	Conclusie	110

Deel 3: Verankeringslengte en hechtsterkte van niet-gespannen strengen

1	Inleiding.....	113
2	Verankeringslengte van niet-gespannen strengen	114
2.1	NBN EN 1992-1-1.....	114
2.2	Pull-out proeven aan de Universiteit van Missouri in Columbia	115
2.3	Aanbevelingen voor implementatie in EN 1992-1-1	116
3	Hechtsterkte van niet-gespannen strengen.....	122
3.1	fib Model Code 2010.....	122
3.2	Pull-out proeven aan de Universiteit van Missouri in Columbia	123
3.3	Aanbevelingen voor implementatie in fib Model Code 2010	123
4	Conclusie en aanbevelingen.....	126

Lijst van figuren

Figuur 1: Scheurbeeld van een eenvoudig opgelegde betonligger [18]	3
Figuur 2: Afschuiftrekbreek [18]	3
Figuur 3: Bezwijken door verbrijzeling van de rib door overdreven druk [18]	3
Figuur 4: Buigings-afschuivingsbreek [18]	4
Figuur 5: Druk-afschuivingsbreek [18]	4
Figuur 6: Lijn waarop de dwarskrachtsterkte berekend moet worden volgens methode 1	7
Figuur 7: Lijn waarop de dwarskrachtsterkte berekend moet worden volgens methode 2	8
Figuur 8: Beschrijving van de hechtingsvoorwaarden [11]	10
Figuur 9: VW265-I.....	14
Figuur 10: Indeling doorsnede in een aantal discrete punten	15
Figuur 11: Lastenschema.....	18
Figuur 12: Oorspronkelijke doorsnede en vereenvoudigde I-sectie	20
Figuur 13: Vereenvoudigde doorsnede.....	21
Figuur 14: VW400-II	23
Figuur 15: Indeling doorsnede in een aantal discrete punten	24
Figuur 16: Fijnere indeling van de doorsnede in een aantal discrete punten	25
Figuur 17: Vereenvoudigde doorsnede.....	30
Figuur 18: VW265-I	39
Figuur 19: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de nuttige hoogte d	42
Figuur 20: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de wapeningshoeveelheid A_p	43
Figuur 21: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de gemiddelde betondruksterkte f_{cm}	43
Figuur 22: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de voorspankracht P_{mt}	44
Figuur 23: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de breedte b_w	45
Figuur 24: Detail van de roloplegging [7]	50
Figuur 25: VW400-I	51
Figuur 26: VW400-II	51
Figuur 27: VW400-III	52
Figuur 28: VW320-I	52
Figuur 29: VW320-II	52
Figuur 30: VW320-III	53
Figuur 31: VW265-I	53
Figuur 32: VW265-II	53
Figuur 33: VW200-I	54
Figuur 34: VW180-I	54
Figuur 35: VW165-I	54
Figuur 36: VW150-I	54
Figuur 37: Lastenschema.....	55
Figuur 38: Breukaspect VW400-I.....	58
Figuur 39: Breukaspect VW400-II.....	58
Figuur 40: Breukaspect VW400-III.....	58
Figuur 41: Breukaspect VW320-I.....	59
Figuur 42: Breukaspect VW320-II.....	59
Figuur 43: Breukaspect VW320-III.....	59
Figuur 44: Breukaspect VW265-I-1	60

Figuur 45: Breukaspect VW265-I-2	60
Figuur 46: Breukaspect VW265-I-3	60
Figuur 47: Breukaspect VW265-II-1	61
Figuur 48: Breukaspect VW265-II-2	61
Figuur 49: Breukaspect VW265-II-3	61
Figuur 50: Breukaspect VW200-I-1	62
Figuur 51: Breukaspect VW200-I-2	62
Figuur 52: Breukaspect VW200-I-3	62
Figuur 53: Breukaspect VW180-I-1	63
Figuur 54: Breukaspect VW180-I-2	63
Figuur 55: Breukaspect VW180-I-3	63
Figuur 56: Breukaspect VW165-I-1	64
Figuur 57: Breukaspect VW165-I-2	64
Figuur 58: Breukaspect VW165-I-3	64
Figuur 59: Breukaspect VW150-I-1	65
Figuur 60: Breukaspect VW150-I-2	65
Figuur 61: Breukaspect VW150-I-3	65
Figuur 62: Oorspronkelijke doorsnede en vereenvoudigde I-sectie	72
Figuur 63: Vereenvoudigde doorsnede	73
Figuur 64: Bilineair diagram van het voorspanstaal	74
Figuur 65: Tabel met het gereduceerd moment μ , de mechanische wapeningsverhouding ω , de dimensieloze hoogte van de drukzone ξ , de betonrek aan de bovenvezel ϵ_c en de rek van de voorspanstrengen onderaan ϵ_{p2} [19]	76
Figuur 66: Nodige verankeringslengte [19]	82
Figuur 67: Beschrijving van de hechttingsvoorwaarden [11]	82
Figuur 68: Bepaling c_d [11]	83
Figuur 69: $Q_{u,exp}/Q_{u,m,num}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2	100
Figuur 70: $Q_{u,exp}/Q_{u,num,m}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2 zonder proefresultaat VW150-I-3	101
Figuur 71: $Q_{u,exp}/Q_{u,m,num}$ en $(Q_{u,exp}/Q_{u,m,num})_{gemiddeld}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2 zonder proefresultaat VW150-I-3 en zonder welfsel VW265-II	103
Figuur 72: $Q_{u,exp}/Q_{u,d,num}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2	107
Figuur 73: $Q_{u,exp}/Q_{u,d,num}$ en $(Q_{u,exp}/Q_{u,d,num})_{gemiddeld}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2 zonder proefresultaat VW150-I-3	108
Figuur 74: $Q_{u,exp}/Q_{u,num,d}$ en $(Q_{u,exp}/Q_{u,num,d})_{gemiddeld}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 zonder proefresultaat VW150-I-3	108
Figuur 75: $Q_{u,exp}/Q_{u,num,d}$ en $(Q_{u,exp}/Q_{u,num,d})_{gemiddeld}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 2 zonder proefresultaat VW150-I-3	109
Figuur 76: Staalspanning in functie van de verankeringslengte van de 3-draadsstrengen [17]	115
Figuur 77: Grafiek voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen a1 t.e.m. a5	118
Figuur 78: Grafiek voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen b1 t.e.m. b3	119
Figuur 79: Grafiek voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen c1 t.e.m. c4	119
Figuur 80: Verankeringslengte in functie van de staalspanning	120
Figuur 81: Verankeringslengte in functie van staalspanning	120

Figuur 82: Typisch verloop τ_b -s [18]	122
Figuur 83: Schets van het rekenmodel van <i>fib</i> Model Code 2010 [10]	122
Figuur 84: Slip t.o.v. hechtspanning voor verschillende strengdiameters [17]	123
Figuur 85: Verband hechtspanning-slip	124
Figuur 86: Coëfficiënt a in functie van de diameter ϕ	124
Figuur 87: Coëfficiënt s_1 in functie van de diameter ϕ	125
Figuur 88: Verband slip-hechtspanning	125

Lijst van tabellen

Tabel 1: Betoneigenschappen per doorsnijding.....	16
Tabel 2: Normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijding ...	16
Tabel 3: Momenten, normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijding	17
Tabel 4: Momenten, normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijding	18
Tabel 5: Fictieve eigenschappen, normaalspanningen, schuifspanningen & voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnede	19
Tabel 6: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes	22
Tabel 7: Betoneigenschappen per doorsnijding	24
Tabel 8: Normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijding ...	25
Tabel 9: Betoneigenschappen per doorsnijding voor de verfijnde discretisatie	25
Tabel 10: Normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijding voor de verfijnde discretisatie.....	26
Tabel 11: Voorspelde dwarskrachtsterktes berekend met de betondoorsnede	27
Tabel 12: Fictieve eigenschappen, normaalspanningen, schuifspanningen & voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnede	28
Tabel 13: Voorspelde dwarskrachtsterktes berekend met de fictieve doorsnede.....	29
Tabel 14: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes	31
Tabel 15: Karakteristieke welfsel, voorspelde dwarskrachtsterkte en rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte	33
Tabel 16: Karakteristieke welfsel, voorspelde dwarskrachtsterkte en rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte	34
Tabel 17: Dwarskrachtsterktes volgens EN 1992-1-1:2004	35
Tabel 18: Verhouding van dwarskrachtsterktes berekend met EN1992-1-1 op berekend met NBN EN 1168+A2	35
Tabel 19: Voorspelde dwarskrachtsterktes samengevat	35
Tabel 20: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes samengevat.....	36
Tabel 21: Verhoudingen van voorspelde waarden van dwarskrachtsterktes.....	36
Tabel 22: Verhoudingen van rekenwaarden van dwarskrachtsterktes	36
Tabel 23: Voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd in buiging voor de verschillende modellen	40
Tabel 24: Verhoudingen van de voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd in buiging voor de verschillende modellen	40
Tabel 25: Voorspelde dwarskrachtsterktes [kN] voor variatie van de nuttige hoogte d, de wapeningshoeveelheid A_p en de gemiddelde betondruksterkte f_{cm}	41
Tabel 26: Voorspelde dwarskrachtsterktes [kN] voor variatie van de voorspankracht P_{mt} en de breedte b_w	41
Tabel 27: $(V_{Rm,var}-V_{Rm,werkelijk})/V_{Rm,werkelijk}$ [%] voor variatie van de nuttige hoogte d, de wapeningshoeveelheid A_p , de gemiddelde betondruksterkte f_{cm} , de voorspankracht P_{mt} en de breedte b_w	41
Tabel 28: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes [kN] voor variatie van de nuttige hoogte d, de wapeningshoeveelheid A_p en de gemiddelde betondruksterkte f_{cm}	46
Tabel 29: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes [kN] voor variatie van de voorspankracht P_{mt} en de breedte b_w	46

Tabel 30: $(V_{Rd,var} - V_{Rd,werkelijk}) / V_{Rd,werkelijk}$ [%] voor variatie van de nuttige hoogte d , de wapeningshoeveelheid A_p , de gemiddelde betondruksterkte f_{cm} , de voorspankracht P_{mt} en de breedte b_w	46
Tabel 31: Effect van de variatie van de karakteristieken op voorspelde dwarskrachtsterkte berekend voor de verschillende modellen.....	48
Tabel 32: Eigenschappen van de beproefde welfsels deel 1	55
Tabel 33: Eigenschappen beproefde welfsels deel 2	56
Tabel 34: Data van VW400-I, VW400-II, VW400-III, VW320-I, VW320-II en VW320-III.....	57
Tabel 35: Data van VW265-I en WV265-II.....	57
Tabel 36: Data van VW200-I en WV180-I.....	57
Tabel 37: Data van VW165-I en WV150-I.....	57
Tabel 38: Bezwijklast voor doorsneden wanneer verankeringsbreuk optreedt bij buigingsscheuren.....	67
Tabel 39: Bezwijklast voor doorsneden wanneer geen verankeringsbreuk optreedt bij buigingsscheuren	67
Tabel 40: Voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd door buiging omgezet naar puntlasten voor NBN, DIN en ACI	68
Tabel 41: Voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd door buiging omgezet naar puntlasten voor Zink, Lubell en Remmel	69
Tabel 42: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd door buiging omgezet naar puntlasten voor de NBN	69
Tabel 43: Voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd door buiging omgezet naar puntlasten	70
Tabel 44: Rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd door buiging omgezet naar puntlasten.....	70
Tabel 45: Voorspelde waarden en rekenwaarden van de puntlasten waarbij buigingsscheuren optreden	72
Tabel 46: Voorspelde puntlast en rekenwaarde van de puntlast voor bezwijken onder buiging	81
Tabel 47: Verankeringsbreuk voor de verschillende types welfsels	85
Tabel 48: Overzicht voorspelde puntlasten deel 1	85
Tabel 49: Overzicht voorspelde puntlasten deel 2	86
Tabel 50: Overzicht rekenwaarden van de puntlasten	86
Tabel 51: Bezwijkmechanismen	87
Tabel 52: Bezwijkmechanismen aantallen	87
Tabel 53: Bezwijkmechanismen percentages	87
Tabel 54: Samenvatting proefresultaten en theoretische modellering.....	89
Tabel 55: Vergelijking theoretische modellering met proefresultaten.....	98
Tabel 56: $Q_{u,exp}$, $Q_{u,m,num,methode\ 1}$, $Q_{u,m,num,methode\ 2}$ voor de verschillende beproefde welfsels.....	99
Tabel 57: $Q_{u,exp} / Q_{u,m,num,methode\ 1}$ en $Q_{u,exp} / Q_{u,m,num,methode\ 2}$ voor de verschillende beproefde welfsels	100
Tabel 58: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast per hoogte van de welfsels	102
Tabel 59: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast per hoogte van de welfsels, zonder welfsel VW265-II.....	102
Tabel 60: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast per hoogte van de welfsels, zonder welfsel VW265-II en zonder proefresultaat VW150-I-3	103
Tabel 61: De experimenteel bekomen scheurlast $Q_{cr,exp}$ vergeleken met de voorspelde scheurlast $Q_{cr,m}$	104
Tabel 62: $Q_{u,exp}$ en $Q_{u,b}$ voor de welfsels type VW165-I en VW150-I	104
Tabel 63: $Q_{u,exp}$, $Q_{u,d,num,methode\ 1}$, $Q_{u,d,num,methode\ 2}$ voor de verschillende beproefde welfsels	105

Tabel 64: $Q_{u,exp} / Q_{u,d,num,methode\ 1}$ en $Q_{u,exp} / Q_{u,d,num,methode\ 2}$ voor de verschillende beproefde welfsels.....	106
Tabel 65: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de rekenwaarde van de bezwijklast per hoogte van de welfsels	107
Tabel 66: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de rekenwaarde van bezwijklast per hoogte van de welfsels, zonder proefresultaat VW150-I-3	107
Tabel 67: Ingebedde lengte, diameter van de strengen en betonkwaliteit van de proefstukken.....	115
Tabel 68: Voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen a1 t.e.m. a5	117
Tabel 69: Voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen b1 t.e.m. b3	117
Tabel 70: Voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen c1 t.e.m. c4.....	118
Tabel 71: Karakteristieken van de proefstukken	123

Notatielijst

Romeinse hoofdletters

A_c	oppervlakte van de betondoorsnede
A_i	oppervlakte van de fictieve doorsnede
A_p	oppervlakte van de voorspanwapening
A_{sl}	oppervlakte van de langswapening
E_c	elasticiteitsmodulus van beton
E_s	elasticiteitsmodulus van staal
I	traagheidsmoment
L_e	ingebiede lengte
M	buigend moment
M_g	buigend moment ten gevolge van het eigengewicht belastingen
M_Q	buigend moment ten gevolge van een verticale puntlast
P_{mt}	voorspankracht
$P_{mt,d}$	rekenwaarde van de voorspankracht
$P_{mt,m}$	gemiddelde waarde van de voorspankracht
Q	puntlast
Q_{cr}	puntlast waarbij een buigingsscheur optreedt
$Q_{gescheurd}$	puntlast waarbij dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging optreedt
$Q_{ongescheurd}$	puntlast waarbij dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging optreedt
$Q_{u,b}$	puntlast waarbij bezwijken door buiging optreedt
$Q_{u,num}$	theoretisch berekende bezwijklast
$Q_{u,exp}$	experimenteel bekomen bezwijklast
S	statisch moment
S_c	statisch moment van de doorsnede boven de zwaartepuntsas en om de zwaartepuntsas
$S_c(y)$	statisch moment van de doorsnede boven de hoogte y en om de zwaartepuntsas
V	dwarskracht
V_R	weerstandbiedende dwarskracht
V_{Rd}	rekenwaarde van de weerstandbiedende dwarskracht

V_{Rm}	voorspelde weerstandbiedende dwarskracht (dit wil zeggen berekend met gemiddelde materiaalkarakteristieken)
Y_c	hoogte van de zwaartepuntsas ten opzichte van de ondervezel
Y_{pt}	hoogte van de voorspanlaag ten opzichte van de ondervezel

Romeinse kleine letters

a	kortste afstand van de oplegging tot de puntlast
a_g	aggregaatgrootte
b	breedte
b_{tot}	totale breedte van het welfsel
b_w	breedte van de doorsnede
$b_{w,min}$	minimale breedte van de doorsnede
$b_{w,ZP}$	breedte van de doorsnede op de zwaartepuntsas
b_1	breedte van de geïsoleerde I-doorsnede
b_2	breedte van de kanalen in de vereenvoudigde doorsnede
b_3	breedte van de rechthoeken voorkomend in de vereenvoudigde doorsnede
c	langste afstand van de oplegging tot de puntlast
d	nuttige hoogte
f_{bd}	ontwerpwaarde van de hechtspanning
f_{bpt}	hechtsterkte
f_c	betondruksterkte
f_{cd}	rekenwaarde van de betondruksterkte
f_{ck}	karakteristieke betondruksterkte
f_{cm}	gemiddelde betondruksterkte
f_{ct}	betontreksterkte
f_{ctd}	rekenwaarde van de betontreksterkte
$f_{ctk,0.05}$	karakteristieke waarde van de betontreksterkte
f_{ctm}	gemiddelde betontreksterkte
f_s	staalspanning
f_{pk}	karakteristieke treksterkte van voorspanstrengen
g	eigengewicht

h	hoogte van het welfsel
h_1	hoogte van de lijfplaat van de vereenvoudigde doorsnede
l	lengte van de overspanning
l_{bd}	ontwerpwaarde van de verankeringslengte
$l_{b,rqd}$	basisverankeringslengte
l_{cr}	afstand van de scheur tot het beginpunt van de overdrachtslengte
l_{pt}	overdrachtslengte
l_{pt1}	onderste grens van de overdrachtslengte
l_{pt2}	bovenste grens van de overdrachtslengte
l_x	afstand van de beschouwde sectie tot het beginpunt van de overdrachtslengte
m	aantal kanalen in het welfsel
n	aantal lagen voorspanwapening
s	slip
s_e	effectieve scheurbreedte
t_f	flensdikte van de vereenvoudigde I-doorsnede
t_w	ribbreedte van de vereenvoudigde I-doorsnede
u	omtrek van de streng

Griekse letters

α	equivalentiecoëfficiënt
α_{ct}	reductiefactor voor de betontreksterkte
α_l	maat voor de overdracht van de voorspanning
β	reductiefactor voor de overdrachtslengte
γ_c	veiligheidscoëfficiënt beton
γ_p	veiligheidscoëfficiënt voorspanwapening
γ_s	veiligheidscoëfficiënt staal
ϵ_p	rek van de voorspanstreng
μ	gereduceerd moment
ρ	wapeningsverhouding
ρ_l	langswapeningsverhouding

σ	normaalspanning
σ_{cp}	betondrukspanning
σ_{pd}	spanning in de voorspanstreng
σ_{pmo}	spanning in de strengen na lossen van de strengen
$\sigma_{pm\infty}$	spanning in de voorspanstreng rekening houdend met de voorspanverliezen
σ_{sd}	staalspanning
σ_1	hoofdtrekspanning
τ	schuifspanning
τ_b	hechtspanning
$\tau_{b,f}$	residuele hechtspanning
$\tau_{b,max}$	maximale hechtspanning
ϕ	nominale diameter van de voorspanstrengen, wapeningsstaven of voerspandraden
ω	mechanische wapeningsverhouding

Suffixen

beton	berekening met betondoorsnede
fictief	berekening met fictieve doorsnede
m	voorspelde of gemiddelde
met $M_{Ed,EG}$	berekening rekening houdend met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht
met $M_{Ed,EG+Q}$	berekening rekening houdend met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht en de verticale puntlast
methode 1	berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd door buiging met de methode 1 van NBN EN 1168+A2
methode 2	berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd door buiging met de methode 2 van NBN EN 1168+A2
d	reken-
E	aangrijpend
EG	eigengewicht
Q	puntlast

Deel 1:

Modellen voor de dwarskrachtsterkte van holle welfsels

1 Inleiding

1.1 Holle vloerelementen

1.1.1 Definitie

Holle vloerplaten zijn geprefabriceerde, voorgespannen betonnen elementen met langse kanalen die dienen om het eigengewicht te verminderen en bijgevolg ook de kostprijs. Deze langse kanalen kunnen bovendien gebruikt worden om elektrische en/of mechanische leidingen aan te brengen [16]. In functie van de nodige belastingen en de nodige overspanningen, worden deze holle vloerplaten in verschillende diktes gemaakt [13]. Het percentage holle ruimtes van holle vloeren (dit is de verhouding van het volume kanalen ten opzichte van het volume van een volle plaat met dezelfde dikte) ligt tussen 30 en 50%. De zijanten van de elementen zijn geprofileerd om schuifkrachten te kunnen overbrengen tussen de aanpalende vloerelementen na opvulling en verharding van de langsvoeegen.

Door hun hoge kwaliteit en hun laag materiaalgebruik behoren holle vloerplaten tot één van de meest geavanceerde producten in de voorspan-betonindustrie [16]. Deze holle vloerplaten worden namelijk gemaakt uit beton van hoge kwaliteit en met een lage watercementfactor. Het lage materiaalverbruik uit zich vooral in het feit dat met een kleine constructiehoogte grote overspanningen mogelijk zijn. Dit is o.a. het gevolg van de aanwezigheid van de kanalen en de hoge sterkte van de strengen, waardoor strengen met een kleine diameter gebruikt kunnen worden. Een bijkomend voordeel is dat door prefabricatie de elementen snel en eenvoudig kunnen samengesteld worden tot vloeren (met of zonder top laag).

1.1.2 Fabricatieproces

De fabricatie van holle vloerplaten kan op verschillende manieren gebeuren zoals door slip-forming, wet-casting en extrusie. Bij het extrusieproces, wordt gebruik gemaakt van 'low slump' beton. Hierbij wordt het beton gestort door gebruik te maken van een extrudeermachine, bestaande uit een stalen bekisting die de vorm heeft van de plaat. Stalen cilinders, waarop zich spiralen met groter wordende spoed (=avegaar) bevinden, zijn aangebracht in de bekisting. Aangedreven door een motor kunnen deze cilinders om hun lengteas roteren. Het storten van het beton gebeurt van bovenaf in de bekisting, waarna de cilinders het beton verdichten. De spiralen op de cilinders en de afzetting ervan tegen het reeds gestorte beton, doen de machine langs de bank voortbewegen. Door de ruimte die de cilinders achterlaten, worden de kanalen gevormd. Dit komt doordat het beton erg droog is en de cohesie ervan vrij groot is. Eventueel kunnen ook de nodige uitsparingen voor het vormen van verbindingen aangebracht worden.

Het tweede fabricatieproces maakt gebruik van 'normal slump' beton. Bij het glijvormproces zal het beton verdicht worden door hoogfrequent trillen. De zijanten kunnen ofwel door een vaste vorm, ofwel met behulp van een glijvormmachine gefabriceerd worden.

Bij de fabricatie van voorgespannen holle vloerwelfsels worden eerst voorspanstrengen getrokken in een bank van 80 tot 150m lengte en een breedte van 1,2m.

Wanneer het beton voldoende verhard is, zal men de voorspanning aanbrengen door de strengen door te knippen. Door middel van een diamantzaag worden dan ook de continue platen in stukken van gewenste lengte gezaagd.

Het systeem werkt dus met voorgerekt staal en de strengen zullen verankerd worden op kleef. Hierdoor zal de introductie van de voorspanning over een bepaalde overdrachtslengte plaatsvinden.

Het extrusieproces is een goedkope productiemethode die toch een zeer hoge kwaliteit van het beton realiseert. Maar ten gevolge van dit proces wordt het plaatsen van dwarswapening quasi onmogelijk gemaakt. Hierdoor is het mogelijk dat het afschuifdraagvermogen bepalend wordt voor het bezwijken van de constructie.

Bovendien zijn het afschuifdraagvermogen en de hechtsterkte afhankelijk van de treksterkte, de compactheid en de samenstelling van het beton. Hierdoor is het afschuifdraagvermogen afhankelijk van de machine die voor het extrusieproces gebruikt wordt en de kwaliteit van het beton.

1.2 Dwarskrachtsterkte van voorgespannen betonelementen

Het bezwijken van een ligger aan dwarskracht wil men zoveel mogelijk vermijden, vermits dit type breuk vrij plots gebeurt zonder grote vervormingen. Ook kan het zijn dat, wanneer er geen dwarskrachtwapening aangebracht wordt, het afschuifdraagvermogen bepalend wordt voor het bezwijken van de constructie. Het nazicht van dwarskracht is dus van groot belang. Maar toch bestaat er geen rationele ontwerpmethode voor holle vloerplaten. De meeste ontwerpen zijn tot nu toe gebaseerd op formules die ontwikkeld werden voor eenvoudig gewapende betonelementen.

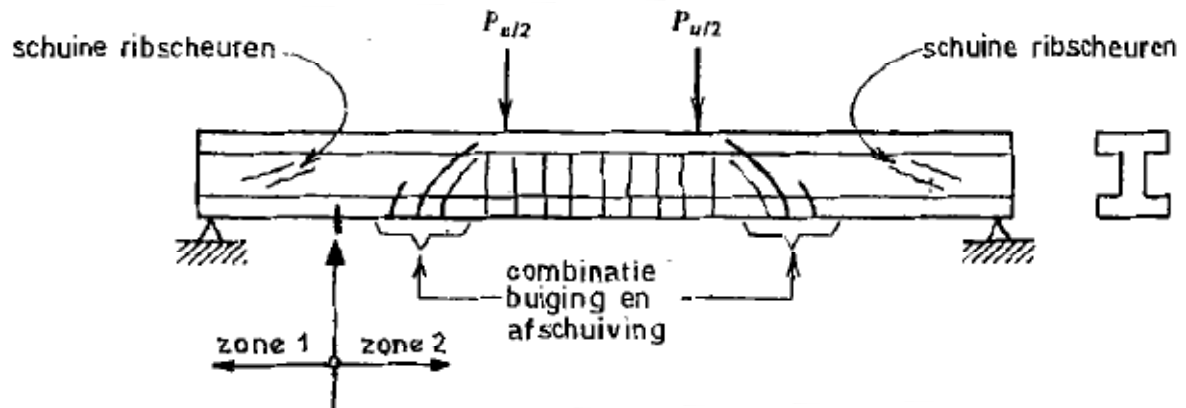
Wel kan men opmerken dat het ontwerp van gewapend beton onder buiging en axiale krachten goed gekend is. Dit komt omdat deze modellen afgeleid zijn uit de mechanica. Bij dwarskracht is het weerstandbiedend gedrag echter zeer complex. De meeste van de modellen voor dwarskracht zijn gebaseerd op empirische data, waarop regressieanalyse is toegepast [4]. Men heeft dus nog geen algemeen aanvaardbare theorie voor de uiterste grenstoestand van betonelementen onder dwarskracht. Wel heeft men veel empirische formules ter beschikking.

Om de verschillende modellen voor de berekening van de dwarskrachtsterkte te bekijken, is het belangrijk om een goed beeld te vormen van de parameters die de dwarskrachtsterkte van de holle vloerplaat zullen bepalen. De empirische formules zullen dan ook deze (of sommige van deze) parameters in rekening brengen.

De globale spanningstoestand is bepalend voor het constructief gedrag van het betonelement en daardoor moeten zowel in de ongescheurde toestand als in de gescheurde toestand buigings- en afschuivingseffecten samen bekeken worden. Betonnen elementen moeten namelijk buiging en schuifspanningen kunnen weerstaan.

1.2.1 Types dwarskrachtscheuren

Er zijn verschillende types scheuren die functie zijn van de verhouding van het buigend moment op de dwarskracht M/V , de geometrie van de doorsnede en de aanwezige wapening (Figuur 1).



Figuur 1: Scheurbeeld van een eenvoudig opgelegde betonligger [18]

Voor de bezwijkmechanismen moet men de holle vloerplaat opdelen in 2 zones: een zone gescheurd door buiging (de centrale zone van een eenvoudig opgelegde ligger) en een zone ongescheurd door buiging (de zone nabij de steunpunten) [18][12].

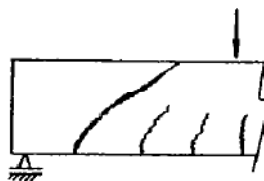
In de zone gescheurd door buiging beginnen alle bezwijkmechanismen met een verticale buigscheur aan de ondervezel. Deze scheuren ontstaan doordat de trekspanningen die veroorzaakt zijn door het buigend moment, de treksterkte van het beton overschrijden. De verticale scheur zal zich verder ontwikkelen tot een schuine afschuifscheur door het lijf heen naar de gedrukte zone toe, naarmate de schuifspanningen toenemen.

In de zone ongescheurd door buiging zijn de dwarskrachten niet verwaarloosbaar ten opzichte van het buigend moment. Als onder invloed van de dwarskracht de hoofdtrekspanning de treksterkte overschrijdt, ontstaat er een schuine scheur in het lijf van het element. In de meeste gevallen zal dit dan ook resulteren in onmiddellijk bezwijken. De grens tussen deze twee zones is de doorsnede waar de buigtrekspanningen (door buigend moment en voorspanning) de betontreksterkte bereiken.

Er zijn verschillende types dwarskrachtscheuren.

1) Afschuiftrekbreek of bezwijken door "schuine trek"

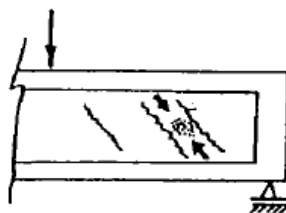
Wanneer het bezwijken op afschuiving zal plaatsvinden volgens het principe van afschuiftrekbreek, zal er een diagonale scheur optreden als de schuifspanning de treksterkte van het beton bereikt.



Figuur 2: Afschuiftrekbreek [18]

2) Bezwijken door verbrijzeling van de rib door overdreven druk

In een dunwandige lijfplaat kan het beton ingesloten tussen de gehelde scheuren bezwijken op druk. Dit type bezwijken komt voor wanneer de hoofddrukspanning de druksterkte van het beton heeft bereikt. Ook dit bezwijkmechanisme is van het brosse type.

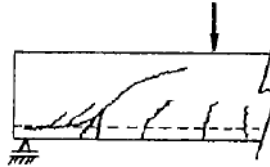


Figuur 3: Bezwijken door verbrijzeling van de rib door overdreven druk [18]

3) Buigings-afschuivingsbreuk

De (verticale) buigingsscheuren breiden zich verder uit vertrekkend van de ondervezel. Naarmate de scheurhoogte toeneemt, buigen deze scheuren af.

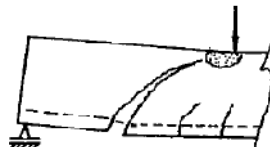
Dit type van dwarskrachtbreuk gaat dikwijls gepaard met een secundaire horizontale scheur die langsheen de wapening loopt waardoor de hechting verdwijnt en een verankeringsbreuk (shear-tension failure) kan optreden. Verankeringsbreuk zal optreden in de overdrachtszone van de voorspanning. Bij verankeringsbreuk zal de lengte van de strengen buiten de scheur te klein zijn (waardoor de kleef te klein is en er dus onvoldoende verankeringscapaciteit ontwikkeld is) om de hogere spanningen op te nemen. De strengen zullen dan slippen en uit het beton getrokken worden.



Figuur 4: Buigings-afschuivingsbreuk [18]

4) Druk-afschuivingsbreuk (shear-compression failure)

Het beton kan ook bovenaan de gehelde scheur verbrijzelen. Dit kan enkel voorkomen als de verankerings- of vervormingscapaciteit voldoende groot is zodat de strengen hun hechting niet verliezen vooraleer de maximale stuik van het beton bereikt wordt. Het verbrijzelen van het beton gebeurt bros, maar wordt steeds voorafgegaan door hoge slip of verlenging van de strengen.



Figuur 5: Druk-afschuivingsbreuk [18]

1.2.2 Effecten die de dwarskracht overdragen

Wanneer er geen dwarskrachtwapening aangebracht wordt, zullen de volgende effecten de dwarskracht overdragen:

- 1) Afschuifsterkte van de drukzone
- 2) Haakweerstand van de onregelmatige scheuren (aggregate interlock)
- 3) Deuvelwerking van de langswapening
- 4) Boogwerking

1.2.2.1 Afschuifsterkte van de drukzone

Er ontstaat een driedimensionale spanningstoestand in de drukzone van de gescheurde betondoorsnede vermits deze onderworpen is aan een combinatie van langse normaaldrukspanningen en schuifspanningen. De langse drukspanningen die kunnen opgenomen worden, zijn kleiner dan de uniaxiale druksterkte tengevolge van deze schuifspanningen. Er is dus een component van weerstandbiedende dwarskracht tengevolge van de afschuifsterkte van de drukzone.

1.2.2.2 Haakweerstand

De haakweerstand (aggregate interlock) is de dwarskracht die kan overgedragen worden in een scheur waarvan de twee scheurvlakken zich relatief ten opzichte van elkaar verplaatsen. Dit komt omdat de scheuren geen gladde oppervlakken zijn. De haakweerstand neemt toe met afnemende scheuropening en met toenemende ruwheid van de scheurvlakken. De ruwheid van de scheurvlakken wordt bepaald door de sterkte van de matrix en de grootste korreldiameter van de grove granulaten en de hardheid ervan. Zo zullen de interne scheuren vooral langs het contactvlak granulaat-matrix lopen bij beton met normale sterkte en doorheen de granulaten bij beton met hoge

sterkte. Dit komt omdat bij het beton met normale sterkte de matrix minder sterk zal zijn dan de granulaten en bij het beton met hoge sterkte dit juist omgekeerd zal zijn.

1.2.2.3 Deuvelwerking van de langswapening

Door de deuvelwerking (of afschuiving van de langswapening) ontstaan er trekspanningen in het beton die aanleiding geven tot slijtscheuren. De dwarskracht overgedragen door deuvelwerking is meestal beperkt.

1.2.2.4 Boogwerking en directe krachtoverdracht

Er ontstaat boogwerking in balken zonder dwarskrachtwapening. Hierbij fungeert de trekwapening als trekband.

Ook kan er een deel van de belasting rechtstreeks naar het meest nabijgelegen steunpunt afgeleid worden door een quasi rechte drukstang.

1.2.3 Invloedsfactoren voor dwarskrachtsterkte

1.2.3.1 Geometrische wapeningsverhouding

De dwarskrachtsterkte neemt toe met stijgende wapeningsverhouding p . Dit kan verklaard worden doordat bij toenemende wapeningsverhouding p de hoogte van de drukzone toeneemt en dus de afschuifsterkte ervan toeneemt. Bovendien nemen de scheuropeningen af en zal dus de haakweerstand toenemen alsook de deuvelweerstand.

1.2.3.2 Druksterkte

Wanneer de druksterkte toeneemt, zal ook de treksterkte toenemen waardoor de scheuren later zullen ontstaan en minder hoog doorlopen. Ook neemt de afschuifsterkte van de drukzone toe en zal de deuvelwerking toenemen.

1.2.3.3 Voorspanning

Voorspanning veroorzaakt een langskracht waardoor de scheurvorming bij een hoger belastingsniveau zal optreden. De voorspanning heeft namelijk een vermindering van de hoofdtrekspanning tot gevolg. Bovendien lopen de gevormde scheuren minder hoog door. De drukspanningen die gecreëerd worden, beïnvloeden dus meestal in gunstige mate de dwarskrachtsterkte. Bovendien heeft de voorspanwapening dezelfde invloed als gewone langswapening (deuvelwerking).

2 Dwarskrachtmodellen

In elk voorspellingsmodel is het noodzakelijk om een aantal veronderstellingen te doen. Geen enkel model is exact en voorspelt de reële fenomenen zonder onzekerheid. De hieronder voorgestelde modellen hebben elk hun voor- en nadelen [4]. Bovendien geven onderstaande modellen enkel een voorspelling van de dwarskrachtsterkte voor eenvoudig gewapende betonelementen zonder dwarskrachtwapening. Bijkomend wil men ook de dwarskrachtsterkte voor voorgespannen betonelementen bepalen. In sommige modellen wordt hiermee rekening gehouden. Bij de modellen waar hiermee geen rekening wordt gehouden, zal een lichte aanpassing van de formules nodig zijn, zodat hiermee wel rekening kan worden gehouden. Wanneer de berekening wordt uitgevoerd gebruik makend van de gemiddelde materiaalkarakteristieken, zal de bijhorende dwarskrachtsterkte de voorspelde dwarskrachtsterkte genoemd worden. Bij de berekening gebruik makend van de rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken, zal de bijhorende dwarskrachtsterkte de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte genoemd worden, terwijl dit in feite ook een voorspelde dwarskrachtsterkte is.

2.1 NBN EN 1168+A2

Als eerste wordt het model uit de Eurocode behandeld [7]. Dit model zal ook verder bestudeerd worden wanneer de testresultaten behandeld worden.

Voor de dwarskrachtsterkte van elementen zonder dwarswapening maakt men in de Eurocode onderscheid tussen de eigenlijke afschuivingsbreuken (buigings-afschuivingsbreuk en druk-afschuivingsbreuk) en het bezwijken door “schuine trek” (afschuiftrekbreuk). De afschuivingsbreuken worden geïnitieerd door buigingsscheuren die geleidelijk aan een zekere helling aannemen. Het bezwijken door afschuiftrekbreuk daarentegen wordt geïnitieerd door schuine scheuren in de lijfplaat. Er wordt dus onderscheid gemaakt tussen twee zones:

Zone 1: bezwijken door “schuine trek” (= zone ongescheurd in buiging)

Zone 2: bezwijken door afschuivingsbreuken (= zone gescheurd in buiging)

De overgang tussen deze twee zones bevindt zich volgens de norm voor rekenwaarden van dwarskrachtsterktes in de doorsnede waar de langse normaaltrekspanning gelijk is aan de rekenwaarde van de betontreksterkte f_{ctd} ($= f_{ctk0,05} / \gamma_c$) onder de rekenwaarde van het eigengewicht, de nuttige belasting en de voorspanning. Voor voorspelde waarden van dwarskrachtsterktes, wordt aangenomen dat de overgang tussen deze twee zones zich bevindt in de doorsnede waar de langse normaaltrekspanning gelijk is aan de gemiddelde betontreksterkte f_{ctm} onder het eigengewicht, de nuttige belasting en de voorspanning.

2.1.1 Zone ongescheurd in buiging

In deze norm bestaan er twee methodes om de weerstandbiedende dwarskracht te bepalen.

2.1.1.1 Methode 1

De eerste methode berekent de weerstandbiedende dwarskracht met volgende formule:

$$V_{Rdc} = \frac{I \cdot b_w(y)}{S_c(y)} \cdot \left(\sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp}(y) \cdot f_{ctd}} - \tau_{cp}(y) \right) \quad (1)$$

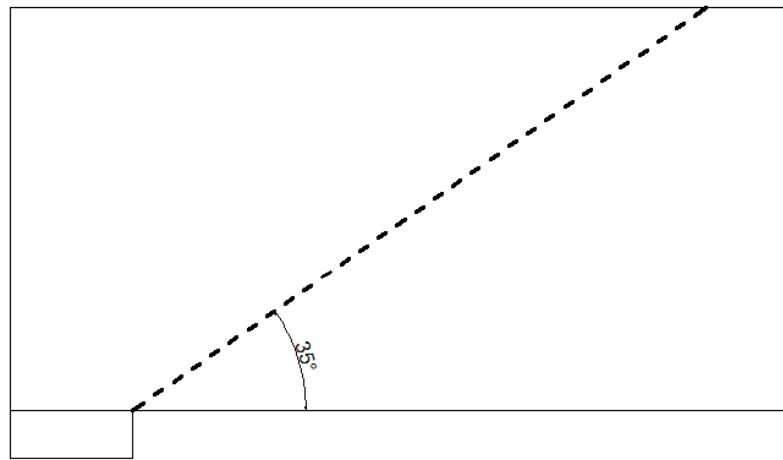
waarin

$$\sigma_{cp}(y) = \sum_{t=1}^n \left\{ \left[\frac{1}{A_i} + \frac{(Y_c - y) \cdot (Y_c - Y_{pt})}{I} \right] \cdot P_t(l_x) \right\} - \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (Y_c - y) \quad (2)$$

$$\tau_{cp}(y) = \frac{1}{b_w(y)} \cdot \sum_{t=1}^n \left\{ \left[\frac{A_c(y)}{A_i} - \frac{S_c(y) \cdot (Y_c - Y_{pt})}{I} + C_{pt}(y) \right] \cdot \frac{d P_t(l_x)}{dx} \right\} \quad (3)$$

waarin	I	= traagheidsmoment van de doorsnede
	$b_w(y)$	= breedte op een hoogte y
	Y_c	= hoogte van de zwaartepuntsas ten opzichte van de ondervezel
	$A_c(y)$	= oppervlakte van de doorsneden boven y
	$S_c(y)$	= statisch moment van de doorsnede boven y en om de zwaartepuntsas
	l_x	= horizontale afstand van het beschouwde punt tot het beginpunt van de overdrachtslengte ($=x$)
	$\sigma_{cp}(y)$	= betondrukspanning op een hoogte y en op een afstand l_x
	n	= aantal voorspanningslagen
	A_i	= oppervlakte van de fictieve doorsnede = $A_c + \alpha A_s$
	α	= E_s/E_c
	$P_t(l_x)$	= voorspankracht in de beschouwde voorspanningslaag op een afstand x
	M_{Ed}	= buigend moment ten gevolge van verticale belastingen
	$\tau_{cp}(y)$	= schuifspanning in het beton op een hoogte y en op een afstand x
	$C_{pt}(y)$	= factor die de plaats van de voorspanningslaag in rekening brengt
		= $\begin{cases} -1 & \text{als } y \leq Y_{pt} \\ 0 & \text{als } y > Y_{pt} \end{cases}$
	Y_{pt}	= hoogte van de voorspanningslaag ten opzicht van de ondervezel

Deze formule moet toegepast worden voor alle kritieke punten die op een rechte liggen die begint aan de rand van de oplegging en een hoek van 35° maakt met de horizontale. Het kritieke punt is dan het punt op die lijn, waar de dwarskrachtsterkte V_{Rdc} het laagst is.



Figuur 6: Lijn waarop de dwarskrachtsterkte berekend moet worden volgens methode 1

De rekenwaarde van de betontreksterkte wordt als volgt bepaald:

$$f_{cta} = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} \quad (4)$$

Volgens de nationale norm [7], is γ_c gelijk aan 1,5 en $\alpha_{ct} = 1,0$.

De waarde van f_{ctm} wordt gehaald uit volgende vergelijkingen:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8N/mm^2 \quad (5)$$

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} & \text{als } f_{ck} \leq 50N/mm^2 \\ 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) & \text{als } f_{ck} > 50N/mm^2 \end{cases} \quad (6)$$

Om deze formule om te vormen naar de berekening van voorspelde dwarskrachtsterktes, wordt γ_c gelijk gesteld aan 1 en wordt i.p.v. f_{ctd} de gemiddelde betontreksterkte f_{ctm} ingevuld in de formule voor dwarskrachtsterkte. Ook wordt de voorspelde waarde van het buigend moment M_{Em} ingevuld, in plaats van de rekenwaarde M_{Ed} . Voor de voorspanningkracht P_{mt} is de gemiddelde waarde gelijk aan de rekenwaarde: $P_{mt,d} = \gamma_p \cdot P_{mt,m}$ waarin γ_p gelijk aan 1,0 wordt gesteld volgens de nationale norm [7].

2.1.1.2 Methode 2

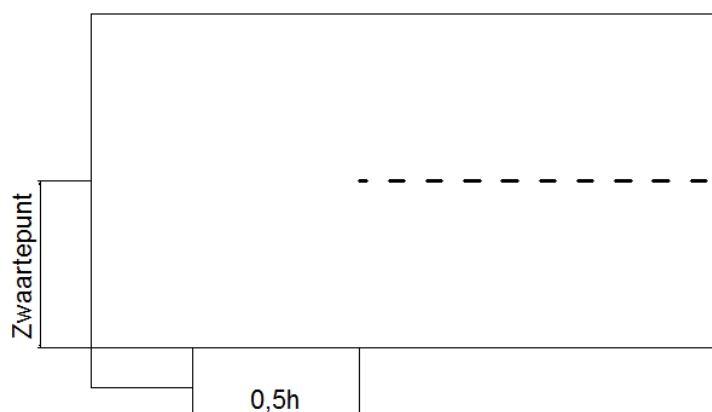
In de tweede methode, wordt de weerstandbiedende dwarskracht berekend met volgende formule:

$$V_{Rdc} = \varphi \cdot \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \beta \cdot \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (7)$$

waarin I/S	= verhouding van het traagheidsmoment tot het statisch moment
α_l	= I_x/I_{pt2} ($\leq 1,0$)
	= maat voor de overdracht van de voorspanning
I_x	= afstand van de beschouwde sectie tot het beginpunt van de overdrachtslengte
I_{pt2}	= bovenste grens van de overdrachtslengte
σ_{cp}	= N_{Ed}/A_c
	= volledige betondrukspanning op de zwaartepuntslijn
f_{ctd}	= rekenwaarde van de betontreksterkte
φ	= 0,8
	= reductiefactor
β	= 0,9
	= reductiefactor op de overdrachtslengte

Deze formule moet toegepast worden voor alle kritieke punten die op een horizontale rechte liggen op het zwaartepuntsas van de doorsnede. Het kritieke punt is dan het punt op die lijn, waar de dwarskrachtsterkte V_{Rdc} het laagst is.

Doorsneden die tussen de rand van de ondersteuning en $0,5 \cdot h$ (met h de hoogte van het welfsel) van de ondersteuning liggen, moeten niet gecontroleerd worden.



Figuur 7: Lijn waarop de dwarskrachtsterkte berekend moet worden volgens methode 2

Deze formule kan men benaderend als volgt afleiden:

Als eerste neemt men aan dat een schuine scheur in de lijfplaat gevormd wordt indien de hoofdtrekspanning σ_1 gelijk wordt aan de rekenwaarde van de betontreksterkte f_{ctd} . Deze hoofdtrekspanning wordt gegeven door:

$$\sigma_1 = \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} - \frac{\sigma}{2} \quad (8)$$

Wanneer men in deze formule de hoofdtrekspanning σ_1 gelijk stelt aan de rekenwaarde van de betontreksterkte f_{ctd} en de formule wat omvormt, krijgt men:

$$\tau = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma \cdot f_{ctd}} \quad (9)$$

waarbij de schuifspanning τ en normaalspanning σ bepaald worden voor de meest nadelige doorsnede en vezel. Hierbij dient opgemerkt te worden dat, in het geval van voorgerekt staal, rekening dient gehouden te worden met de verandering van de voorspanning σ_{cp} in de overdrachtszone.

Bovendien geldt dat

$$\tau = \frac{V \cdot S_y}{b_w \cdot I} \quad (10)$$

zodat

$$V_{Rd} = \frac{I \cdot b_w}{S_y} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma \cdot f_{ctd}} \quad (11)$$

Deze formule is op enkele empirische constanten na, gelijk aan de bovenvermelde formule die vermeld wordt in de norm.

Opnieuw wil men de voorspelde dwarskrachtsterktes kunnen berekenen. Hiertoe wordt γ_c gelijk gesteld aan 1 en wordt i.p.v. de rekenwaarde van de betontreksterkte f_{ctd} , de gemiddelde betontreksterkte f_{ctm} ingevuld in de formule. Doordat er gebruik wordt gemaakt van empirische constanten, kan het zijn dat de berekende voorspelde waarde van de dwarskrachtsterkte afwijkt van de werkelijke gemiddelde waarde van de dwarskrachtsterkte. Hierop wordt later nog teruggekomen.

2.1.2 Zone gescheurd in buiging

De formule die in deze methode gebruikt wordt om de weerstandbiedende dwarskracht te bepalen is een uitbreiding van deze geldig voor gewapend beton. Er is een extra term σ_{cp} bijgekomen die rekening houdt met de gunstige invloed van de langse drukspanningen veroorzaakt door de voorspanning.

Voor holle welfsels zonder dwarskrachtwapening, wordt de dwarskrachtweerstand in de zone gescheurd door buiging berekend door volgende uitdrukkingen:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (12)$$

met een minimum van

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (13)$$

waarin f_{ck} = karakteristieke betondruksterkte in MPa

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ met d in mm

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$

A_{sl} = oppervlakte van de wapening in de trekzone die verder dan $l_{bd} + d$ doorloopt vanaf de beschouwde sectie

$$\begin{aligned}
b_w &= \text{minimale breedte van de doorsnede in de trekzone} \\
\sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} \text{ in MPa} \\
N_{Ed} &= \text{axiale kracht in de doorsnede te wijten aan de belasting of de voorspanning} \\
&\quad (\text{positief indien druk}) \\
A_c &= \text{betonoppervlakte van de doorsnede} \\
k_1 &= 0,15 \\
C_{Rd,c} &= \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \\
v_{min} &= 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}
\end{aligned}
\left. \vphantom{\begin{aligned} k_1 \\ C_{Rd,c} \\ v_{min} \end{aligned}} \right\} \text{ Uit de nationale Annex [6]}$$

Analoog als bij de zone ongescheurd in buiging, kan de voorspelde waarde van de dwarskrachtsterkte bekomen worden door γ_c gelijk aan 1 te stellen en in plaats van de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} de gemiddelde betondruksterkte f_{cm} in te vullen.

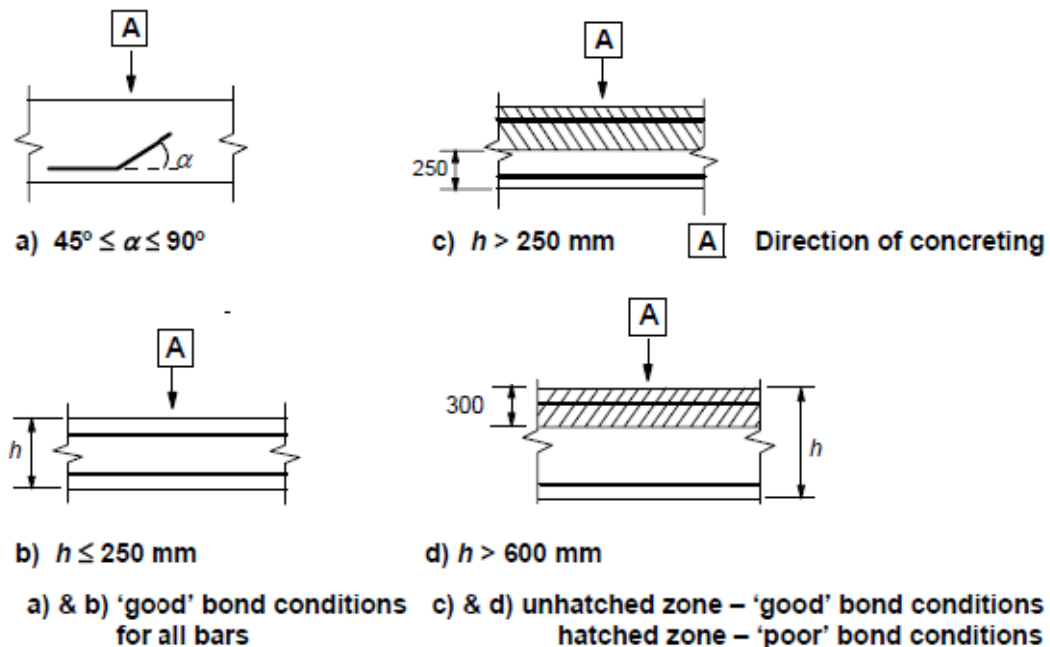
2.1.3 Overdracht van de voorspanning

In de formules van de dwarskrachtsterkte volgens de NBN, wordt er gebruik gemaakt van de overdrachtslengte.

Om deze te bepalen heeft men de hechtsterkte nodig

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} \quad (14)$$

waarin η_{p1} = coëfficiënt die het type spanwapening in rekening brengt

$$\eta_1 = \begin{cases} 2,7 & \text{voor geribde draden} \\ 3,2 & \text{voor 3- en 7-draadsstrengen} \\ 1 & \text{voor goede hechtingsvoorwaarden (zie Figuur 8)} \\ 0,7 & \text{anders} \end{cases}$$


Figuur 8: Beschrijving van de hechtingsvoorwaarden [11]

De basisverankeringslengte kan dan als volgt bepaald worden:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pmo} / f_{bpt} \quad (15)$$

waarin $\alpha_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{voor geleidelijk lossen} \\ 1,25 & \text{voor plots lossen} \end{cases}$
 $\alpha_2 = \begin{cases} 0,25 & \text{voor spanwapening met een cirkelvormige doorsnede} \\ 0,19 & \text{voor 3- en 7-draadsstrengen} \end{cases}$
 ϕ = nominale diameter van de spanwapening
 σ_{pmo} = spanning in de strengen na lossen

De ontwerpwaarde van de overdrachtslengte is dan de meest nadelige van l_{pt1} en l_{pt2} .

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (16)$$

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (17)$$

Om nu opnieuw met voorspelde waarden te kunnen werken, wordt de betontreksterkte in de formule voor de hechtsterkte gelijk gesteld aan f_{ctm} .

2.2 DIN 1045-1

Ook in de Duitse norm is er een formule voor de voorspelde dwarskrachtsterkte voor voorgespannen elementen terug te vinden. Deze formule geldt voor de zone gescheurd door buiging.

$$V_{Rm} = 0,2 \cdot \eta_l \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cm} + 0,12 \cdot \sigma_{cp})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (18)$$

Dit model brengt het schaaleffect in rekening door gebruik te maken van een factor κ .

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \quad d \text{ in mm} \quad (19)$$

Bovendien brengt het ook het deuveleffect van de langswapening in rekening.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \quad (20)$$

De factor 0,2 is gebruikt om het model aan te passen aan de voorspelde waarden van de dwarskrachtsterktes. Om de karakteristieke waarde te verkrijgen moet een factor 0,1 gebruikt worden in plaats van 0,2.

De belangrijkste onafhankelijke parameters zijn het langswapeningspercentage ρ_l , de gemiddelde betondruksterkte f_{cm} , de breedte b_w en de nuttige hoogte van het element d .

De parameter η_l brengt het verschil in dwarskrachtsterkte van licht beton in rekening. Voor gewoon beton mag deze parameter gelijk aan 1 worden gesteld.

De axiale spanning σ_{cp} stelt de mogelijke voorspanning of de uitwendig aangebrachte axiale druk in rekening.

2.3 ACI 318-05

De ACI-code stelt twee modellen voor de berekening van de bijdrage van beton tot de dwarskrachtsterkte voor, namelijk een vereenvoudigd model en een verfijnder model.

Beide formules gelden voor gewapende betondoorsneden. Om deze formules ook toe te kunnen passen op voorgespannen elementen, wordt zelf een voorstel gedaan, naar analogie met de NBN, om een term $0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$ toe te voegen.

2.3.1 Vereenvoudigde methode

Het vereenvoudigde model brengt het deuveleffect van de langswapening niet in rekening. In beide modellen wordt er geen rekening gehouden met het schaaleffect. De treksterkte van het beton wordt gemodelleerd door de vierkantswortel van de druksterkte en een empirische factor.

$$V_{Rm} = 0,166 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot b_w \cdot d \quad (21)$$

2.3.2 Verfijnde methode

Het verfijnde model brengt het deuveleffect van de langswapening wel in rekening. De maximale bijdrage van beton tot de dwarskrachtsterkte is bij de verfijnde methode beperkt tot een maximale waarde.

$$V_{Rm} = b_w \cdot d \cdot \left(\sqrt{f_{cm}} + 120 \cdot \rho_l \cdot \min \left\{ 1,0 ; \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right\} \right) / 7 \leq 0,3 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (22)$$

In de twee vergelijkingen is f_{cm} de gemiddelde betondruksterkte in MPa. De invloed op de dwarskrachtsterkte van de slankheid van het element is beschreven door de dwarskrachtsterkte V_u en het buigend moment M_u bij bezwijken. Dit betekent dat de onzekerheid op het berekenen van het buigend moment ook de dwarskrachtsterkte in dit model beïnvloedt.

2.4 Model van Zink

Zink heeft een model ontworpen voor het voorspellen van de dwarskrachtsterkte van gewapende betonelementen uit hoge sterkte beton met of zonder voorspanning. In zijn model worden verschillende effecten in rekening gebracht, van schalingseffect tot krimp en kruip. Scheurgedrag, tension-stiffening en residuele spanningen worden ook bekeken. Doordat al deze effecten beschouwd worden, wordt dit model zeer complex maar geeft dit wel de mogelijkheid tot het juist modelleren van een gegeven situatie.

$$V_{Rm} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ctm} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a} \right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{1/4} \quad (23)$$

$$k_x = \sqrt{\rho_l^2 \cdot \alpha^2 + 2 \cdot \rho_l \cdot \alpha - \rho_l \cdot \alpha} \quad [-] \quad (24)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (25)$$

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ctm}^2} \text{ [mm]} \quad (26)$$

waarin

k_x	= een dimensieloze factor [-]
α	= equivalentiecoëfficiënt ($=E_s/E_c$) [-]
ρ_l	= langswapeningsverhouding [-]
f_{ctm}	= gemiddelde betontreksterkte
a	= korste afstand van het steunpunt tot de puntlast

De brekingsenergie G_f [N/mm] stelt de brosheid van het specimen voor en beschrijft dus de breukeigenschappen van het specimen.

Dit kan berekend worden door volgende empirische relatie.

$$G_f \begin{cases} = 0,0307 \text{ mm} \cdot f_{ctm} & \text{als } f_{cm} \leq 80 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ = 143 \text{ N/mm} & \text{als } f_{cm} > 80 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (27)$$

Net als bij de formules van de ACI, is zelf voorgesteld deze formule aan te passen door de term $0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$ toe te voegen zodat men een formule heeft die toepasbaar is voor voorgespannen elementen.

2.5 Model van Rimmel

Het model van Rimmel is zeer vergelijkbaar met het model van Zink omdat het afgeleid was onder dezelfde voorafgaande voorwaarden. Het doel van Rimmel was om het weerstandbiedend gedrag van betonelementen uit hoge sterkte beton zonder dwarskrachtwapening te beschouwen. In het model worden het deuveleffect van de langswapening, het size-effect, tension-stiffening en mechanische breukeffecten van beton in rekening gebracht. Het grote verschil met het model van Zink is dat de formulering bij Rimmel veel eenvoudiger is.

$$V_{Rm} = 1,4 \cdot \sqrt{\frac{l_{ch} \cdot \rho}{d}} \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot d \quad (28)$$

De treksterkte van het beton is ook gemodelleerd door een empirische aanpak:

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \quad (29)$$

Ook hier wordt er zelf voorgesteld een term $0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$ bij te voegen voor voorgespannen elementen.

2.6 Model van Lubell

Dit model brengt het schalingseffect in rekening door gebruik te maken van een effectieve scheurwijdte s_e . Om de aggregate interlock te evalueren, voegt men de grootte van de granulaten a_g in.

Volgens Lubbel et al., zal voor specimens met een betonsterkte f_{cm} kleiner dan 70 N/mm² de grootte van de aggregaten in rekening moeten gebracht worden vermits de scheur zeer waarschijnlijk zal optreden in de granulaatmatrix-interface. Wanneer de betonsterkte groter is dan 70 N/mm², mag de grootte van de granulaten a_g in de vergelijking gelijk gesteld worden aan 0. Dit is te wijten aan het feit dat in hoge sterkte beton de scheur door de granulaten zal ontstaan en niet in de interface.

$$V_{Rm} = \frac{208}{1000 + s_e} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot b_w \cdot d \quad (30)$$

$$s_e = \frac{31,5 \cdot d}{a_g + 16} \quad (31)$$

waarin

- s_e = effectieve scheurbreedte [-]
- a_g = grootte van de granulaten [mm]

Net als bij vorige formules, is het voorstel deze formule aan te passen door de term $0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$ toe te voegen zodat men een formule heeft voor voorgespannen elementen.

2.7 Vergelijking tussen de verschillende modellen

Er zijn vele verschillen tussen de modellen die hierboven beschreven werden. Zo zijn ze o.a. verschillend in hun graad van complexiteit, in de aanpak voor de regressieanalyse en de in rekening gebrachte parameters. Net zoals het Duitse DIN model, brengt het model van Zink de deuveleffecten van de langswapening en het size-effect in rekening. Het vereenvoudigde model van ACI beschouwt niet veel van deze effecten. Het verfijnde model van ACI brengt daarentegen wel het deuveleffect in rekening maar beschouwt het size-effect niet. Later zal er bekeken worden, welke factoren er veel of weinig invloed hebben op de dwarskrachtsterkte bepaald door de verschillende modellen.

3 Opmerkingen bij de berekening van dwarskrachtsterkte volgens NBN EN 1168+A2: case study's

Voor de formules voor het berekenen van de dwarskrachtsterkte in de ongescheurde zone, worden in deze paragraaf enkele bedenkingen en opmerkingen gegeven. De bespreking is opnieuw opgesplitst in de berekening van de dwarskrachtsterkte in de ongescheurde zone volgens de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en volgens de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

3.1 Dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging: methode 1

In de formule (1) voor de dwarskrachtsterkte voor de zone ongescheurd in buiging methode 1, komen het statisch moment om de centrale as en het traagheidsmoment voor. Maar er wordt niet gespecificeerd of het gaat om het traagheidsmoment en het statisch moment van de fictieve doorsnede of enkel van de betondoorsnede. Verder wordt er voor de bepaling van de normaalspanning en de schuifspanning gebruik gemaakt van de fictieve oppervlakte. In de *fib* Model Code 2010 [10] wordt er echter gebruik gemaakt van de betonoppervlakte. De *fib* Model Code 2010 is nog in voorontwerp. In de NBN EN 1168+A2 wordt bovendien als opmerking gegeven dat het buigend moment te wijten aan verticale belastingen verwaarloosd mag worden. Ook dit effect zal nader bekeken worden.

De dwarskrachtsterktes worden berekend voor verschillende gevallen (zie volgende alinea) en dit voor twee types welfsels: een welfsel waarbij geen bovenvoorspanning aanwezig is en een welfsel waarbij er wel bovenvoorspanning aanwezig is.

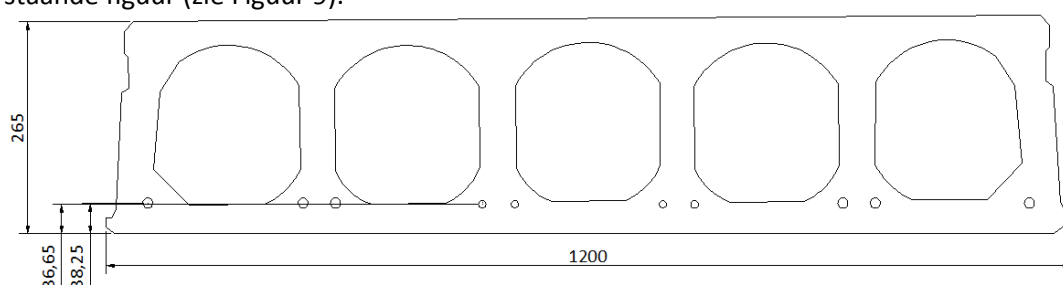
Per welfsel wordt als eerste een doorsnede bekeken waarvan op discrete plaatsen de dwarskrachtsterkte berekend wordt voor de verschillende gevallen. Zo wordt er gekeken naar de dwarskrachtsterkte berekend door in de formule de oppervlakte, het traagheidsmoment en het statisch moment van de betondoorsnede te gebruiken. De dwarskrachtsterkte wordt dan berekend zonder rekening te houden met het buigend moment veroorzaakt door de verticale belastingen, rekening houdend met het buigend moment veroorzaakt door het eigengewicht maar niet door de verticale puntlast en rekening houdend met het buigend moment veroorzaakt door het eigengewicht en de verticale puntlast. Deze berekeningen worden dan ook uitgevoerd maar nu door de oppervlakte, het traagheidsmoment en het statisch moment van de fictieve doorsnede te gebruiken. De verkregen dwarskrachtsterktes worden hierna onderling vergeleken.

Vervolgens wordt een vereenvoudigde doorsnede ontwikkeld, om zo een continue functie van $V_R(y)$ te verkrijgen. Deze functie kan dan geminimaliseerd worden om de dwarskrachtsterkte te bekomen. Het resultaat van de berekening met de vereenvoudigde doorsnede wordt dan vergeleken met de dwarskrachtsterkte van de werkelijke doorsnede.

3.1.1 Welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan

3.1.1.1 Karakteristieken en doorsnede van het bestudeerde welfsel

De doorsnede van het welfsel dat in volgende berekeningen beschouwd is, is terug te vinden in onderstaande figuur (zie Figuur 9).



Figuur 9: VW265-I

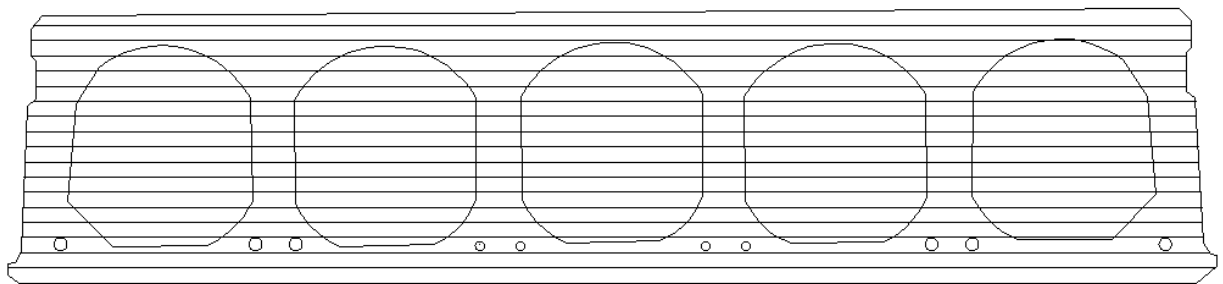
De hoogte van dit welfsel is 265mm en de gemiddelde betondruksterkte is $63,5\text{N/mm}^2$. In het welfsel VW265-I zijn er enkel onderaan voorspanstrengen aanwezig: vier strengen met diameter 9,3mm op 36,65mm van de onderkant van het welfsel en zes strengen met diameter 12,5mm op 38,25mm van de onderkant van het welfsel. De nuttige hoogte wordt hiermee 227,18mm. Verder is de karakteristieke treksterkte van de voorspanstrengen gelijk aan 1860N/mm^2 . De minimale breedte is 258,4mm. Het totale betonoppervlak is $1,50 \cdot 10^5\text{ mm}^2$, het zwaartepunt van de betondoorsnede ligt op 134mm van de onderrand van het welfsel en het traagheidsmoment van het betonoppervlak om zijn zwaartepuntsas is $1,42 \cdot 10^9\text{ mm}^4$. De totale voorspankracht na ogenblikkelijke verliezen is gelijk aan 908,08kN. Het eigengewicht van het welfsel bedraagt 3,67N/mm. Verder is de opstelling van het welfsel zodanig, dat de overspanning 3900mm bedraagt en er op 660mm van de rechterondersteuning een puntlast aangebracht wordt. Het toegepaste belastingsgeval, is de proefopstelling die vooropgesteld wordt voor dwarskrachtproeven op welfsels [7].

3.1.1.2 Voorspelde dwarskrachtsterktes

Voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met de betondoorsnede

Zonder rekening te houden met het buigend moment ten gevolge van verticale lasten

Als eerste wordt de dwarskrachtsterkte berekend voor zeventien discrete punten door gebruik te maken van de oppervlakte, het statisch moment en het traagheidsmoment van de betondoorsnede en zonder rekening te houden met het buigend moment ten gevolge van verticale lasten.



Figuur 10: Indeling doorsnede in een aantal discrete punten

Per doorsnijding, wordt telkens het statisch moment $S_c(y)$ boven de hoogte y van de doorsnijding en om de centrale as van de betondoorsnede bepaald. Dit wordt bepaald door per doorsnijding de betonoppervlakte $A_c(y)$ boven deze doorsnijding te bepalen en te vermenigvuldigen met de afstand $Y_c(y)$ van het zwaartepunt van deze betonoppervlakte boven de hoogte y , tot het zwaartepunt van de volledige betondoorsnede. Ook wordt op elke hoogte y , de breedte $b_w(y)$ bepaald.

Tabel 1: Betoneigenschappen per doorsnijding

I_x [mm]	y [mm]	$b_w(y)$ [mm]	$Y_c(y)$ [mm]	$A_c(y)$ [mm ²]	$S_c(y)$ [mm ³]
96	15	1199	17	1,34E+05	2,26E+06
118	30	1181	36	1,16E+05	4,25E+06
139	45	406	52	1,04E+05	5,42E+06
161	60	467	61	9,79E+04	5,95E+06
182	75	341	68	9,24E+04	6,32E+06
204	90	268	74	8,82E+04	6,54E+06
225	105	271	79	8,42E+04	6,69E+06
246	120	273	84	8,02E+04	6,77E+06
268	135	275	89	7,62E+04	6,80E+06
289	150	278	94	7,21E+04	6,78E+06
311	165	280	98	6,80E+04	6,67E+06
332	180	282	102	6,40E+04	6,52E+06
353	195	315	105	5,97E+04	6,29E+06
375	210	436	109	5,39E+04	5,89E+06
396	225	617	114	4,57E+04	5,21E+06
418	240	1152	120	3,26E+04	3,91E+06
439	255	1149	128	1,53E+04	1,96E+06

Tabel 2: Normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijding

y [mm]	$\sigma_{cp}(y)$ [N/mm ²]	$\tau_{cp}(y)$ [N/mm ²]	V_{Rm} [kN]
15	4,54	-0,68	5102,31
30	5,17	-1,38	3029,64
45	5,66	2,58	412,85
60	6,00	1,70	543,15
75	6,21	1,75	374,14
90	6,28	1,71	288,48
105	6,21	1,26	308,81
120	5,89	0,87	323,87
135	5,40	0,53	335,71
150	4,83	0,24	345,66
165	4,16	0,00	353,84
180	3,25	-0,18	356,37
195	2,32	-0,30	394,90
210	1,39	-0,30	542,73
225	0,47	-0,25	791,76
240	-0,46	-0,13	1723,45
255	-1,39	-0,09	2961,28

De voorspelde dwarskrachtsterkte is dus gelijk aan 288,48 kN en dit op een hoogte y gelijk aan 90 mm. Naar deze dwarskrachtsterkte wordt verder verwezen als $V_{Rm,beton}$.

Rekening houdend met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht

In deze paragraaf wordt de dwarskrachtsterkte berekend voor zeventien discrete punten door gebruik te maken van de oppervlakte, het statisch moment en het traagheidsmoment van de betondoorsnede en door rekening te houden met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht.

Het buigend moment tengevolge van het eigengewicht kan als volgt bepaald worden:

$$M_{Em}(x) = \frac{g \cdot x}{2} \cdot (l - x) \quad (32)$$

waarin

g = eigengewicht van het welfsel [N/mm]

l = overspanning van het welfsel

Dit moment geeft een drukkracht aan de bovenvezel en een trekkracht aan de ondervezel.

Tabel 3: Momenten, normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijing

y [mm]	M_{Em} [Nmm]	$\sigma_{MEm}(y)$ [N/mm ²]	$\sigma_{cp}(y)$ [N/mm ²]	$\tau_{cp}(y)$ [N/mm ²]	V_{Rm} [kN]
15	6,73E+05	-0,06	4,49	-0,68	5087,48
30	8,18E+05	-0,06	5,11	-1,38	3021,67
45	9,61E+05	-0,06	5,60	2,58	410,75
60	1,10E+06	-0,06	5,95	1,70	541,08
75	1,24E+06	-0,05	6,16	1,75	372,88
90	1,38E+06	-0,04	6,24	1,71	287,68
105	1,52E+06	-0,03	6,18	1,26	308,24
120	1,65E+06	-0,02	5,87	0,87	323,56
135	1,78E+06	0,00	5,40	0,53	335,73
150	1,92E+06	0,02	4,85	0,24	346,08
165	2,05E+06	0,04	4,20	0,00	354,77
180	2,17E+06	0,07	3,32	-0,18	357,98
195	2,30E+06	0,10	2,42	-0,30	397,70
210	2,43E+06	0,13	1,52	-0,30	548,58
225	2,55E+06	0,16	0,63	-0,25	804,65
240	2,67E+06	0,20	-0,26	-0,13	1766,92
255	2,79E+06	0,24	-1,15	-0,09	3079,59

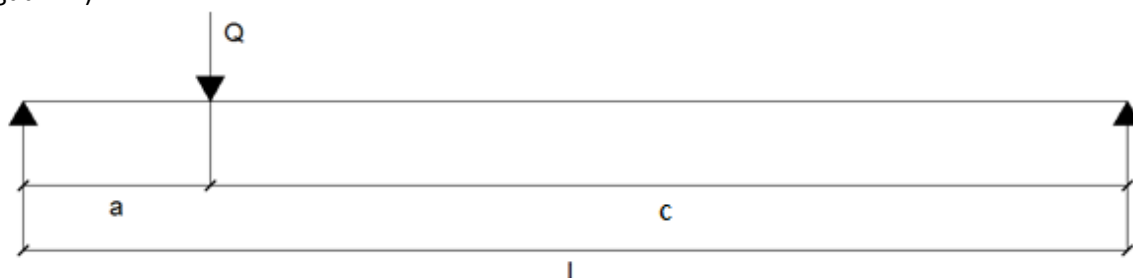
Op dezelfde hoogte y wordt een minimale voorspelde dwarskrachtsterkte voor de berekening met de betondoorsnede verkregen die gelijk is aan 287,68kN. Naar deze dwarskrachtsterkte wordt verder verwezen als $V_{Rm,beton,met\ MEm,EG}$. De verhouding $V_{Rm,beton,met\ MEm,EG} / V_{Rm,beton}$ is 99,7%. Dit is een vermindering van de dwarskrachtsterkte van 0,3% ten opzicht van $V_{Rm,beton}$, wat inderdaad te verwaarlozen is. Maar hierbij is er enkel rekening gehouden met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht.

Rekening houdend met het buigend moment ten gevolge van de verticale lasten

In deze paragraaf wordt de dwarskrachtsterkte berekend voor zeventien discrete punten door gebruik te maken van de oppervlakte, het statisch moment en het traagheidsmoment van de betondoorsnede en door rekening te houden met het buigend moment ten gevolge van alle verticale

lasten. Naast het buigend moment tengevolge van het eigengewicht, wordt ook het buigend moment ten gevolge van de puntlast in rekening gebracht.

De welfsels worden belast door een puntlast aangebracht op een afstand a van de ondersteuning (zie Figuur 11).



Figuur 11: Lastenschema

Het buigend moment ten gevolge van de puntlast Q kan als volgt berekend worden:

$$M_{Em,Q} = \begin{cases} \frac{Q \cdot c}{l} \cdot x & \text{als } x \leq a \\ \frac{Q \cdot c}{l} \cdot x - Q \cdot (x - a) & \text{als } x > a \end{cases} \quad (33)$$

De berekening van de dwarskrachtsterkte moet iteratief opgelost worden vermits de dwarskracht afhangt van de puntlast Q , die zelf evenredig is met de dwarskracht.

$$V = \frac{l-a}{l} \cdot Q + \frac{\frac{l}{2}-a}{\frac{l}{2}} \cdot \frac{g \cdot l}{2} \quad (34)$$

Het uiteindelijke resultaat is dan het volgende:

Tabel 4: Momenten, normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijing

y [mm]	$M_{Em,EG}$ [Nmm]	$M_{Em,Q}$ [Nmm]	$\sigma_{cpEG+Q}(y)$ [N/mm ²]	$\sigma_{cp}(y)$ [N/mm ²]	$\tau_{cp}(y)$ [N/mm ²]	V_{Rm} [kN]
15	5,26E+05	1,87E+07	-1,83	1,95	-0,68	4520,21
30	6,73E+05	2,41E+07	-2,08	2,46	-1,38	2715,20
45	8,18E+05	2,95E+07	-2,23	2,94	2,58	329,53
60	9,61E+05	3,48E+07	-2,25	3,40	1,70	461,21
75	1,10E+06	4,02E+07	-2,16	3,84	1,75	324,17
90	1,24E+06	4,55E+07	-1,96	4,26	1,71	257,11
105	1,38E+06	5,09E+07	-1,63	4,65	1,26	286,38
120	1,52E+06	5,62E+07	-1,19	5,02	0,87	311,91
135	1,65E+06	6,16E+07	-0,64	5,25	0,53	336,36
150	1,78E+06	6,69E+07	0,03	5,44	0,24	361,62
165	1,92E+06	7,23E+07	0,82	5,65	0,00	388,56
180	2,05E+06	7,76E+07	1,73	5,89	-0,18	414,79
195	2,17E+06	8,30E+07	2,75	5,99	-0,30	492,84
210	2,30E+06	8,83E+07	3,88	6,20	-0,30	738,61
225	2,43E+06	9,37E+07	5,13	6,53	-0,25	1199,42
240	2,55E+06	9,91E+07	6,50	6,97	-0,13	3000,56
255	2,67E+06	1,04E+08	7,98	7,52	-0,09	6114,03

De dwarskrachtsterkte is in dit geval gelijk aan 257,11kN, opnieuw op dezelfde plaats. Naar deze dwarskrachtsterkte wordt verder verwezen als $V_{Rm,beton,met\ MEm,EG+Q}$. De verhouding $V_{Rm,beton,met\ MEm,EG+Q}/V_{Rm,beton}$ is gelijk aan 89,1%. Men verkrijgt dus een vermindering van 10,9% ten opzichte van het geval waarbij geen rekening wordt gehouden met het buigend moment ten gevolge van verticale belastingen. Dit is een niet te verwaarlozen verschil, waardoor dit buigend moment zeker in rekening gebracht moet worden, ondanks de aanbevelingen van de NBN. Dit komt o.a. door het feit dat de puntlast vrij dicht tegen de steunpunten wordt aangebracht zodat op een bepaalde afstand van de steunpunten het buigend moment toch wel al significant is en dus niet meer verwaarloosd mag worden.

Voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met de fictieve doorsnede

Dezelfde berekeningen worden nu uitgevoerd gebruik makend van de oppervlakte, het traagheidsmoment en het statisch moment van de fictieve betondoorsnede.

Het zwaartepunt van de fictieve doorsnede bevindt zich op een 131,90mm afstand van de ondervezel. De fictieve oppervlakte is gelijk aan $1,53 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$ en het fictief traagheidsmoment is gelijk aan $1,46 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$.

Zonder rekening te houden met het buigend moment ten gevolge van verticale lasten

Tabel 5: Fictieve eigenschappen, normaalspanningen, schuifspanningen & voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnede

y [mm]	$S_{fictief}(y)$ [mm ³]	$A_{fictief}(y)$ [mm ²]	$\sigma_{cp}(y)$ [N/mm ²]	$\tau_{cp}(y)$ [N/mm ²]	V_{Rm} [kN]
15	2,93E+06	1,38E+05	4,32	-0,77	4039,23
30	4,88E+06	1,20E+05	4,91	-1,43	2698,31
45	5,67E+06	1,04E+05	5,38	2,47	407,96
60	6,18E+06	9,79E+04	5,71	1,63	534,60
75	6,54E+06	9,24E+04	5,91	1,68	369,51
90	6,75E+06	8,82E+04	5,97	1,64	285,30
105	6,89E+06	8,42E+04	5,91	1,22	305,05
120	6,97E+06	8,02E+04	5,60	0,85	319,82
135	6,98E+06	7,62E+04	5,15	0,52	331,57
150	6,94E+06	7,21E+04	4,60	0,25	341,62
165	6,84E+06	6,80E+04	3,97	0,02	349,96
180	6,52E+06	6,40E+04	3,10	-0,05	354,22
195	6,29E+06	5,97E+04	2,22	-0,17	394,17
210	6,02E+06	5,39E+04	1,34	-0,28	541,13
225	5,21E+06	4,57E+04	0,46	-0,20	804,26
240	3,91E+06	3,26E+04	-0,42	-0,11	1772,12
255	1,96E+06	1,53E+04	-1,29	-0,07	3082,01

Men krijgt opnieuw op dezelfde plaats als de dwarskrachtsterkte berekend met de betondoorsnede, een minimale dwarskrachtsterkte van 285,30kN. Naar deze dwarskrachtsterkte wordt verder verwezen als $V_{Rm,fictief}$. De verhouding $V_{Rm,fictief}/V_{Rm,beton}$ is 98,9%. Er is dus een verschil van 1,1%. Dit is een te verwaarlozen verschil.

Rekening houdend met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht

De dwarskrachtsterkte waarbij het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht in rekening gebracht wordt, wordt ook berekend met de fictieve doorsnede en de dwarskrachtsterkte is dan

gelijk aan 284,56kN. Hiernaar wordt verder verwezen als $V_{Rm,fictief,met\ MEd,EG}$. Dit is opnieuw een vermindering van de dwarskrachtsterkte van 0,3% ten opzichte van $V_{Rm,fictief}$ wat te verwaarlozen is.

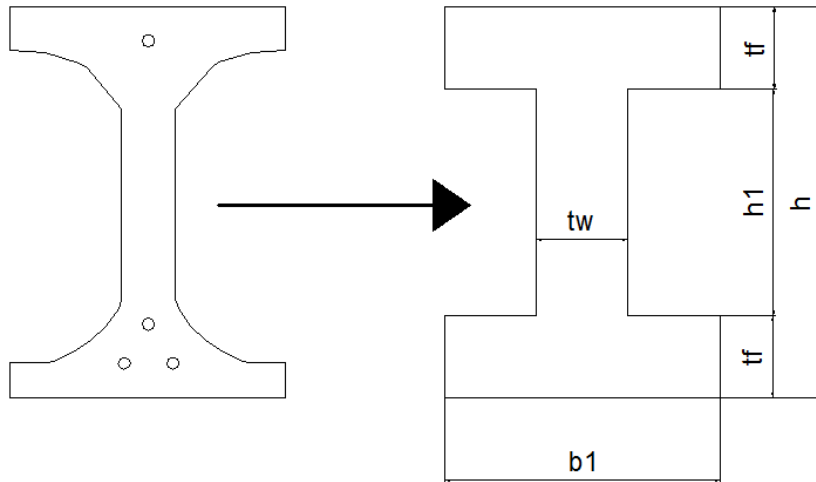
Rekening houdend met het buigend moment ten gevolge van verticale lasten

De dwarskrachtsterkte waarbij het buigend moment t.g.v. het eigengewicht en de puntlast in rekening gebracht wordt, wordt nu ook berekend met de fictieve doorsnede en de dwarskrachtsterkte is dan gelijk aan 256,28kN. Hiernaar wordt verder verwezen als $V_{Rm,fictief,met\ MEd,EG+Q}$. De verhouding van $V_{Rm,fictief,met\ MEd,EG+Q} / V_{Rm,fictief}$ is gelijk aan 89,8%. Men verkrijgt dus een vermindering van 10,2% ten opzichte van het geval waarbij geen rekening wordt gehouden met het buigend moment ten gevolge van verticale belastingen. Opnieuw is dit een niet te verwaarlozen verschil.

Voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met een vereenvoudigde doorsnede

Bij de vorige methode worden steeds discrete doorsneden bekeken. Het is dus belangrijk dat men voldoende doorsnijdingen maakt en zeker in de zones waar de breedte veel verandert. In dit gedeelte wordt de invloed van het gebruik van een vereenvoudigde geometrische doorsnede op de berekeningsresultaten onderzocht. De buitenomtrek wordt vereenvoudigd tot een rechthoek met dezelfde breedte b_{tot} en dezelfde hoogte h als de oorspronkelijke doorsnede [8]. Verder wordt de vorm van de dwarsdoorsnede opgevat als een samenbouw van een aantal I-profielen, van twee halve I-profielen en van twee rechthoeken. Van deze doorsnede kan het statisch moment en de ribbreedte uitgedrukt worden in functie van de hoogte y . Men verkrijgt dan continue functies, die in de formule voor dwarskrachtsterkte ingevuld kunnen worden. Wanneer het minimum van deze functie bepaald wordt, is de dwarskrachtsterkte gevonden.

De I-sectie wordt zodanig opgevat dat de oppervlakte en het traagheidsmoment van de doorsnede hetzelfde blijven.



Figuur 12: Oorspronkelijke doorsnede en vereenvoudigde I-sectie

Voor het beschouwde welfsel, is de oppervlakte van de oorspronkelijke I-doorsnede gelijk aan $2,78 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$ en is het traagheidsmoment van de betondoorsnede om het zwaartepunt gelijk aan $2,71 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$.

De oppervlakte en het traagheidsmoment van de vereenvoudigde I-doorsnede kunnen als volgt becijferd worden:

$$A_{c,eq} = h \cdot b_1 - h_1 \cdot (b_1 - t_w) \quad (35)$$

$$I_{c,eq} = \frac{b_1 \cdot h^3}{12} - \frac{(b_1 - t_w) \cdot h_1^3}{12} \quad (36)$$

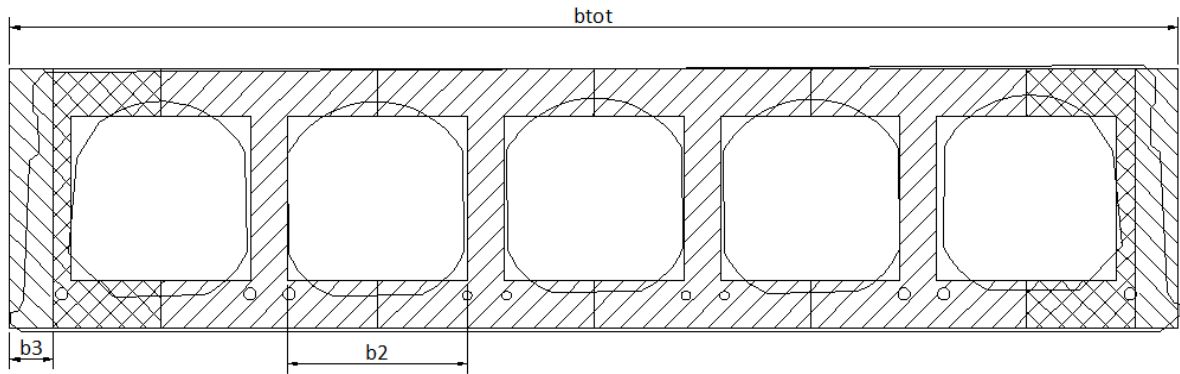
waarin

- h = hoogte van het welfsel
- b_1 = breedte van de oorspronkelijke en van de vereenvoudigde I-doorsnede
- t_w = ribbreedte van de vereenvoudigde I-doorsnede
- h_1 = hoogte van de lijfplaat van de vereenvoudigde I-doorsnede

Voor het hier beschouwde welfsel, is h gelijk aan 265 mm en is b_1 gelijk aan 222,2 mm

Indien de oppervlakte en het traagheidsmoment van de oorspronkelijke I-doorsnede, gelijk wordt gesteld aan de oppervlakte en het traagheidsmoment van de vereenvoudigde I-doorsnede, verkrijgt men voor het beschouwde welfsel dat h_1 gelijk is aan 168 mm en t_w gelijk is aan 37,7 mm. De dikte van de onder- en bovenflens t_f is dan gelijk aan 48,3 mm.

De beschouwde doorsnede van de holle welfsels kan op deze wijze worden vereenvoudigd tot $(m-1)$ dergelijke I-profielen (met m het aantal kanalen in het holle welfsel), twee halve dergelijke I-profielen en twee rechthoeken met een breedte b_3 (zie Figuur 13). Voor het beschouwde welfsel is b_3 gelijk aan 44,5 mm. De breedte van de openingen b_2 (zie Figuur 13) bedraagt voor het beschouwde welfsel 184,55 mm.



Figuur 13: Vereenvoudigde doorsnede

De breedte $b_w(y)$ op ieder hoogte y is gelijk aan:

$$b_w(y) = \begin{cases} 2 \cdot b_3 + 2 \cdot \frac{b_1}{2} + m \cdot b_1 & \text{als } y \leq t_f \text{ of } y \geq h - t_f \\ 2 \cdot b_3 + 2 \cdot \frac{t_w}{2} + m \cdot t_w & \text{als } t_f \leq y \leq h - t_f \end{cases} \quad (37)$$

De betonoppervlakte $A_c(y)$ boven de hoogte y kan worden uitgedrukt als:

$$A_c(y) = \begin{cases} b_{tot} \cdot (h - y) - m \cdot b_2 \cdot h_1 & \text{als } y \leq t_f \\ b_{tot} \cdot (h - y) - m \cdot [b_2 \cdot (h - y - t_f)] & \text{als } t_f \leq y \leq h - t_f \\ b_{tot} \cdot (h - y) & \text{als } y \geq h - t_f \end{cases} \quad (38)$$

Tenslotte kan ook het statisch moment $S_c(y)$ om de centrale as van de doorsnede boven de hoogte y , waarbij werd aangenomen dat de neutrale as op halve hoogte gelegen is, worden berekend als volgt:

$$S_c(y) = \begin{cases} b_{tot} \cdot (h - y) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_c + \frac{y}{2}\right) - m \cdot h_1 \cdot b_2 \cdot \left(h - Y_c - \left(t_f + \frac{h_1}{2}\right)\right) & \text{als } y \leq t_f \\ b_{tot} \cdot (h - y) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_c + \frac{y}{2}\right) - m \cdot [b_2 \cdot (h_1 - y + t_f) \cdot \left(h - Y_c - \left(t_f + \frac{h_1 - y + t_f}{2}\right)\right)] & \text{als } t_f \leq y \leq h - t_f \\ b_{tot} \cdot (h - y) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_c + \frac{y}{2}\right) & \text{als } y \geq h - t_f \end{cases} \quad (39)$$

Gebruik makend van deze karakteristieken kan de voorspelde dwarskrachtsterkte $V_{Rm}(y)$ in functie van de hoogte y bepaald worden. Vervolgens dient men enkel nog de minimale waarde van $V_{Rm}(y)$ te bepalen. De voorspelde dwarskrachtsterkte is voor de vereenvoudigde doorsnede gelijk aan 192,12 kN op $y = 48,24$ mm.

De verhouding van de dwarskrachtsterkte berekend met de discrete doorsnijdingen van de oorspronkelijke doorsnede op de dwarskrachtsterkte berekend met de vereenvoudigde doorsnede, is gelijk aan 150,2% voor de voorspelde waarden van de dwarskrachtsterkte. Dit is een vrij groot verschil in dwarskrachtsterkte. Wanneer men de plaats van deze minimale dwarskracht bekijkt, ziet men dat deze op een andere plaats gelegen is. Bij de berekening van de dwarskrachtsterkte met de gediscretiseerde doorsnijdingen, komt de minimale dwarskrachtsterkte voor op een hoogte van 90mm. Bij de berekening van de dwarskrachtsterkte met de vereenvoudigde doorsnede komt de minimale dwarskrachtsterkte voor op een hoogte van 48,24mm. Bij de vereenvoudigde doorsnede is er op de hoogte 48,24mm een breedte van 227,27mm beschikbaar. Wanneer men echter kijkt naar de werkelijke doorsnede, ziet men dat er op deze hoogte nog een breedte van 370,26mm beschikbaar is. De verhouding van de breedte van de werkelijke doorsnede op de hoogte 48,24mm op de breedte van de vereenvoudigde doorsnede op de hoogte 48,24mm is gelijk aan 162,9%. Deze breedte komt rechtstreeks voor in de formule van de dwarskracht. Het grote verschil in breedte verklaart deels het grote verschil in dwarskracht. Doordat de minimale dwarskracht voorkomt op een andere hoogte, en dus ook op een andere afstand van het steunpunt, zal de voorspankracht ook anders zijn bij de twee berekeningen omdat men zich nog in de overdrachts lengte bevindt. Dit zal ook een verschil geven op de dwarskrachtsterkte.

Men kan vaststellen dat de berekening van de dwarskrachtsterkte door gebruik te maken van de vereenvoudigde doorsnede, geen goede voorspelling van de dwarskrachtsterkte geeft.

3.1.1.3 Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes

Er worden analoge berekeningen uitgevoerd voor de rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes berekend met de betondoorsnede en met de fictieve doorsnede. De resultaten zijn terug te vinden in Tabel 6. Merk op dat wanneer er rekening gehouden wordt met het buigend moment er een coëfficiënt 1,35 gebruikt moet worden voor $M_{Ed,EG}$ en een coëfficiënt 1,5 voor $M_{Ed,Q}$.

Tabel 6: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes

y [mm]	$V_{Rd,beton}$ [kN]	$V_{Rd,beton,}$ met $M_{Ed,EG}$ [kN]	$V_{Rd,beton,}$ met $M_{Ed,EG+Q}$ [kN]	$V_{Rd,fictief}$ [kN]	$V_{Rd,fictief,}$ met $M_{Ed,EG}$ [kN]	$V_{Rd,fictief,}$ met $M_{Ed,EG+Q}$ [kN]
15	2381,08	2360,99	2104,34	1884,98	1869,64	1674,71
30	1413,83	1403,04	1264,39	1259,21	1249,91	1131,06
45	192,66	189,81	153,08	190,38	187,69	153,20
60	253,47	250,67	214,56	249,48	246,83	212,89
75	174,60	172,89	150,88	172,44	170,83	150,23
90	134,62	133,55	119,74	133,14	132,14	119,37
105	144,11	143,34	133,47	142,36	141,66	132,79
120	152,13	151,72	146,49	150,21	149,87	145,60
135	158,87	158,89	159,18	156,87	156,96	158,18
150	164,42	164,97	171,84	162,43	163,07	170,84
165	168,83	170,06	184,93	166,90	168,21	183,94
180	171,88	173,98	198,71	170,83	173,06	199,20
195	191,44	195,05	236,26	191,04	194,82	237,77
210	262,24	269,78	352,28	261,26	268,91	352,23
225	375,88	392,72	565,98	381,86	399,15	576,56
240	780,90	839,88	1393,34	805,37	865,18	1427,70
255	1188,01	1364,82	2780,16	1256,43	1431,71	2857,48
$V_{Rd,minimaal}$ [kN]	134,62	133,55	119,74	133,14	132,14	119,37

De verhouding $V_{Rd,beton}/V_{Rd,fictief}$ is gelijk aan 98,9%, $V_{Rd,beton,met\ MEd,EG}/V_{Rd,fictief,met\ MEd,EG}$ is 98,9% en $V_{Rd,beton,met\ MEd,EG+Q}/V_{Rd,fictief,met\ MEd,EG+Q}$ is 99,7%.

Dus opnieuw is het verschil tussen het gebruik van de betondoorsnede of de fictieve doorsnede te verwaarlozen.

$V_{Rd,beton,met\ MEd,EG}/V_{Rd,beton}$ is gelijk aan 99,2% en $V_{Rd,fictief,met\ MEd,EG}/V_{Rd,fictief}$ is gelijk aan 99,2%.

Verder is $V_{Rd,beton,met\ MEd,EG+Q}/V_{Rd,beton}$ gelijk aan 88,9% en is $V_{Rd,fictief,met\ MEd,EG+Q}/V_{Rd,fictief}$ gelijk aan 89,7%.

Dus ook bij de berekening van de rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes heeft het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht een verwaarloosbare invloed, terwijl het buigend moment ten gevolge van de puntlast zeker in rekening gebracht moet worden voor de berekening van de dwarskrachtsterkte.

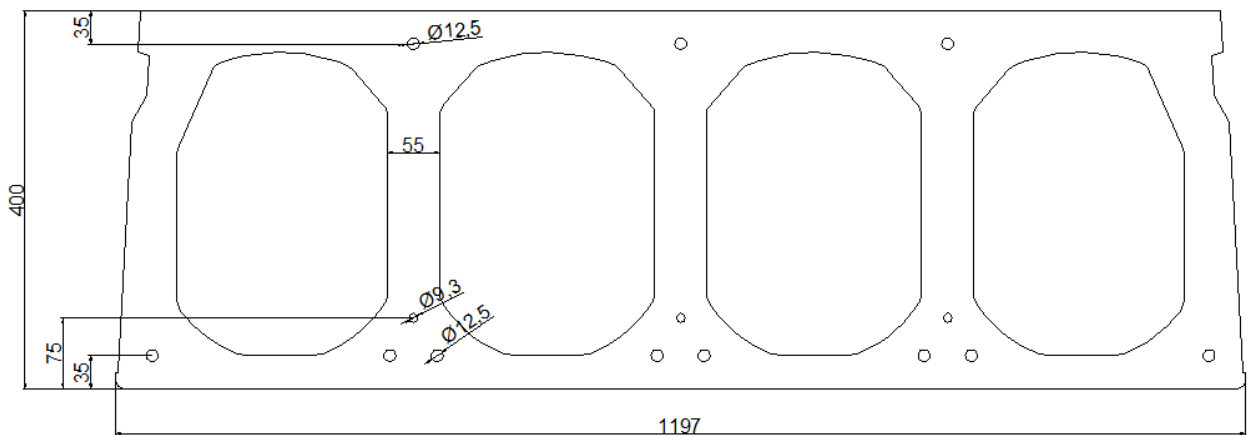
Wanneer de berekening van de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte uitgevoerd wordt voor de vereenvoudigde doorsnede, krijgt men een rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte gelijk aan 89,38 kN en dit op een hoogte y gelijk aan 48,2 mm.

De verhouding van de dwarskrachtsterkte berekend met de discrete doorsnijdingen van de oorspronkelijke doorsnede op de dwarskrachtsterkte berekend met de vereenvoudigde doorsnede, is gelijk aan 149,4% voor de rekenwaarden van de dwarskrachtsterkte. Opnieuw is dit vrij groot verschil in dwarskrachtsterkte. Hierbij kan dezelfde opmerking gemaakt worden als bij de berekening van de voorspelde waarde van de dwarskrachtsterkte. Ook bij de berekening van de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte geeft de vereenvoudigde doorsnede geen goede resultaten.

3.1.2 Welfsel met voorspanstrengen bovenaan

3.1.2.1 Karakteristieken en doorsnede van het bestudeerde welfsel

De doorsnede van het welfsel dat in volgende berekeningen beschouwd is, is terug te vinden in onderstaande figuur (zie Figuur 14).



Figuur 14: VW400-II

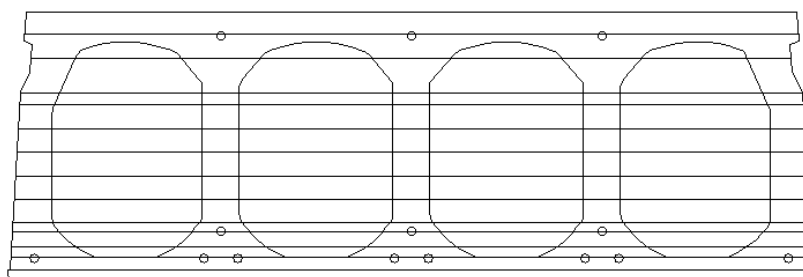
De hoogte van dit welfsel is 400 mm en de gemiddelde betondruksterkte is $75,2 \text{ N/mm}^2$. In het welfsel VW400-I zijn er zowel bovenaan als onderaan voorspanstrengen aanwezig. Onderaan bevinden zich acht strengen met diameter 12,5 mm op 35 mm van de onderkant van het welfsel en drie strengen met diameter 9,3 mm op 75 mm van de onderkant van het welfsel. Bovenaan bevinden zich nog drie strengen met diameter 12,5 mm op 35 mm van de bovenkant van het welfsel. De nuttige hoogte wordt hiermee 358,07 mm. Verder is de karakteristieke treksterkte van de voorspanstrengen gelijk aan 1860 N/mm^2 . De minimale breedte is 263,78 mm. Het totale betonoppervlak is $2,07 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$, het zwaartepunt van de betondoorsnede ligt op 204,02 mm van de onderrand van het welfsel en het traagheidsmoment van het betonoppervlak om zijn zwaartepunt is $4,27 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$. De

totale voorspankracht na ogenblikkelijke verliezen is gelijk aan 1340kN. Het eigengewicht van het welfsel bedraagt 5,07N/mm. Verder is de opstelling van het welfsel zodanig, dat de overspanning 5900mm bedraagt en er op 1000mm van de rechterondersteuning een puntlast aangebracht wordt.

3.1.2.2 Voorspelde dwarskrachtsterktes

Voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met de betondoorsnede

Als eerste wordt de dwarskrachtsterkte berekend voor dertien discrete punten door gebruik te maken van de oppervlakte, het statisch moment en het traagheidsmoment van de betondoorsnede.



Figuur 15: Indeling doorsnede in een aantal discrete punten

Voor elke doorsnijding, wordt telkens het statisch moment $S_c(y)$ boven de hoogte y van de doorsnijding en om de centrale as van de betondoorsnede berekend. Ook wordt op elke hoogte y , de breedte $b_w(y)$ becijferd.

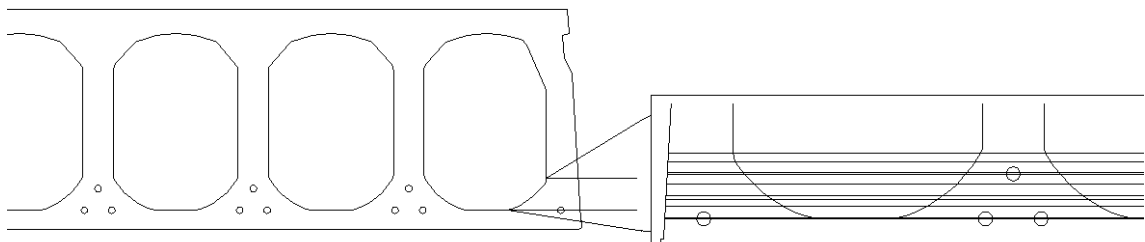
Tabel 7: Betoneigenschappen per doorsnijding

I_x [mm]	y [mm]	$b_w(y)$ [mm]	$Y_c(y)$ [mm]	$S_c(y)$ [mm ³]	$A_c(y)$ [mm ²]
100	18	1191	22	4,11E+06	1,84E+05
126	36	786	49	7,91E+06	1,63E+05
150	53	591	64	9,75E+06	1,52E+05
182	75	352	80	1,12E+07	1,41E+05
200	88	314	86	1,18E+07	1,37E+05
250	123	278	101	1,28E+07	1,27E+05
300	158	274	114	1,34E+07	1,17E+05
350	193	270	127	1,37E+07	1,08E+05
400	228	266	138	1,36E+07	9,83E+04
450	263	270	148	1,32E+07	8,91E+04
500	298	296	157	1,25E+07	7,92E+04
550	333	429	166	1,09E+07	6,57E+04
600	368	1115	180	6,68E+06	3,71E+04

Tabel 8: Normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijding

I_x [mm]	y [mm]	$\sigma_{cp}(y)$ [N/mm ²]	$\tau_{cp}(y)$ [N/mm ²]	V_{Rm} [kN]
100	18	4,43	-0,82	8914,40
126	36	5,33	1,43	2230,58
150	53	6,04	1,11	1506,96
182	75	6,86	3,11	547,18
200	88	7,24	3,00	490,93
250	123	8,03	2,17	500,48
300	158	8,27	1,14	567,22
350	193	8,06	0,24	618,87
400	228	7,11	-0,54	652,97
450	263	6,03	-1,15	704,19
500	298	5,06	-1,51	821,12
550	333	3,97	-1,34	1265,05
600	368	2,73	0,06	4054,66

De dwarskrachtsterkte is gelijk aan 490,93kN en dit op een hoogte y gelijk aan 88mm. Men merkt echter op dat op deze hoogte de breedte nog sterk verandert. Om een nauwkeuriger resultaat te verkrijgen, zal het deel van het welfsel waar de breedte nog sterk verandert, verder ingedeeld worden.



Figuur 16: Fijnere indeling van de doorsnede in een aantal discrete punten

Voor elke doorsnijding, wordt opnieuw het statisch moment $S_c(y)$ boven de hoogte y van de doorsnijding en om de centrale as van de betondoorsnede becijferd. Ook wordt op elke hoogte y , de breedte $b_w(y)$ berekend.

Tabel 9: Betoneigenschappen per doorsnijding voor de verfijnde discretisatie

I_x [mm]	y [mm]	$b_w(y)$ [mm]	$Y_c(y)$ [mm]	$S_c(y)$ [mm ³]	$A_c(y)$ [mm ²]
141	46	675	59	9,12E+06	1,56E+05
150	53	591	64	9,75E+06	1,52E+05
155	56	552	67	1,01E+07	1,50E+05
169	66	458	74	1,08E+07	1,45E+05
182	75	352	80	1,12E+07	1,41E+05
184	76	345	80	1,13E+07	1,41E+05
198	86	321	85	1,17E+07	1,37E+05
200	88	314	86	1,18E+07	1,37E+05
209	94	289	89	1,20E+07	1,35E+05

Tabel 10: Normaalspanningen, schuifspanningen en voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnijding voor de verfijnde discretisatie

y [mm]	$\sigma_{cp}(y)$ [N/mm²]	$\tau_{cp}(y)$ [N/mm²]	V_{Rm} [kN]
46	5,56	1,18	1778,75
53	5,82	1,07	1506,96
56	5,95	1,01	1391,77
66	6,31	0,80	1137,94
75	6,61	3,00	547,18
76	6,64	3,02	530,42
86	6,93	2,88	505,47
88	6,97	2,89	490,93
94	7,14	2,91	447,43

Men krijgt nu een voorspelde dwarskrachtsterkte van 447,43 kN. Naar deze dwarskrachtsterkte wordt verder verwezen als $V_{Rm, beton}$. De verhouding van de dwarskrachtsterkte berekend in de niet-gedetailleerde doorsnede op de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend in de gedetailleerde doorsnede is 109,7%. Dit is toch een aanzienlijk verschil waaruit men kan besluiten dat het zeer belangrijk is dat men voldoende discrete punten neemt en zeker op de plaatsen waar de breedte nog vrij veel varieert. Dit komt o.a. doordat de breedte rechtstreeks in de formule van de dwarskrachtsterkte staat. In de niet-gedetailleerde berekening wordt gerekend met een breedte van 313,8 mm op de plaats waar de dwarskracht minimaal is terwijl de breedte gelijk is aan 288,9 mm in de gedetailleerde berekening. De verhouding van de breedte van de niet-gedetailleerde doorsnede op deze van de gedetailleerde doorsnede is 108,6% wat al deels het grote verschil in dwarskrachtsterkte verklaart.

Voor de verdere berekeningen, wordt er steeds gewerkt met de gedetailleerde berekening. De voorspelde dwarskrachtsterktes worden berekend door gebruik te maken van de oppervlakte, het statisch moment en het traagheidsmoment van de betondoorsnede. Verder wordt een berekening gedaan, waarbij geen rekening wordt gehouden met het buigend moment ten gevolge van verticale lasten, waarbij rekening wordt gehouden met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht en waarbij rekening wordt gehouden met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht en de verticale puntlast. De resultaten van de berekeningen zijn terug te vinden in Tabel 11.

Tabel 11: Voorspelde dwarskrachtsterktes berekend met de betondoorsnede

y [mm]	$V_{Rm,beton}$ [kN]	$V_{Rm,beton,met\ Mem,EG}$ [kN]	$V_{Rm,beton,met\ Mem,EG+Q}$ [kN]
18	8914,40	8886,09	8139,06
36	2230,58	2220,10	1941,56
46	1778,75	1770,76	1557,86
53	1506,96	1500,36	1324,61
56	1391,77	1385,78	1226,04
66	1137,94	1133,31	1009,70
75	547,18	543,80	453,32
76	530,42	527,14	439,27
86	505,47	502,59	425,35
88	490,93	488,14	413,41
94	447,43	444,96	378,78
123	500,48	498,57	447,43
158	567,22	566,02	533,84
193	618,87	618,54	609,69
228	652,97	653,78	674,63
263	704,19	706,62	768,30
298	821,12	826,32	953,94
333	1265,05	1278,70	1598,98
368	4054,66	4140,77	6046,77
$V_{Rm,minimaal}$ [kN]	447,43	444,96	378,78

$V_{Rm,beton,met\ Mem,EG} / V_{Rm,beton}$ is gelijk aan 99,4% en $V_{Rm,beton,met\ Mem,EG+Q} / V_{Rm,beton}$ is gelijk aan 84,7%.

Dus ook hier heeft het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht een verwaarloosbare invloed, terwijl het buigend moment ten gevolge van de puntlast zeker in rekening gebracht moet worden voor de berekening van de dwarskrachtsterkte.

Voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met de fictieve doorsnede

Dezelfde berekeningen worden nu uitgevoerd door gebruik te maken van de oppervlakte, het traagheidsmoment en het statisch moment van de fictieve betondoorsnede.

Het zwaartepunt van de fictieve doorsnede bevindt zich op 201,78mm afstand van de ondervezel. De fictieve oppervlakte is gelijk aan $2,12 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$ en het fictief traagheidsmoment is gelijk aan $4,27 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$.

Voor de berekening van de voorspelde dwarskrachtsterkte zonder rekening te houden met het buigend moment ten gevolge van verticale belastingen, kan men de resultaten terugvinden in Tabel 12.

Tabel 12: Fictieve eigenschappen, normaalspanningen, schuifspanningen & voorspelde dwarskrachtsterkte per doorsnede

y [mm]	$S_{\text{fictief}}(y)$ [mm ³]	$A_{\text{fictief}}(y)$ [mm ²]	$\sigma_{\text{cp}}(y)$ [N/mm ²]	$\tau_{\text{cp}}(y)$ [N/mm ²]	$V_{\text{Rm}}(y)$ [kN]
18	5,28E+06	1,90E+05	4,21	-0,89	7245,74
36	8,91E+06	1,68E+05	5,07	1,38	2055,79
46	1,06E+07	1,61E+05	5,49	1,10	1603,20
53	1,07E+07	1,56E+05	5,75	1,09	1419,65
56	1,10E+07	1,54E+05	5,88	1,03	1314,08
66	1,17E+07	1,49E+05	6,24	0,83	1079,03
75	1,15E+07	1,42E+05	6,53	3,10	544,69
76	1,16E+07	1,42E+05	6,56	3,13	527,91
86	1,20E+07	1,39E+05	6,86	2,99	502,12
88	1,21E+07	1,38E+05	6,90	3,01	487,42
94	1,23E+07	1,36E+05	7,07	3,04	443,31
123	1,30E+07	1,28E+05	7,68	2,24	495,69
158	1,36E+07	1,19E+05	7,93	1,26	562,76
193	1,47E+07	1,09E+05	7,75	0,07	607,90
228	1,37E+07	9,97E+04	6,88	-0,33	651,02
263	1,33E+07	9,04E+04	5,88	-0,92	704,76
298	1,27E+07	8,05E+04	4,99	-1,35	822,47
333	1,10E+07	6,70E+04	3,98	-1,18	1291,87
368	6,81E+06	3,71E+04	2,83	0,07	4170,78

De voorspelde dwarskrachtsterktes worden nu berekend door gebruik te maken van de oppervlakte, het statisch moment en het traagheidsmoment van de fictieve doorsnede. Verder wordt een berekening gedaan, niet rekening houdend met het buigend moment ten gevolge van verticale lasten, waarbij rekening wordt gehouden met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht en waarbij rekening wordt gehouden met het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht en de verticale puntlast. De resultaten van de berekeningen zijn terug te vinden in Tabel 13.

Tabel 13: Voorspelde dwarskrachtsterktes berekend met de fictieve doorsnede

y [mm]	$V_{Rm,fictief}$ [kN]	$V_{Rm,fictief,met\ Mem,EG}$ [kN]	$V_{Rm,fictief,met\ Mem,EG+Q}$ [kN]
18	7245,74	7223,68	6645,42
36	2055,79	2046,48	1800,62
46	1603,20	1596,34	1414,91
53	1419,65	1413,64	1254,29
56	1314,08	1308,60	1163,35
66	1079,03	1074,77	961,66
75	544,69	541,40	454,13
76	527,91	524,72	439,74
86	502,12	499,32	424,77
88	487,42	484,71	412,57
94	443,31	440,91	377,03
123	495,69	493,84	444,67
158	562,76	561,62	531,26
193	607,90	607,64	600,97
228	651,02	651,90	674,60
263	704,76	707,28	770,93
298	822,47	827,72	955,94
333	1291,87	1305,72	1630,40
368	4170,78	4255,83	6143,45
$V_{Rm,minimaal}$ [kN]	443,31	440,91	377,03

$V_{Rm,beton}/V_{Rm,fictief}$ is gelijk aan 100,9%, $V_{Rm,beton,met\ Mem,EG}/V_{Rm,fictief,met\ Mem,EG}$ is gelijk aan 100,9% en $V_{Rm,beton,met\ Mem,EG+Q}/V_{Rm,fictief,met\ Mem,EG+Q}$ is gelijk aan 100,5%.

Dus opnieuw is het verschil tussen het gebruik van de betondoorsnede of de fictieve doorsnede te verwaarlozen.

$V_{Rm,beton,met\ Mem,EG}/V_{Rm,beton}$ is gelijk aan 99,4% en $V_{Rm,fictief,met\ Mem,EG}/V_{Rm,fictief}$ is gelijk aan 99,5%. Verder is $V_{Rm,beton,met\ Mem,EG+Q}/V_{Rm,beton}$ gelijk aan 84,7% en $V_{Rm,fictief,met\ Mem,EG+Q}/V_{Rm,fictief}$ gelijk aan 85,0%.

Dus ook hier heeft het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht een verwaarloosbare invloed, terwijl het buigend moment ten gevolge van de puntlast zeker in rekening gebracht moet worden voor de berekening van de voorspelde dwarskrachtsterkte.

Voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met een vereenvoudigde doorsnede

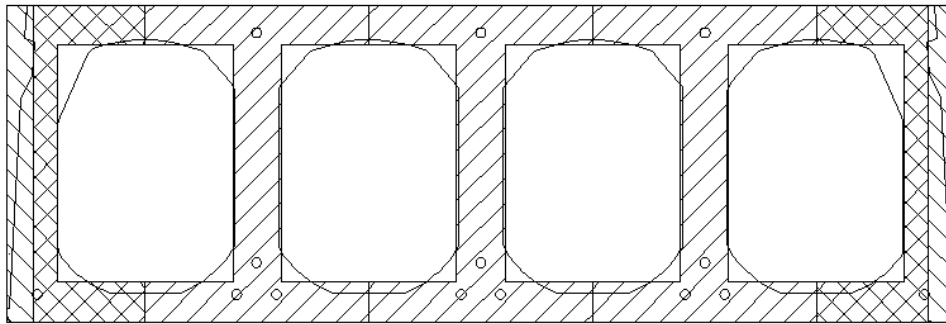
Net zoals bij het welfsel zonder bovenvoorspanning, wordt ook een dwarskrachtberekening uitgevoerd door gebruik te maken van een vereenvoudigde doorsnede.

Voor het beschouwde welfsel, is de oppervlakte van de oorspronkelijke I-doorsnede gelijk aan $4,66 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$ en is het traagheidsmoment van de betondoorsnede om het zwaartepunt gelijk aan $10,11 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$. Voor het beschouwde welfsel, is verder de hoogte h van het oorspronkelijke I-profiel gelijk aan 265mm en is de breedte b_1 van het oorspronkelijke I-profiel gelijk aan 222,2mm

Indien de oppervlakte en het traagheidsmoment van de oorspronkelijke I-doorsnede, gelijk wordt gesteld aan de oppervlakte en het traagheidsmoment van de vereenvoudigde I-doorsnede, blijkt dat h_1 gelijk is aan 299mm en t_w gelijk is aan 60,8mm. De dikte van de onder- en bovenflens t_f is dan gelijk aan 50,3mm.

De beschouwde doorsnede van de holle welfsels kan op deze wijze worden vereenvoudigd tot drie dergelijke I-profielen, twee halve dergelijke I-profielen en twee rechthoeken met een breedte b_3 gelijk aan 33,5mm. De breedte van de openingen b_2 bedraagt voor het beschouwde welfsel 221,6mm.

De breedte $b_w(y)$ op iedere hoogte y kan opnieuw berekend worden met formule (37). De betonoppervlakte $A_c(y)$ op iedere hoogte y kan berekend worden met formule (38) en het statisch moment $S_c(y)$ om de centrale as van de doorsnede boven de hoogte y , waarbij wordt aangenomen dat de neutrale as op halve hoogte gelegen is, wordt berekend met formule (39).



Figuur 17: Vereenvoudigde doorsnede

Gebruik makend van deze karakteristieken kan de voorspelde dwarskrachtsterkte $V_{Rm}(y)$ in functie van de hoogte y bepaald worden. Vervolgens dient men enkel nog de minimale waarde van $V_{Rm}(y)$ te bepalen. De voorspelde dwarskrachtsterkte is voor de beschouwde vereenvoudigde doorsnede gelijk aan 396,62 kN op een hoogte y gelijk aan 75 mm.

De verhouding van de dwarskrachtsterkte berekend met de discrete doorsnijdingen van de oorspronkelijke doorsnede op de dwarskrachtsterkte berekend met de vereenvoudigde doorsnede, is gelijk aan 112,7% voor de voorspelde waarden van de dwarskrachtsterkte. Dit is een vrij groot verschil in dwarskrachtsterkte. Wanneer men de plaats van deze minimale dwarskracht bekijkt, ziet men dat deze op een andere plaats gelegen is. Bij de berekening van de dwarskrachtsterkte met de gediscretiseerde doorsnijdingen, komt de minimale dwarskrachtsterkte voor op een hoogte van 94mm. Bij de berekening van de dwarskrachtsterkte met de vereenvoudigde doorsnede komt de minimale dwarskrachtsterkte voor op een hoogte van 75mm. Bij de vereenvoudigde doorsnede is er op de hoogte 75mm een breedte van 309,5mm beschikbaar. Wanneer men echter kijkt naar de werkelijke doorsnede, ziet men dat er op deze hoogte nog een breedte van 351,7mm beschikbaar is. Op de hoogte y waar de dwarskrachtsterkte berekend met de werkelijke doorsnede minimaal is ($y=94$ mm), is de breedte gelijk aan 288,9mm. De verhouding van de breedte van de werkelijke doorsnede op de hoogte 75mm op de breedte van de vereenvoudigde doorsnede op de hoogte 75mm is gelijk aan 113,6%. Deze breedte komt rechtstreeks voor in de formule van de dwarskrachtsterkte. Het grote verschil in breedte verklaart deels het grote verschil in dwarskrachtsterkte.

Men kan dus opnieuw bemerken dat de berekening van de dwarskrachtsterkte door gebruik te maken van de vereenvoudigde doorsnede, geen goede voorspelling van de dwarskrachtsterkte geeft.

3.1.2.3 Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes

Er worden ook analoge berekeningen uitgevoerd voor de rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes berekend met de betondoorsnede en met de fictieve doorsnede. De resultaten zijn terug te vinden in Tabel 14.

Tabel 14: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes

y [mm]	$V_{Rd,beton}$ [kN]	$V_{Rd,beton,met Med,EG}$ [kN]	$V_{Rd,beton,met Med,EG+Q}$ [kN]	$V_{Rd,fictief}$ [kN]	$V_{Rd,fictief,met Med,EG}$ [kN]	$V_{Rd,fictief,met Med,EG+Q}$ [kN]
18	4160,05	4121,70	3784,27	3381,34	3351,46	3090,31
36	1040,94	1026,73	900,89	959,37	946,75	835,69
46	830,08	819,25	723,07	748,16	738,87	656,92
53	703,25	694,32	614,92	662,50	654,36	582,38
56	649,49	641,38	569,22	613,24	605,81	540,21
66	531,04	524,77	468,94	503,55	497,78	446,69
75	255,35	250,77	209,91	254,19	249,74	210,33
76	247,53	243,08	203,40	246,36	242,03	203,66
86	235,89	231,98	197,11	234,32	230,53	196,87
88	229,10	225,32	191,58	227,46	223,79	191,23
94	208,80	205,46	175,58	206,88	203,63	174,80
123	233,56	230,97	207,91	231,32	228,82	206,65
158	266,51	264,88	250,48	264,42	262,88	249,29
193	292,87	292,42	288,49	287,52	287,18	284,22
228	315,12	316,16	325,19	314,25	315,40	325,23
263	343,17	346,28	372,63	343,61	346,84	374,05
298	396,83	403,52	458,36	397,74	404,48	459,59
333	599,07	616,97	757,00	613,27	631,40	773,11
368	1824,51	1942,53	2800,63	1893,98	2009,63	2855,44
$V_{Rd,min}$ [kN]	208,80	205,46	175,58	206,88	203,63	174,80

$V_{Rd,beton}/V_{Rd,fictief}$ is gelijk aan 100,9%, $V_{Rd,beton,met Mem,EG}/V_{Rd,fictief,met Mem,EG}$ is gelijk aan 100,9% en $V_{Rd,beton,met Mem,EG+Q}/V_{Rd,fictief,met Mem,EG+Q}$ is gelijk aan 100,4%.

Dus opnieuw is het verschil tussen het gebruik van de betondoorsnede of de fictieve doorsnede te verwaarlozen.

$V_{Rd,beton,met Mem,EG}/V_{Rd,beton}$ is gelijk aan 98,4% en $V_{Rd,fictief,met Mem,EG}/V_{Rd,fictief}$ is gelijk aan 98,4%. Verder is $V_{Rd,beton,met Mem,EG+Q}/V_{Rd,beton}$ gelijk aan 84,1% en $V_{Rd,fictief,met Mem,EG+Q}/V_{Rd,fictief}$ gelijk aan 84,1%.

Dus ook bij de berekening van de rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes heeft het buigend moment ten gevolge van het eigengewicht een verwaarloosbare invloed, terwijl het buigend moment ten gevolge van de puntlast zeker in rekening gebracht moet worden voor de berekening van de dwarskrachtsterkte.

Wanneer de berekening van de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte uitgevoerd wordt voor de vereenvoudigde doorsnede, krijgt men een rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte gelijk aan 185,26 mm en dit op een hoogte y gelijk aan 75 mm.

De verhouding van de dwarskrachtsterkte berekend met de discrete doorsnijdingen van de oorspronkelijke doorsnede op de dwarskrachtsterkte berekend met de vereenvoudigde doorsnede, is gelijk aan 112,7% voor de rekenwaarden van de dwarskrachtsterkte. Opnieuw is dit vrij groot verschil in dwarskrachtsterkte. Hierbij kan dezelfde opmerking gemaakt worden als bij de berekening van de voorspelde waarde van de dwarskrachtsterkte. Ook bij de berekening van de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte geeft de vereenvoudigde doorsnede geen goede resultaten.

3.1.3 Conclusies en aanbevelingen

Als eerste kan opgemerkt worden, dat wanneer men gebruik maakt van methode 1 van de NBN EN 1168+A2 voor het berekenen van de dwarskracht in de zone ongescheurd in buiging, de formule toegepast kan worden op discrete doorsnijdingen. Deze discretisatie van de doorsnede moet voldoende gedetailleerd zijn, zeker in de zone waar de breedte nog sterk verandert, om er zeker van te zijn dat de laagste dwarskrachtsterkte berekend wordt. Er kunnen grote verschillen in dwarskrachtsterkte optreden indien niet voldoende doorsnijdingen genomen worden.

Men kan in plaats van de doorsnede te discretiseren ook gebruik maken van een vereenvoudigde doorsnede. Hiertoe wordt de buitenomtrek van het beschouwde welfsel vereenvoudigd tot een rechthoek met dezelfde breedte en dezelfde hoogte als de oorspronkelijke doorsnede. Verder wordt de vorm van de dwarsdoorsnede opgevat als een samenbouw van een aantal I-profielen, van twee halve I-profielen en van twee rechthoeken. Van deze doorsnede kan het statisch moment en de breedte uitgedrukt worden in functie van de hoogte y . Men verkrijgt dan continue functies, die in de formule voor dwarskrachtsterkte ingevuld kunnen worden. Wanneer het minimum van deze functie berekend wordt, is de dwarskrachtsterkte van het beschouwde welfsel bepaald. Wanneer de dwarskrachtsterktes berekend met de vereenvoudigde doorsnede vergeleken worden met de dwarskrachtsterktes berekend met de gediscretiseerde oorspronkelijke doorsnede, werd vastgesteld dat er een grote afwijking was. Dit kwam onder andere doordat de plaats van de minimale dwarskrachtsterkte anders is, waardoor ook de breedte sterk verschilt. Hieruit kan besloten worden, dat gebruik makend van de vereenvoudigde doorsnede geen goede voorspelling van de dwarskrachtsterkte bekomen wordt.

Vervolgens kan opgemerkt worden, dat zowel voor de rekenwaarden van de dwarskrachtsterkte als voor de voorspelde dwarskrachtsterkte en zowel voor welfsels met voorspanstrengen aan de bovenkant van het welfsel als welfsels zonder voorspanstrengen bovenaan, het weinig verschil maakt of de dwarskrachtsterkte berekend wordt met de betondoorsnede of met de fictieve doorsnede. Wel zou het aan te raden zijn in de NBN EN 1168 hier een opmerking van te maken, of te verplichten de betondoorsnede of de fictieve doorsnede te gebruiken.

Bovendien is het verwarrend dat er in de NBN EN 1168+A2 een andere formulering staat dan in de *fib* Model Code 2010. In de NBN EN 1168+A2 wordt namelijk in de formule gebruik gemaakt van de fictieve oppervlakte voor de bepaling van de normaalspanning en de schuifspanning, terwijl in de Model Code 2010 er gebruik gemaakt wordt van de betondoorsnede. Ondanks het feit dat dit een geringe invloed zal hebben op de resultaten, is het aan te raden een eenduidige formulering van de dwarskrachtsterkte te hebben in de NBN EN 1168+A2 en in de Model Code 2010.

Een laatste opmerking kan gemaakt worden over de invloed van het buigend moment ten gevolge van verticale lasten. In de NBN EN 1168+A2 wordt als opmerking gegeven dat het buigend moment ten gevolge van de verticale belasting verwaarloosd mag worden voor de berekening van de dwarskrachtsterkte. Voor het hier toegepaste belastingsgeval, namelijk met een puntlast op een afstand a van het steunpunt, is de invloed van het buigend moment op de dwarskrachtsterkte niet verwaarloosbaar. Het toegepaste belastingsgeval, is de proefopstelling die vooropgesteld wordt voor dwarskrachtproeven op welfsels [7]. Dus voor het vergelijken van de proefresultaten met de voorspelde dwarskrachtsterktes, moet bij de berekening van de voorspelde dwarskrachtsterktes zeker rekening worden gehouden met de invloed van het buigend moment ten gevolge van verticale belastingen op de voorspelde dwarskrachtsterkte.

Voor de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd door buiging met de methode 1, zal voor verdere berekeningen steeds de oppervlakte, het statisch moment en het traagheidsmoment van de werkelijke betondoorsnede gebruikt worden. Bovendien zal de normaalspanning ten gevolge van het buigend moment veroorzaakt door verticale belastingen, mee in rekening worden gebracht voor de berekening van de dwarskrachtsterkte.

3.2 Dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging: methode 2

In de formule voor dwarskrachtsterkte (7) in de zone ongescheurd in buiging: methode 2, komen net zoals in methode 1 het statisch moment van de doorsnede boven de zwaartepuntsas en om de zwaartepuntsas en het traagheidsmoment voor. Maar er wordt ook hier niet gespecificeerd of het gaat om het traagheidsmoment en statisch moment van de fictieve doorsnede of enkel van de betondoorsnede.

De dwarskrachtsterktes worden berekend voor verschillende gevallen (zie verder) en dit voor twee soorten welfsels: één welfsel waarbij geen bovenvoorspanning aanwezig is en één welfsel waarbij er wel bovenvoorspanning aanwezig is.

Per welfsel wordt de dwarskracht berekend voor verschillende gevallen. Zo wordt er gekeken naar de dwarskrachtsterkte berekend door in de formule de oppervlakte, het traagheidsmoment en het statisch moment van de betondoorsnede te gebruiken. De dwarskrachtsterkte wordt ook bepaald door de oppervlakte, het traagheidsmoment en het statisch moment van de fictieve doorsnede te gebruiken. De verkregen dwarskrachtsterktes worden onderling vergeleken.

Als laatste wordt een vergelijking gemaakt van de formule voor de weerstandbiedende dwarskracht in de zone ongescheurd door buiging in NBN EN 1168+A2 met de formule voor de weerstandbiedende dwarskracht in de zone ongescheurd in buiging in EN 1992-1-1:2004 [12].

3.2.1 Welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan

Als eerste wordt een doorsnede bekeken, waarin geen voorspanstrengen bovenaan aangebracht zijn. Het beschouwde welfsel is hetzelfde welfsel dat gebruikt is bij de bestudering van de formule voor de dwarskrachtsterkte voor de zone ongescheurd in buiging methode 1 (zie 3.1.1.1 Karakteristieken en doorsnede van het bestudeerde welfsel). Zoals eerder gezegd is, wordt de dwarskrachtsterkte berekend door gebruik te maken van de betondoorsnede en door gebruik te maken van de fictieve doorsnede. Enkele karakteristieken, de voorspelde dwarskrachtsterkte en de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte zijn terug te vinden in Tabel 15. De minimale dwarskrachtsterktes komen steeds voor in de doorsnede op een afstand $0,5 \cdot h$ van de ondersteuning.

Tabel 15: Karakteristieken welfsel, voorspelde dwarskrachtsterkte en rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte

	Berekening met betondoorsnede	Berekening met fictieve doorsnede
Y_c [mm]	134	132
I [mm ⁴]	1,42E+09	1,46E+09
A_c [mm ²]	1,50E+05	1,50E+05
S_c [mm ³]	6,80E+06	6,99E+06
$b_{w,ZP}$ [mm]	275,3	274,8
P_{mt} [kN]	908,08	908,08
V_{Rd} [kN]	123,52	123,40
V_{Rm} [kN]	264,69	264,43

De verhouding van de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met de betondoorsnede op de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met de fictieve doorsnede, is gelijk aan 100,1%. De verhouding van de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte berekend met de betondoorsnede op de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte berekend met de fictieve doorsnede, is gelijk aan 100,1%.

Voor een welfsel zonder bovenvoorspanning, is dus het verschil tussen het gebruik van de betondoorsnede of de fictieve doorsnede te verwaarlozen.

3.2.2 Welfsel met voorspanstrengen bovenaan

Als tweede wordt een doorsnede bekeken, waarin bovenaan wel voorspanstrengen aangebracht zijn. Het beschouwde welfsel is hetzelfde welfsel dat gebruikt werd bij de bestudering van de formule voor de dwarskrachtsterkte voor de zone ongescheurd in buiging methode 1 (zie 3.1.2.1 Karakteristieken en doorsnede van het bestudeerde welfsel). Zoals eerder gesteld, wordt de dwarskrachtsterkte berekend door gebruik te maken van de betondoorsnede en door gebruik te maken van de fictieve doorsnede. Enkele karakteristieken, de voorspelde dwarskrachtsterkte en de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte zijn terug te vinden in Tabel 16. Opnieuw bevindt het kritieke punt zich op een afstand $0,5 \cdot h$ van de ondersteuning.

Tabel 16: Karakteristieken welfsel, voorspelde dwarskrachtsterkte en rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte

	Berekening met betondoorsnede	Berekening met fictieve doorsnede
Y_c [mm]	204	202
I [mm ⁴]	4,27E+09	4,46E+09
A_c [mm ²]	2,07E+05	2,07E+05
S_c [mm ³]	1,40E+07	1,41E+07
$b_{w,zp}$ [mm]	263,78	268,98
P_{mt} [kN]	1755,2	1755,2
V_{Rd} [kN]	200,61	213,57
V_{Rm} [kN]	429,89	457,64

De verhouding van de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met de betondoorsnede op de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met de fictieve doorsnede, is gelijk aan 93,9%. De verhouding van de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte berekend met de betondoorsnede op de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte berekend met de fictieve doorsnede, is gelijk aan 93,9%.

Voor een welfsel met bovenvoorspanning, is dus het verschil tussen het gebruik van de betondoorsnede of de fictieve doorsnede niet te verwaarlozen zowel voor de berekening van de rekenwaarden van de dwarskrachtsterkte als voor de berekening van de voorspelde waarden van de dwarskrachtsterkte.

3.2.3 Vergelijking met formule voor dwarskrachtsterkte in EN 1992-1-1:2004

Volgens EN 1992-1-1:2004, wordt de weerstandbiedende dwarskracht in de zone ongescheurd in buiging bepaald door volgende formule [12]:

$$V_{Rd} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (40)$$

Dit is dezelfde formule als (7) maar waarin de factoren ϕ en β gelijk worden gesteld aan 1.

De dwarskrachtsterktes worden dan berekend voor de verschillende gevallen. De resultaten zijn terug te vinden in Tabel 17. Het kritieke punt bevindt zich steeds op een afstand $0,5h$ van de ondersteuning.

Tabel 17: Dwarskrachtsterktes volgens EN 1992-1-1:2004

	welfsel zonder bovenvoorspanning	welfsel met bovenvoorspanning
$V_{Rm,beton}$ [kN]	339,25	553,28
$V_{Rm,fictief}$ [kN]	338,91	588,99
$V_{Rd,beton}$ [kN]	158,32	258,20
$V_{Rd,fictief}$ [kN]	158,16	274,86

Deze resultaten worden vergeleken met de dwarskrachtsterktes volgens NBN EN 1168+A2. De verhoudingen van de dwarskrachtsterktes berekend met de formule van de EN1992-1-1 op de dwarskrachtsterktes berekend met de formule van de NBN EN 1168+A2 worden weergegeven in onderstaande tabel (zie Tabel 18)

Tabel 18: Verhouding van dwarskrachtsterktes berekend met EN1992-1-1 op berekend met NBN EN 1168+A2

	welfsel zonder bovenvoorspanning	welfsel met bovenvoorspanning
$V_{Rm,beton,NBN\ EN\ 1168+A2} / V_{Rm,beton,EN\ 1992-1-1}$ [%]	78,0	77,7
$V_{Rm,fictief,NBN\ EN\ 1168+A2} / V_{Rm,fictief,EN\ 1992-1-1}$ [%]	78,0	77,7
$V_{Rd,beton,NBN\ EN\ 1168+A2} / V_{Rd,beton,EN\ 1992-1-1}$ [%]	78,0	77,7
$V_{Rd,fictief,NBN\ EN\ 1168+A2} / V_{Rd,fictief,EN\ 1992-1-1}$ [%]	78,0	77,7

Er is dus een vrij groot verschil tussen deze twee formules. De formule in de EN1992-1-1:2004 is voor algemene voorgespannen betonelementen, terwijl de formule in de NBN EN 1168+A2 voor holle vloerwelfsels opgesteld is. Wanneer de formule in de EN1992-1-1:2004 wordt toegepast voor de holle vloerwelfsels, wordt er mogelijks een overschatting gemaakt van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging.

3.2.4 Vergelijking dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 1 of met methode 2

In deze paragraaf, worden de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 1, vergeleken met de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 2. Hiervoor worden de berekende dwarskrachtsterktes herhaald (zie Tabel 19 en Tabel 20).

Tabel 19: Voorspelde dwarskrachtsterktes samengevat

		welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan	welfsel met voorspanstrengen bovenaan
methode 1	$V_{Rm,beton}$ [kN]	288,48	447,43
	$V_{Rm,beton,met\ MEd,EG}$ [kN]	287,68	444,96
	$V_{Rm,beton,met\ MEd,EG+Q}$ [kN]	257,11	378,78
	$V_{Rm,fictief}$ [kN]	285,30	443,31
	$V_{Rm,fictief,met\ MEd,EG}$ [kN]	284,56	440,91
	$V_{Rm,fictief,met\ MEd,EG+Q}$ [kN]	256,28	377,03
methode 2	$V_{Rm,beton}$ [kN]	264,69	429,89
	$V_{Rm,fictief}$ [kN]	264,43	457,64

Tabel 20: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes samengevat

		welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan	welfsel met voorspanstrengen bovenaan
methode 1	$V_{Rd,beton}$ [kN]	134,62	208,8
	$V_{Rd,beton,met\ MEd,EG}$ [kN]	133,55	205,46
	$V_{Rd,beton,met\ MEd,EG+Q}$ [kN]	119,74	175,58
	$V_{Rd,fictief}$ [kN]	133,14	206,88
	$V_{Rd,fictief,met\ MEd,EG}$ [kN]	132,14	203,63
	$V_{Rd,fictief,met\ MEd,EG+Q}$ [kN]	119,37	174,8
methode 2	$V_{Rd,beton}$ [kN]	123,52	200,61
	$V_{Rd,fictief}$ [kN]	123,4	213,35

De verhoudingen van de dwarskrachtsterktes berekend met de twee methoden worden gegeven in Tabel 21 en Tabel 22.

Tabel 21: Verhoudingen van voorspelde waarden van dwarskrachtsterktes

	welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan	welfsel met voorspanstrengen bovenaan
$V_{Rm,beton,methode\ 1}/V_{Rm,beton,methode\ 2}$ [%]	109,0	104,1
$V_{Rm,beton,met\ MEm,EG,methode\ 1}/V_{Rm,beton,methode\ 2}$ [%]	108,7	103,5
$V_{Rm,beton,met\ MEm,EG+Q,methode\ 1}/V_{Rm,beton,methode\ 2}$ [%]	97,1	88,1
$V_{Rm,fictief,methode\ 1}/V_{Rm,fictief,methode\ 2}$ [%]	107,9	96,9
$V_{Rm,fictief,met\ MEm,EG,methode\ 1}/V_{Rm,fictief,methode\ 2}$ [%]	107,6	96,3
$V_{Rm,fictief,met\ MEm,EG+Q,methode\ 1}/V_{Rm,fictief,methode\ 2}$ [%]	96,9	82,4

Tabel 22: Verhoudingen van rekenwaarden van dwarskrachtsterktes

	welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan	welfsel met voorspanstrengen bovenaan
$V_{Rd,beton,methode\ 1}/V_{Rd,beton,methode\ 2}$ [%]	109,0	104,1
$V_{Rd,beton,met\ MEd,EG,methode\ 1}/V_{Rd,beton,methode\ 2}$ [%]	108,1	102,4
$V_{Rd,beton,met\ MEd,EG+Q,methode\ 1}/V_{Rd,beton,methode\ 2}$ [%]	96,9	87,5
$V_{Rd,fictief,methode\ 1}/V_{Rd,fictief,methode\ 2}$ [%]	107,9	97,0
$V_{Rd,fictief,met\ MEd,EG,methode\ 1}/V_{Rd,fictief,methode\ 2}$ [%]	107,1	95,4
$V_{Rd,fictief,met\ MEd,EG+Q,methode\ 1}/V_{Rd,fictief,methode\ 2}$ [%]	96,7	81,9

Een eerste algemene opmerking die gemaakt kan worden, is dat de methode 2 geen rekening houdt met normaalspanningen veroorzaakt door het buigend moment ten gevolge van verticale belastingen.

Door rekening te houden met het buigend moment ten gevolge van verticale belastingen in de berekening van de voorspelde waarde en de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 van NBN EN 1168+A2, worden de voorspelde waarden en de rekenwaarden van de dwarskrachtsterkte kleiner dan deze bepaald met de methode 2 van NBN

EN 1168+A2. Voor het welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan is er een betere overeenkomst van de twee methoden wanneer rekening wordt gehouden met het buigend moment veroorzaakt door de verticale belasting en dit zowel voor voorspelde waarden van de dwarskrachtsterktes als voor de rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes. Voor het welfsel met voorspanstrengen bovenaan, krijgt men een slechtere overeenstemming wanneer rekening wordt gehouden met het buigend moment.

Het verschil tussen de dwarskrachtsterktes berekend met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en de dwarskrachtsterktes berekend met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2, blijft ongeveer hetzelfde of de berekening nu uitgevoerd wordt voor rekenwaarden van de materiaal-karakteristieken of voor gemiddelde waarden van materiaalkarakteristieken (ten hoogste een verschil van 1%). Hierdoor kan besloten worden dat vermoedelijk de experimentele factoren die toegevoegd zijn in de formule van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 2 van NBN EN 1168+A2, ongeveer gelijk gesteld mogen worden voor de berekening met gemiddelde waarden van materiaalkarakteristieken.

3.2.5 Conclusies en aanbevelingen

Als eerste kan opgemerkt worden dat voor welfsels waar voorspanstrengen bovenaan aanwezig zijn, het weinig verschil maakt of de dwarskrachtsterkte berekend werd met de betondoorsnede of met de fictieve doorsnede (zowel voor rekenwaarden van dwarskrachtsterktes als voor voorspelde waarden van dwarskrachtsterktes). Bij welfsels waar wel voorspanstrengen bovenaan aanwezig zijn, is er wel een groot verschil in dwarskrachtsterkte naargelang de berekening werd uitgevoerd gebruik makend van de betondoorsnede of van de fictieve doorsnede. In de NBN 1168+A2, zou men duidelijker moeten omschrijven welk statisch moment en welk traagheidsmoment er bedoeld wordt: dit van de fictieve doorsnede of van de betondoorsnede.

Voor de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd door buiging met de methode 2, zal voor verdere berekeningen steeds het statisch moment en het traagheidsmoment van de betondoorsnede gebruikt worden voor welfsels waar er geen strengen bovenaan zitten. De reden hiervoor is eenvoudig: de berekening van de dwarskrachtsterkte gebruik makend van de betondoorsnede is eenvoudiger en bovendien zijn er niet altijd voldoende gegevens van de welfsels beschikbaar om de dwarskrachtsterkte gebruik makend van de fictieve doorsnede te berekenen. Indien er wel voorspanstrengen bovenaan aanwezig zijn in het welfsel, zal voor de berekeningen het statisch moment en het traagheidsmoment van de fictieve doorsnede gebruikt worden.

Vervolgens kan opgemerkt worden dat de formule ter bepaling van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd door buiging, verschilt in de EN 1992-1-1:2004 ten opzichte van de NBN EN 1168+A2. De formule van de EN 1992-1-1:2004 geeft hogere waarden van voorspelde dwarskrachtsterktes dan de formule van de NBN EN 1168+A2. De formule van de EN 1992-1-1:2004 geeft dus volgens NBN EN 1168+A2 een overschatting van de dwarskrachtsterkte wanneer men deze toepast op holle vloerwelfsels.

Tenslotte werden de twee berekeningsmethoden voor de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met elkaar vergeleken. Voor welfsels waar geen voorspanstrengen bovenaan aanwezig zijn, is er een betere (en goede) overeenkomst tussen de twee methoden als in de methode 1 rekening wordt gehouden met het buigend moment veroorzaakt door verticale belastingen. Wanneer rekening wordt gehouden met het buigend moment veroorzaakt door verticale belastingen, is de dwarskrachtsterkte berekend met de methode 1 kleiner dan deze berekend met de methode 2 (dit voor zowel welfsels met als zonder voorspanstrengen bovenaan). Bij welfsels waar bovenaan voorspanstrengen aanwezig zijn, is er een minder goede overeenkomst tussen de twee methoden. Dit kan verklaard worden doordat er in de formule van de methode 1 voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging, rekening mee

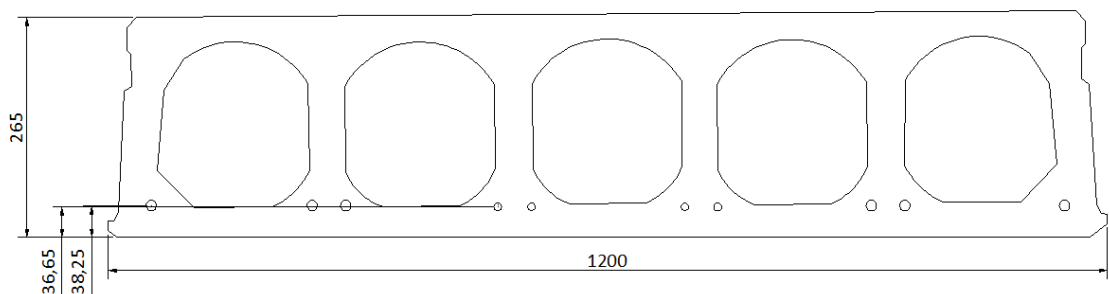
gehouden wordt dat de derde laag strengen zich bovenaan bevindt, en dus onderaan het welfsel een trekspanning zal veroorzaken. Hierdoor zal onderaan de dwarskrachtsterkte lager zijn dan wanneer er geen trekspanningen onderaan aanwezig waren. Wanneer bovendien nog rekening wordt gehouden met het buigend moment veroorzaakt door de verticale belastingen, komen onderaan nog trekspanningen bij. In de formule van de methode 2 voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging, wordt er geen rekening mee gehouden dat één laag strengen zich bovenaan bevindt en wordt de betondrukspanning bepaald door de totale voorspankracht te delen door de betonoppervlakte.

4 Variaties van de karakteristieken

Voor een welfsel dat gebruikt wordt in de praktijk, worden de verschillende dwarskrachtmodellen toegepast. Vervolgens worden een aantal karakteristieken van het welfsel of van het materiaal, zoals de nuttige hoogte, de wapeningshoeveelheid, de betonkwaliteit en dergelijke, gevarieerd. De invloed van deze karakteristieken op de dwarskrachtsterkte wordt dan bestudeerd. Een opmerking hierbij is dat de variaties van de karakteristieken niet representatief zijn voor de variaties die mogelijk zijn voor deze karakteristieken. Het doel van deze variaties is enkel relatief te kijken welke karakteristieken meer of minder invloed hebben in de verschillende modellen.

4.1 Karakteristieken van het welfsel

De doorsnede van het welfsel dat in de volgende berekeningen beschouwd wordt, is terug te vinden op onderstaande figuur (zie Figuur 18).



Figuur 18: VW265-I

De hoogte van dit welfsel is 265 mm en de gemiddelde betondruksterkte is $63,5 \text{ N/mm}^2$. In het welfsel VW265-I zijn er enkel onderaan voorspanstrengen aanwezig: vier strengen met diameter 9,3 mm op 36,65 mm van de onderkant van het welfsel en zes strengen met diameter 12,5 mm op 38,25 mm van de onderkant van het welfsel. De nuttige hoogte wordt hiermee 227,18 mm. Verder is de karakteristieke treksterkte van de voorspanstrengen gelijk aan 1860 N/mm^2 . De minimale breedte is 258,4 mm. Het totale betonoppervlak is $1,50 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$, het zwaartepunt van de betondoorsnede ligt op 134 mm van de onderrand van het welfsel en het traagheidsmoment van het betondoorsnede om zijn zwaartepuntsas is $1,42 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$. De totale voorspankracht na ogenblikkelijke verliezen is gelijk aan 908,08 kN. Het eigengewicht van het welfsel bedraagt 3,67 N/mm. Verder is de opstelling van het welfsel zodanig, dat de overspanning 3900 mm bedraagt en er op 660 mm van de rechterondersteuning een puntlast aangebracht wordt.

4.2 Voorspelde waarden van de dwarskrachtsterkte

In deze paragraaf worden de formules voor voorspelde waarden van de dwarskrachtsterkte toegepast. Met voorspelde dwarskrachtsterktes wordt bedoeld, zoals eerder vermeld is, dat de berekeningen worden uitgevoerd met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken. Als eerste worden de verschillende dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd in buiging onderling vergeleken. De dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging zijn eerder al vergeleken.

Tabel 23: Voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd in buiging voor de verschillende modellen

	V_{Rm} [kN]
NBN gescheurd	142,76
DIN 1045-1	99,50
ACI vereenvoudigd	131,11
ACI verfijnd	121,23
Zink	118,43
Lubell	138,13
Rommel	97,38

Er kan opgemerkt worden dat de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met de formule van de NBN EN 1168+A2 en de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met het model van Lubell, de grootste waarden hebben. Dicht tegen deze waarde van de voorspelde dwarskrachtsterkte, ligt de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met het model van de 'ACI vereenvoudigd'. De voorspelde dwarskrachtsterkte berekend met het model van Zink en het model van de 'ACI verfijnd', is nog lager. De laagste dwarskrachtsterkte wordt echter bereikt voor de berekening met het model van DIN 1045-1 en het model van Rommel.

Er wordt nu de verhouding berekend van de verschillende dwarskrachtsterktes, op de grootste dwarskrachtsterkte die berekend is (namelijk de dwarskrachtsterkte berekend met de formule van NBN EN 1168+A2).

Tabel 24: Verhoudingen van de voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd in buiging voor de verschillende modellen

	$V_{Rm}/V_{Rm,NBN}$ [%]
NBN gescheurd	100,0
DIN 1045-1	69,7
ACI vereenvoudigd	91,8
ACI verfijnd	84,9
Zink	83,0
Lubell	96,8
Rommel	68,2

Er zijn toch nog grote verschillen tussen de berekening van de dwarskrachtsterkte volgens de verschillende modellen. Welke nu de meest correcte is voor holle vloerwelfsels, zal experimenteel onderzoek moeten uitwijzen. De dwarskrachtproeven die in volgend deel (Deel 3: Analyse van dwarskrachtproeven) besproken worden, hebben niet de bedoeling de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging te bepalen.

Vervolgens laat men de verschillende karakteristieken variëren met +/- 5% ten opzichte van hun werkelijke waarde en wordt het effect op de voorspelde waarde van de dwarskrachtsterkte bekeken en dit in stappen van 1%. De karakteristieken waarop deze variaties worden toegepast, zijn de nuttige hoogte d , de wapeningshoeveelheid A_p , de breedte b_w , de gemiddelde betondruksterkte f_{cm} , de voorspankracht P_{mt} en de korreldiameter a_g . De resultaten van de berekeningen zijn terug te vinden in Tabel 25 en Tabel 26.

Tabel 25: Voorspelde dwarskrachtsterktes [kN] voor variatie van de nuttige hoogte d, de wapeningshoeveelheid A_p en de gemiddelde betondruksterkte f_{cm}

		d			A_p			f_{cm}		
		-5%	0%	+5%	-5%	0%	+5%	-5%	0%	+5%
Ongescheurd	NBN methode 1 [kN]	251,12	257,11	263,10	255,87	257,11	258,25	251,37	257,11	262,60
	NBN methode 2 [kN]	264,69	264,69	264,69	261,62	264,69	267,73	258,84	264,69	270,31
Gescheurd	NBN [kN]	138,17	142,76	147,31	141,26	142,76	144,21	141,23	142,76	144,23
	DIN 1045-1 [kN]	97,35	99,50	101,61	97,84	99,50	101,10	97,81	99,50	101,13
	ACI vereenvoudigd [kN]	124,55	131,11	137,67	131,11	131,11	131,11	129,13	131,11	133,04
	ACI verfijnd [kN]	115,17	121,23	127,29	121,18	121,23	121,28	119,53	121,23	122,89
	Zink [kN]	113,81	118,43	123,00	117,09	118,43	119,73	117,50	118,43	119,31
	Lubell [kN]	131,75	138,13	144,47	138,13	138,13	138,13	135,97	138,13	140,24
	Rommel [kN]	94,71	97,38	100,05	96,28	97,38	98,46	96,55	97,38	98,18

Tabel 26: Voorspelde dwarskrachtsterktes [kN] voor variatie van de voorspankracht P_{mt} en de breedte b_w

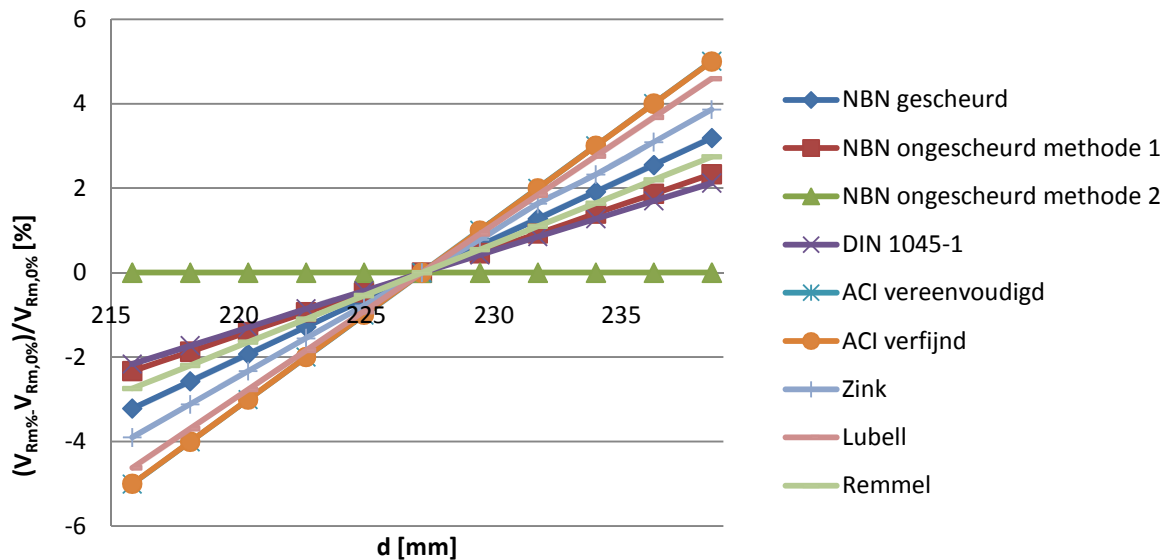
		P_{mt}			b_w		
		-5%	0%	+5%	-5%	0%	+5%
Ongescheurd	NBN methode 1 [kN]	257,11	257,11	257,11	241,21	257,11	272,82
	NBN methode 2 [kN]	264,69	264,69	264,69	251,46	264,69	277,93
Gescheurd	NBN [kN]	140,09	142,76	145,43	137,07	142,76	148,37
	DIN 1045-1 [kN]	99,49	99,50	99,51	96,14	99,50	102,80
	ACI vereenvoudigd [kN]	128,44	131,11	133,78	124,55	131,11	137,67
	ACI verfijnd [kN]	118,56	121,23	123,90	115,22	121,23	127,25
	Zink [kN]	115,76	118,43	121,10	113,82	118,43	123,00
	Lubell [kN]	135,46	138,13	140,81	131,23	138,13	145,04
	Rommel [kN]	94,71	97,38	100,05	93,59	97,38	101,14

Vervolgens wordt de verhouding van de verandering van de dwarskrachtsterkte op de dwarskrachtsterkte van het werkelijke welfsel ($(V_{Rm,var} - V_{Rm,werkelijk}) / V_{Rm,werkelijk}$) procentueel weergegeven.

Tabel 27: $(V_{Rm,var} - V_{Rm,werkelijk}) / V_{Rm,werkelijk}$ [%] voor variatie van de nuttige hoogte d, de wapeningshoeveelheid A_p , de gemiddelde betondruksterkte f_{cm} , de voorspankracht P_{mt} en de breedte b_w

		d		A_p		f_{cm}		P_{mt}		b_w	
		-5%	+5%	-5%	+5%	-5%	+5%	-5%	+5%	-5%	+5%
Ongescheurd	NBN methode 1 [kN]	-2,3	2,3	-0,5	0,4	-2,2	2,1	0,0	0,0	-6,2	6,1
	NBN methode 2 [kN]	0,0	0,0	-1,2	1,1	-2,2	2,1	0,0	0,0	-5,0	5,0
Gescheurd	NBN [kN]	-3,2	3,2	-1,1	1,0	-1,1	1,0	-1,9	1,9	-4,0	3,9
	DIN 1045-1 [kN]	-2,2	2,1	-1,7	1,6	-1,7	1,6	0,0	0,0	-3,4	3,3
	ACI vereenvoudigd [kN]	-5,0	5,0	0,0	0,0	-1,5	1,5	-2,0	2,0	-5,0	5,0
	ACI verfijnd [kN]	-5,0	5,0	0,0	0,0	-1,5	1,5	-2,0	2,0	-5,0	5,0
	Zink [kN]	-3,9	3,9	-1,1	1,1	-0,8	0,7	-2,3	2,3	-3,9	3,9
	Lubell [kN]	-4,6	4,6	0,0	0,0	-1,6	1,5	-1,9	1,9	-5,0	5,0
	Rommel [kN]	-2,7	2,7	-1,1	1,1	-0,9	0,8	-2,7	2,7	-3,9	3,9

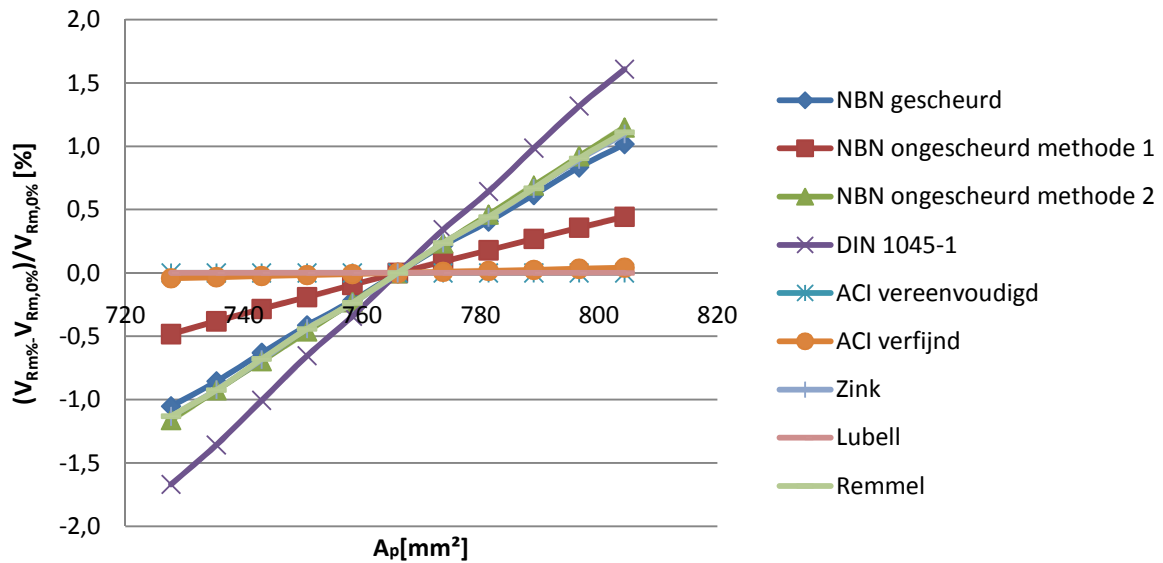
De procentuele veranderingen, worden voor enkele karakteristieken ook in grafieken uitgezet om eenvoudiger de vergelijking te kunnen maken.



Figuur 19: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de nuttige hoogte d

Als eerste wordt het effect op de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging bekeken. Wanneer de nuttige hoogte d varieert, ziet men dat dit het meeste effect heeft bij de berekening van de voorspelde dwarskrachtsterkte volgens het model van de ACI (zowel in de verfijnde methode als in de vereenvoudigde methode) en het model van Lubell. De variatie van de voorspelde dwarskrachtsterkte is in dit geval quasi even groot als de variatie in nuttige hoogte d. Er is dus een grote invloed van de nuttige hoogte d op de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend volgens het model van de ACI en het model van Lubell. Verder heeft de variatie van de nuttige hoogte meer invloed op de dwarskrachtsterkte berekend met het model van Zink dan de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging volgens de NBN, die dan weer een grotere invloed ondervindt dan de dwarskrachtsterkte berekend met het model van Remmel. De variatie van de nuttige hoogte d, heeft dan een nog kleinere invloed op de dwarskrachtsterkte berekend met het model van DIN 1045-1.

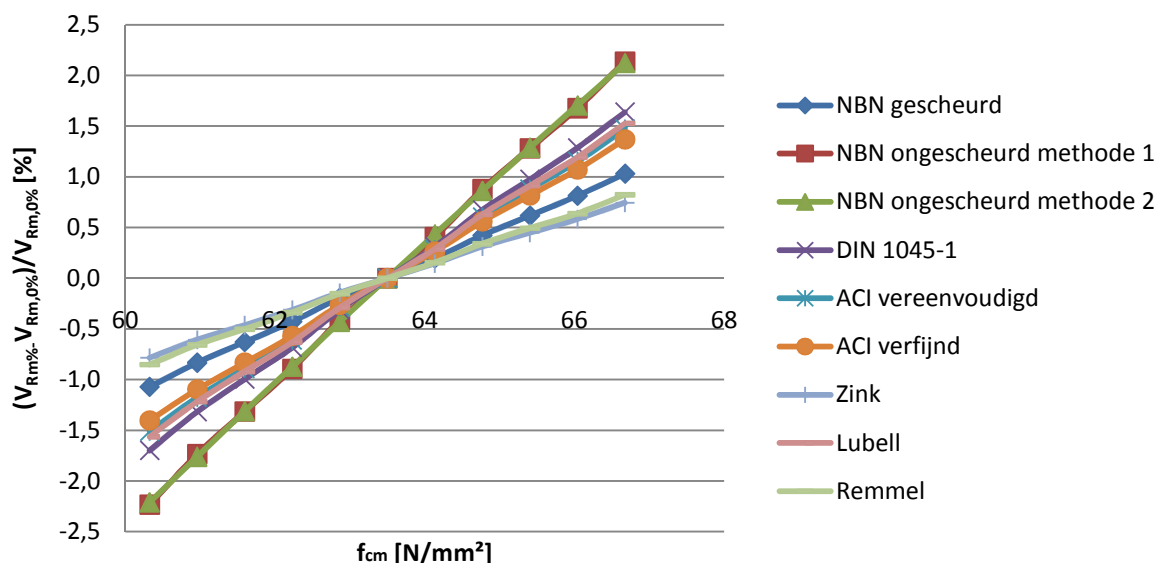
Als tweede wordt de invloed van de nuttige hoogte op de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging bestudeerd. De verandering van nuttige hoogte d, heeft een redelijke invloed op de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2. Op de dwarskrachtsterkte ongescheurd in buiging berekend met de methode 2 van de NBN, heeft de variatie van de nuttige hoogte geen invloed. Wanneer de formule van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging bekeken wordt, merkt men op dat deze inderdaad onafhankelijk is van de nuttige hoogte d. Het statisch moment om de zwaartepuntsas van de betondoorsnede en het traagheidsmoment van de betondoorsnede, waarmee gerekend wordt, zijn onafhankelijk van de nuttige hoogte d. Ook de betontreksterkte, de betondrukspanning op de zwaartepuntslijn en de maat voor de overdracht van de voorspanning zijn onafhankelijk van de nuttige hoogte d. Hieruit volgt dat de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging inderdaad onafhankelijk is van de nuttige hoogte d.



Figuur 20: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de wapeningshoeveelheid A_p

Bij de variatie van de wapeningshoeveelheid A_p op de dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd in buiging, wordt er vooreerst opgemerkt dat er een groot verschil in invloed is. Het meeste effect heeft de verandering in wapeningshoeveelheid op de dwarskrachtsterkte berekend met het model van DIN 1045-1. Verder is de invloed van de variatie kleiner op de dwarskrachtsterkte berekend met het model van Remmel. Het effect van de variatie heeft een mindere invloed op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van de NBN in de zone ongescheurd in buiging methode 1 en heeft een verwaarloosbare invloed op het model van Lubell en het model van de ACI vereenvoudigd en verfijnd.

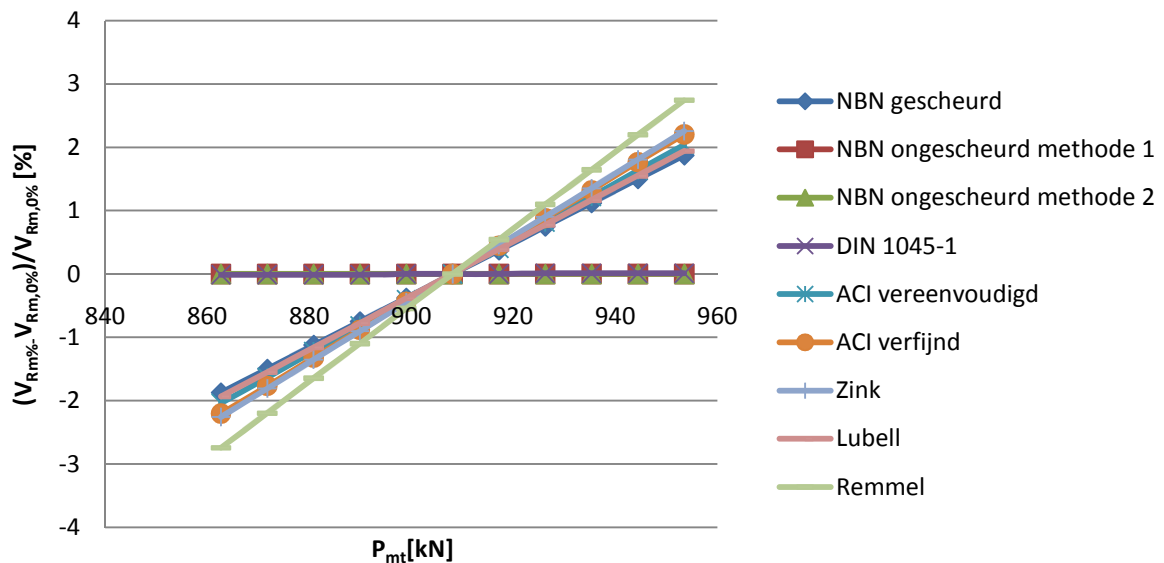
Voor de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging heeft de variatie van de wapeningshoeveelheid A_p nagenoeg dezelfde invloed op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van de NBN in de zone gescheurd in buiging als op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van de NBN in de zone ongescheurd in buiging methode 2.



Figuur 21: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de gemiddelde betondruksterkte f_{cm}

De variatie van de betondruksterkte f_{cm} heeft een min of meer gelijkaardige invloed op de meeste modellen. Voor de dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd in buiging, heeft de verandering van de betondruksterkte het meeste effect op de dwarskrachtsterkte berekend met het model van Lubell, met het model van DIN1045-1 en met het model van ACI verfijnd en vereenvoudigd. Het effect van de variatie heeft een mindere invloed op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van de NBN in de zone gescheurd in buiging, op het model van Remmel en op het model van Zink.

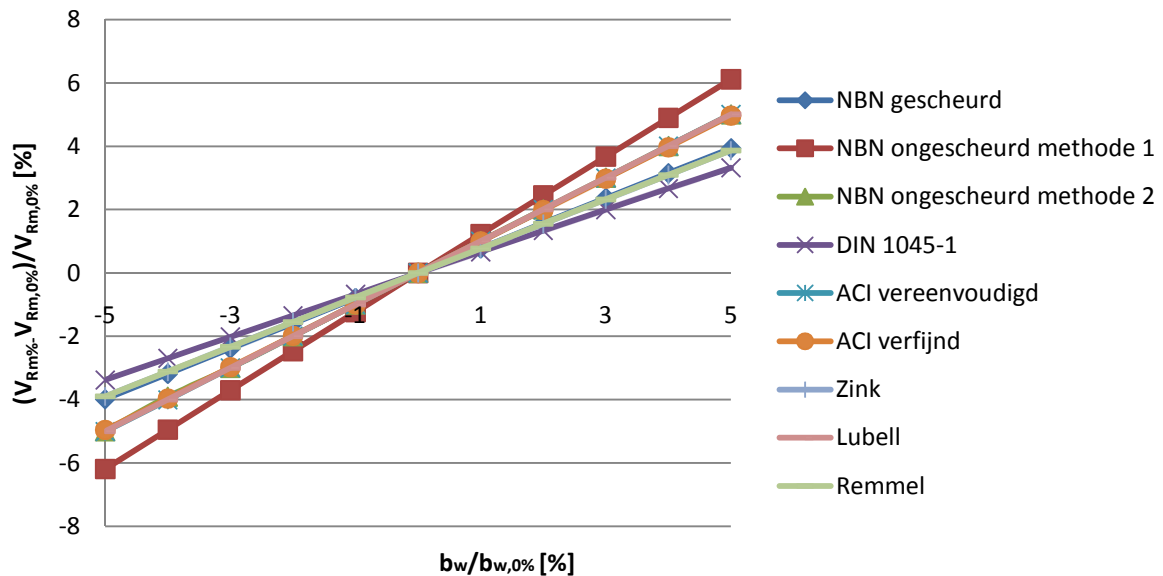
Voor de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging, heeft de verandering van de betondruksterkte nagenoeg hetzelfde effect op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging methode 1 en methode 2.



Figuur 22: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de voorspankracht P_{mt}

De variatie van de voorspankracht P_{mt} heeft een min of meer gelijkaardige invloed op de meeste modellen voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging. Het meeste effect heeft de verandering in voorspankracht op de dwarskrachtsterkte berekend met het model van Remmel. Verder is invloed van de variatie op de dwarskrachtsterkte berekend met het model van de ACI verfijnd en met het model van Zink nagenoeg dezelfde. Het effect van de variatie heeft een mindere invloed op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van de NBN in de zone gescheurd in buiging, op het model van Lubell en op het model van ACI vereenvoudigd. De verandering van voorspankracht heeft een verwaarloosbare invloed op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van DIN 1045-1.

De verandering van voorspankracht heeft een verwaarloosbare invloed op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van de NBN EN 1168+A2 in de zone ongescheurd in buiging (methode 1 en methode 2) en de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van DIN 1045-1.



Figuur 23: Grafiek van procentuele veranderingen van voorspelde dwarskrachtsterktes voor de variatie van de breedte b_w

De variatie van de breedte b_w heeft een grote invloed op de meeste modellen. Het meeste effect heeft de verandering in breedte op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van DIN 1045-1, met de formules van ACI vereenvoudigd en verfijnd en met het model van Lubell. Het effect van de variatie heeft een mindere invloed op de dwarskrachtsterkte berekend met de formules van de NBN in de zone gescheurd in buiging, op het model van DIN 1045-1, op het model van Zink en op het model van Remmel.

Voor de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging, heeft de breedte b_w een kleinere invloed op de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 2 als berekend met methode 1.

Als laatste wordt de invloed van de korreldiameter op de dwarskrachtsterkte berekend met het model van Lubell bekeken. Er wordt als referentiewaarde aangenomen dat de korreldiameter gelijk is aan 32 mm. Deze waarde is een aangenomen waarde en er wordt nu gekeken of dit een grote invloed zal hebben op de berekende dwarskrachtsterkte. De gemiddelde dwarskrachtsterkte wordt berekend voor korreldiameters van 20 mm en 40 mm om deze dan te vergelijken met de gemiddelde dwarskrachtsterkte berekend met een korreldiameter van 32 mm.

Voor 20 mm is V_{Rm} gelijk aan 134,62 kN terwijl voor 40 mm V_{Rm} gelijk is aan 139,73 kN volgens het model van Lubell. Eerder is er al becijferd dat de gemiddelde dwarskrachtsterkte V_{Rm} volgens het model van Lubell voor een korreldiameter van 32 mm gelijk is aan 138,13 kN. Ten opzichte van deze referentiewaarde is er een vermindering van dwarskrachtsterkte van 3,51 kN wanneer men de dwarskrachtsterkte berekent met een korreldiameter van 20 mm, wat een vermindering van 2,5% is ten opzichte van de referentiewaarde. Voor een korreldiameter van 40 mm, is de dwarskrachtsterkte vermeerderd met 1,6 kN, wat een verhoging van 1,2% is ten opzichte van de referentiewaarde. Men kan dus opmerken dat voor realistische waarden van korreldiameters, er wel degelijk een invloed is terwijl bij de andere modellen deze invloed niet in rekening gebracht wordt. Voor de berekening van de dwarskrachtsterkte volgens het model van Lubell, is het dus nodig om de correcte korreldiameter te kennen.

4.3 Rekenwaarden van de dwarskrachtsterkte

In deze paragraaf worden de formules voor rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes toegepast. Met rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes wordt bedoeld, zoals eerder al vermeld is, dat de berekeningen worden uitgevoerd voor rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken. De rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken worden enkel uitgevoerd op de dwarskrachtsterktes van de NBN, vermits voor de andere modellen hiervoor onvoldoende gegevens ter beschikking waren en het niet relevant is ook deze opnieuw te laten variëren. Men laat opnieuw de verschillende karakteristieken variëren met +/- 5% ten opzichte van hun werkelijke waarde en bekijkt dan het effect op de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte. De karakteristieken waarop deze variaties worden toegepast, zijn de nuttige hoogte d , de wapeningshoeveelheid A_p , de breedte b_w , de gemiddelde betondruksterkte f_{cm} en de normaalkracht P_{mt} .

Als eerste worden rekenwaarden van de dwarskrachtsterkte gegeven voor de variaties van de karakteristieken.

Tabel 28: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes [kN] voor variatie van de nuttige hoogte d , de wapeningshoeveelheid A_p en de gemiddelde betondruksterkte f_{cm}

		d			A_p			f_{cm}		
		-5%	0%	+5%	-5%	0%	+5%	-5%	0%	+5%
Ongescheurd	methode 1 [kN]	116,57	119,37	122,16	118,81	119,37	119,88	116,7	119,37	121,92
	methode 2 [kN]	123,52	123,52	123,52	122,09	123,52	124,94	120,77	123,52	126,16
Gescheurd	NBN [kN]	106,48	110,37	114,24	109,41	110,37	111,30	109,25	110,37	111,44

Tabel 29: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes [kN] voor variatie van de voorspankracht P_{mt} en de breedte b_w

		P_{mt}			b_w		
		-5%	0%	+5%	-5%	0%	+5%
Ongescheurd	methode 1 [kN]	119,37	119,37	119,37	112,00	119,37	126,65
	methode 2 [kN]	123,52	123,52	123,52	117,35	123,52	129,70
Gescheurd	NBN [kN]	107,71	110,37	113,04	105,78	110,37	114,92

Vervolgens wordt de verhouding van de verandering van de dwarskrachtsterkte op de dwarskrachtsterkte van het werkelijke welfsel ($(V_{Rd,var} - V_{Rd,werkelijk}) / V_{Rd,werkelijk}$) procentueel weergegeven.

Tabel 30: $(V_{Rd,var} - V_{Rd,werkelijk}) / V_{Rd,werkelijk}$ [%] voor variatie van de nuttige hoogte d , de wapeningshoeveelheid A_p , de gemiddelde betondruksterkte f_{cm} , de voorspankracht P_{mt} en de breedte b_w

		d		A_p		f_{cm}		P_{mt}		b_w	
		-5%	+5%	-5%	+5%	-5%	+5%	-5%	+5%	-5%	+5%
Ongescheurd	methode 1 [kN]	-2,35	2,34	-0,47	0,43	-2,24	2,14	0,00	0,00	-6,17	6,10
	methode 2 [kN]	0,00	0,00	-1,16	1,15	-2,23	2,14	0,00	0,00	-5,00	5,00
Gescheurd	NBN [kN]	-3,52	3,51	-0,87	0,84	-1,01	0,97	-2,41	2,42	-4,16	4,12

De variatie van de nuttige hoogte d heeft de meeste invloed op de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging. Verder heeft de verandering van de nuttige hoogte d ook redelijke invloed op de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 1. Voor de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 2, heeft de nuttige hoogte geen invloed.

In vergelijking met de gemiddelde waarden voor dwarskrachtsterktes, heeft de nuttige hoogte d een nagenoeg gelijke invloed op de dwarskrachtsterkte. Enkel bij de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, is er een iets grotere invloed van de nuttige hoogte d op de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte dan op de gemiddelde waarde van de dwarskrachtsterkte.

De verandering van de wapeningshoeveelheid A_p heeft voor rekenwaarden van dwarskrachtsterktes, de grootste invloed op de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 2. Op de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, heeft het een iets geringere invloed en de variatie heeft het minste effect op de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met de methode 1.

Wanneer dit vergeleken wordt met de resultaten bekomen voor gemiddelde waarden van dwarskrachtsterktes, heeft de wapeningshoeveelheid A_p een nagenoeg gelijk effect op de dwarskrachtsterkte. Enkel bij de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, is er een iets grotere invloed van de wapeningshoeveelheid A_p op de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte dan op de gemiddelde waarde van de dwarskrachtsterkte.

De variatie van de betondruksterkte f_{cm} heeft een even grote invloed op de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 1 als de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 2. Verder heeft de verandering van de betondruksterkte een verwaarloosbare invloed op de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging.

In vergelijking met de gemiddelde waarden voor dwarskrachtsterktes, heeft de betondruksterkte f_{cm} een nagenoeg vergelijkbare invloed op de dwarskrachtsterkte.

De verandering van de voorspankracht P_{mt} heeft een verwaarloosbaar effect op zowel de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met methode 1 als berekend met methode 2. Wel heeft de verandering van de voorspankracht een niet te verwaarlozen invloed op de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging.

In vergelijking met de gemiddelde waarden voor dwarskrachtsterktes, heeft de voorspankracht P_{mt} een nagenoeg vergelijkbare invloed op de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging. Bij de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, is er een iets grotere invloed van de voorspankracht P_{mt} op de rekenwaarde van de dwarskrachtsterkte dan op de gemiddelde waarde van de dwarskrachtsterkte.

Tenslotte heeft de variatie van de breedte een iets grotere invloed op de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging dan op de dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd in buiging. In vergelijking met de gemiddelde waarden voor dwarskrachtsterktes, heeft de breedte een nagenoeg vergelijkbare invloed op de dwarskrachtsterkte.

4.4 Conclusie

Als eerste werden de dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd in buiging berekend voor een gegeven welfsel, voor de verschillende modellen. Deze dwarskrachtsterktes worden onderling vergeleken. Er wordt opgemerkt dat er een groot verschil zit tussen de dwarskrachtsterktes berekend voor de verschillende modellen. Experimenteel onderzoek zal moeten uitwijzen welk van deze modellen het best de werkelijkheid simuleert voor holle vloerwelfsels. De dwarskrachtproeven die in volgend deel (Deel 3: Analyse van dwarskrachtproeven) besproken worden, hebben niet de bedoeling de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging te bepalen.

Vervolgens werden verschillende karakteristieken veranderd met +/-5% in stappen van 1% en werd het effect hiervan op de dwarskrachtsterkte bestudeerd voor de verschillende modellen. De resultaten hiervan worden in onderstaande tabel (zie Tabel 31) kort samengevat (het model dat het

meeste effect ondervond van de variatie van de betreffende karakteristiek bevindt zich bovenaan in de tabel en datgene dat het minste effect ondervond, staat onderaan). Er wordt hierbij onderscheid gemaakt tussen de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd en gescheurd in buiging.

Tabel 31: Effect van de variatie van de karakteristieken op voorspelde dwarskrachtsterkte berekend voor de verschillende modellen (bovenaan: meeste effect, onderaan: minste effect)

karakteristiek	d	A_p	f_{cm}	P_{mt}	b_w
meeste effect ↓	NBN methode 1	NBN methode 2	NBN methode 1	NBN methode 1	NBN methode 1
minste effect	NBN methode 2	NBN methode 1	NBN methode 2	NBN methode 2	NBN methode 2
meeste effect ↓	ACI verfijnd	DIN 1045-1	DIN 1045-1	Rommel	ACI vereenvoudigd
	ACI vereenvoudigd	Rommel	Lubell	Zink	ACI verfijnd
	Lubell	Zink	ACI verfijnd	ACI vereenvoudigd	Lubell
	Zink	NBN gescheurd	ACI vereenvoudigd	ACI verfijnd	NBN gescheurd
	NBN gescheurd	ACI verfijnd	NBN gescheurd	NBN gescheurd	Zink
	Rommel	ACI vereenvoudigd	Rommel	Lubell	Rommel
minste effect	DIN 1045-1	Lubell	Zink	DIN 1045-1	DIN 1045-1

Deel 2:

Analyse van dwarskrachtproeven

1 Inleiding

Op verschillende voorgespannen holle vloerwelfsels werden voorafgaandelijk aan deze thesis dwarskrachtproeven uitgevoerd aan het laboratorium Magnel voor betononderzoek. Als eerste wordt deze proefopstelling gegeven. Bovendien werden ook drukproeven uitgevoerd op kernen die geboord werden uit de proefstukken. Vervolgens worden de karakteristieken en doorsneden van de beproefde holle vloerwelfsels die door de fabrikanten ter beschikking werden gesteld, weergegeven. De beschikbare proefresultaten worden dan beschreven. Voor elke proef wordt een visuele waarneming, het experimenteel bekomen bezwijkmechanisme en de maximale vjzellast bepaald. Daarenboven wordt hierbij steeds een foto van het breukaspect toevoegd.

Naast de experimenten, wordt er ook een theoretische modellering uitgevoerd. Bij deze theoretische modellering is het belangrijk dat alle mogelijke bezwijkmechanismen in rekening worden gebracht.

Voor de theoretische modellering worden dus volgende puntlasten bepaald:

- De puntlast horende bij de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging
- De puntlast horende bij de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging (met methode 1 en methode 2 van NBN EN 1168+A2)
- De puntlast waarbij een buigingsscheur onder de puntlast optreedt
- De puntlast waarbij bezwijken door buiging optreedt

Bovendien wordt er gekeken of de strengen zullen slippen na het ontstaan van de buigingsscheuren. Op basis van deze berekeningen kan de bezwijklast en het bijhorende bezwijkmechanisme bepaald worden. Deze berekeningen worden zowel uitgevoerd met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken als met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken. Wanneer de berekening is uitgevoerd met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken, zal dit verder steeds vernoemd worden als voorspelde bezwijklasten. Indien de berekeningen zijn uitgevoerd met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken, zal dit verder benoemd worden als rekenwaarden van de bezwijklasten, dit terwijl dit in feite ook voorspelde bezwijklasten zijn.

Deze theoretische modellering wordt dan, zowel wat het bezwijkmechanisme betreft als wat de bezwijklast betreft, vergeleken met de experimentele resultaten en waarnemingen.

Als eerste worden de bezwijkmechanismen vergeleken, zowel voor gemiddelde waarden als voor rekenwaarden.

Ten tweede wordt de bezwijklast bekomen uit de theoretische modellering met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken vergeleken met de experimenteel bekomen bezwijklast. Indien de theoretische modellering correct is, zou de verhouding van de bezwijklast bekomen uit de theoretische modellering met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken op de experimentele bezwijklast één moeten benaderen.

Vervolgens werd in de beproevingsverslagen voor enkele welfsels de last $Q_{cr,exp}$ bij het optreden van een buigingsscheur onder de puntlast, gegeven. Deze wordt vergeleken met de voorspelde last $Q_{cr,m}$ waarbij een buigingsscheur onder de puntlast ontstaat.

Als laatste wordt de rekenwaarde van de bezwijklast bekomen uit de theoretische modellering vergeleken met de experimenteel bekomen bezwijklast. De verhouding van de experimenteel bekomen waarde van de bezwijklast op de rekenwaarde van de bezwijklast zal een indicatie voor een globale veiligheidsfactor van het rekenmodel geven.

2 Proefopstelling

De dwarskrachtproeven worden conform de belastingsprocedure van de NBN EN 1168+A2: 2009 uitgevoerd [7]. Deze dwarskrachtproeven zijn voorafgaandelijk uitgevoerd aan het laboratorium Magnel voor betononderzoek. De resultaten hiervan zijn ter beschikking gesteld.

2.1 Drukproeven

Om een referentiewaarde voor de betondruksterkte te verkrijgen, worden er drukproeven uitgevoerd op kernen die uit de proefstukken worden geboord. Uit de geleverde moot worden drie kernen geboord met diameter 50mm. Deze kernen worden dan op lengte gezaagd met een diamantzaag, tot een nominale lengte van 100mm. De eindvlakken van de proefstukken voor de drukproeven worden geëffend met een diamantslijpschijf. De bepaling van de druksterkte gebeurt conform EN 12390-3.

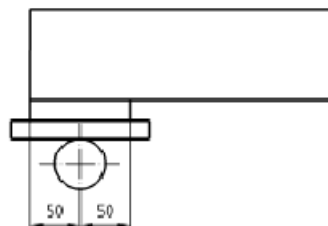
Op basis van de druksterktes gehaald uit deze drukproeven, kan een gemiddelde betondruksterkte gehaald worden op cilindervormige proefstukken met een nominale diameter van 50mm en een nominale lengte van 100mm. Op basis van Add. 1 van NBN B15-220 (1970) [20] kan deze gemiddelde waarde omgerekend worden naar een standaard cilinderdruksterkte. Dit is de gemiddelde betondruksterkte op cilindervormige proefstukken met een nominale diameter van 150mm en een nominale lengte van 300mm.

2.2 Dwarskrachtproeven

De dwarskrachtproef moet uitgevoerd worden bij een temperatuur die tussen de 0°C en de 40°C gelegen is.

Het welfsel wordt opgelegd op 2 steunpunten (een rol en een scharnier) met een overspanning l . De ondersteuning die het dichtst gelegen is tegen het punt waar de lijnlast wordt aangebracht, is de roloplegging. De opleggingen bestaan uit een laag plaaster op een stalen verdeelplaat met breedte 50mm. De aslijnen van de opleggingen bevinden zich op 50mm van de eindvlakken.

Het welfsel wordt belast met een lijnlast op een afstand a van het uiteinde met de roloplegging. De verticaal neerwaartse puntlast wordt aangebracht door middel van 2 hydraulische vijzels met een capaciteit van 500kN, 1 hydraulische vijzel met een capaciteit van 1000kN of 1 hydraulische vijzel met een capaciteit van 500kN. De kracht(en) grijpen aan op een met beton gevuld stalen verdeelprofiel (type HEA200). Dit profiel is met mortel opgelegd en genivelleerd.



Figuur 24: Detail van de roloplegging [7]

Tijdens de dwarskrachtproef worden continu volgende metingen verricht: (1) de doorbuiging ter hoogte van de last, de zakking ter plaatse van de scharnierende oplegging en de zakking ter plaatse van de roloplegging en (2) de totale (gecumuleerde) vijzellast of de vijzellast onder één vijzel. De doorbuiging wordt opgemeten met elektronische verplaatsingsopmeters (Linear Variable Displacement Transducer). De vijzellast wordt opgemeten door middel van een druksensor op de belastingspomp in het geval dat de totale (gecumuleerde) vijzellast opgemeten wordt of door een elektronische meetcel in het geval dat de vijzellast onder één vijzel opgemeten wordt.

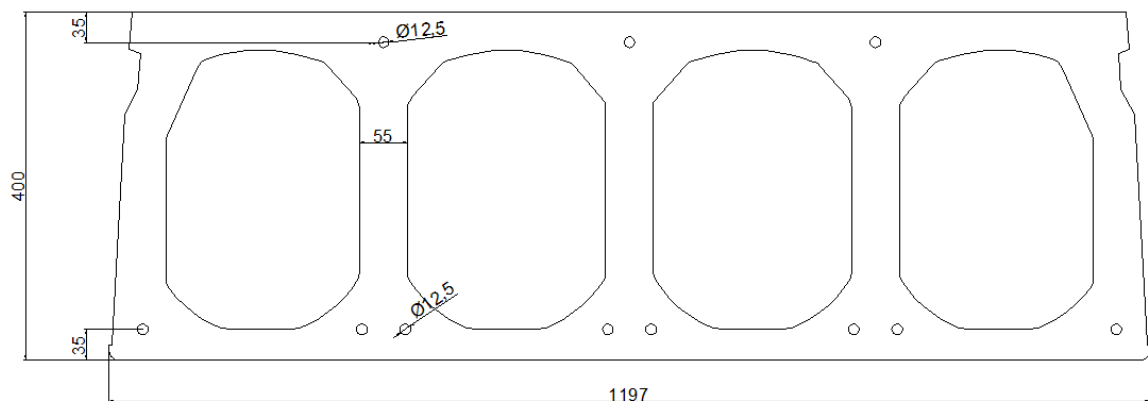
De belasting wordt aangebracht in twee cycli. In een eerste fase wordt het proefstuk onderworpen aan een belastings-herbelastingscyclus tussen 0kN en een vijzellast corresponderend met 70% van de ontwerpwaarde van de dwarskrachtsterkte berekend door de proefaanvrager. Aansluitend wordt in een tweede fase de belasting continu opgevoerd tot breuk.

3 Karakteristieken van de welfsels

Op verschillende welfsels zijn voorafgaandelijk aan deze thesis, dwarskrachtproeven uitgevoerd in het laboratorium Magnel voor Betononderzoek. De resultaten hiervan zijn ter beschikking gesteld. In deze paragraaf worden hun karakteristieken weergegeven. De naamgeving van de welfsels is als volgt: eerst de prefix VW (van voorgespannen welfsel), dan een getal dat duidt op de hoogte van het welfsel en daarna een suffix in Romeinse cijfers voor de aanduiding van het type welfsel. Zo krijgt men bijvoorbeeld VW400-I voor een voorgespannen welfsel met een hoogte van 400mm, type I.

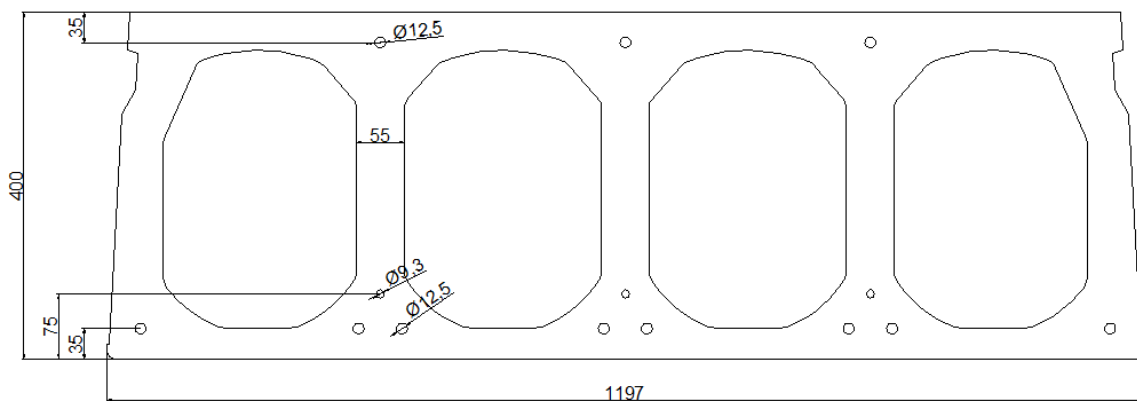
3.1 Doorsneden

Als eerste wordt een doorsnede gegeven van de verschillende welfsels. Op deze doorsneden zijn enkele relevante afmetingen (in mm) weergegeven.



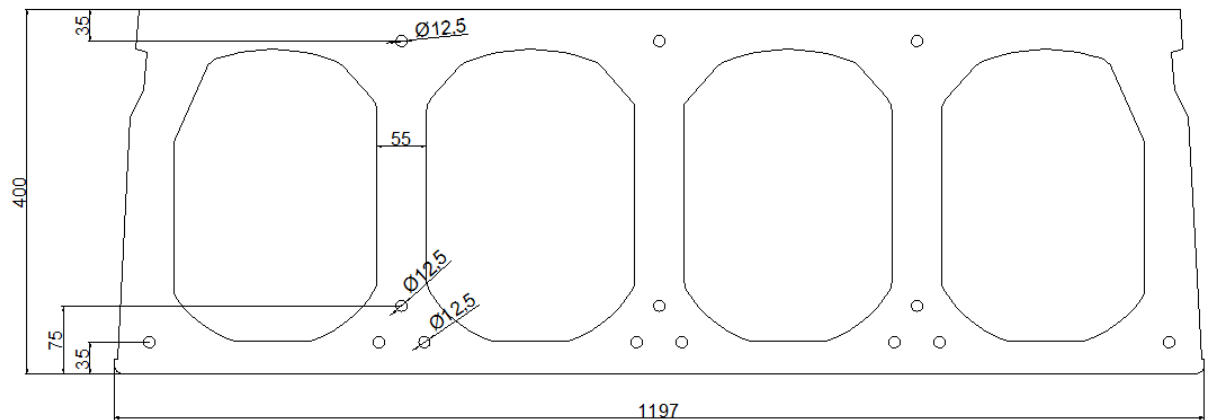
Figuur 25: VW400-I

In het welfsels VW400-I, bevinden zich acht strengen met diameter van 12,5mm op 35mm afstand van de onderkant van het welfsel. Er zijn ook voorspanstrengen aan de bovenzijde van het welfsel aanwezig: drie strengen met een diameter van 12,5mm op 35mm afstand van de bovenkant van het welfsel.



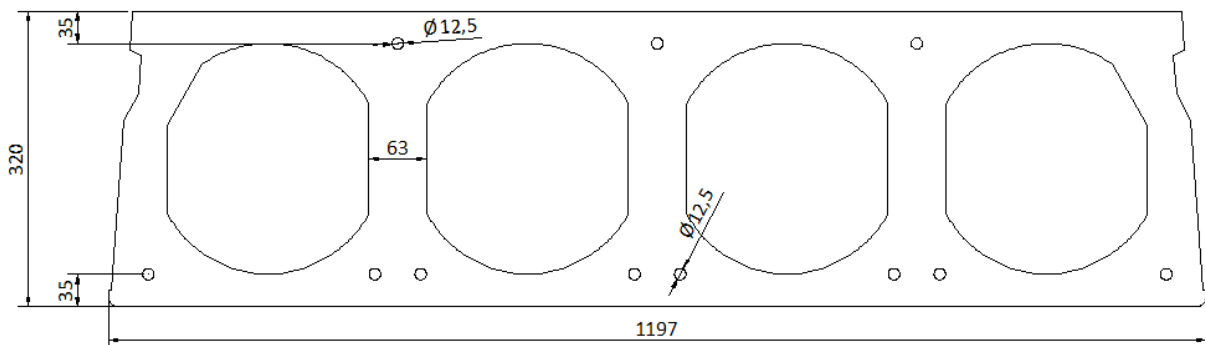
Figuur 26: VW400-II

Het welfsel VW400-II verschilt van het welfsel VW400-I, doordat er naast de acht strengen met een diameter van 12,5mm op 35mm afstand van de onderkant van het welfsel, ook nog drie strengen met een diameter van 9,3mm op 75mm afstand van de onderkant van het welfsel aanwezig zijn. Ook in VW400-II zijn er voorspanstrengen aan de bovenzijde van het welfsel aanwezig: drie strengen met een diameter van 12,5mm op 35mm afstand van de bovenkant van het welfsel.



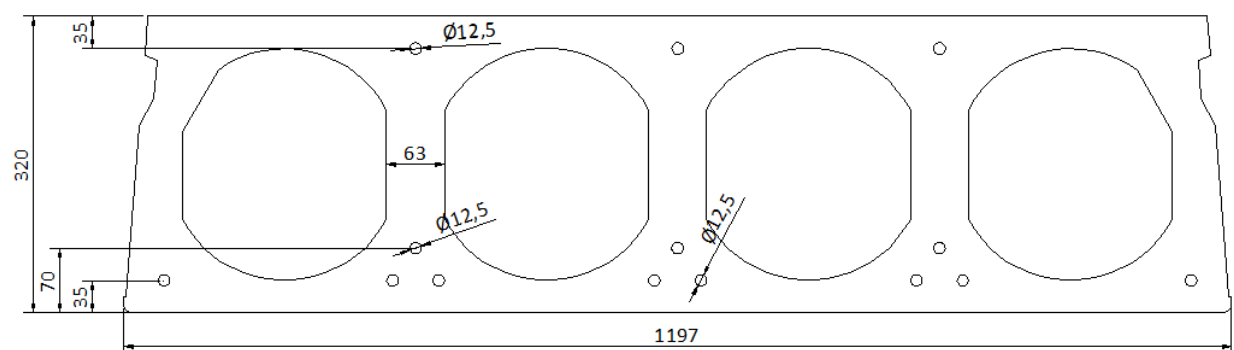
Figuur 27: VW400-III

Het welfsel VW400-III verschilt van het welfsel VW400-II, doordat de drie strengen met diameter 9,3mm op 75mm afstand van de onderkant van het welfsel zijn vervangen door drie strengen met diameter 12,5mm op 75mm afstand van de onderkant van het welfsel.



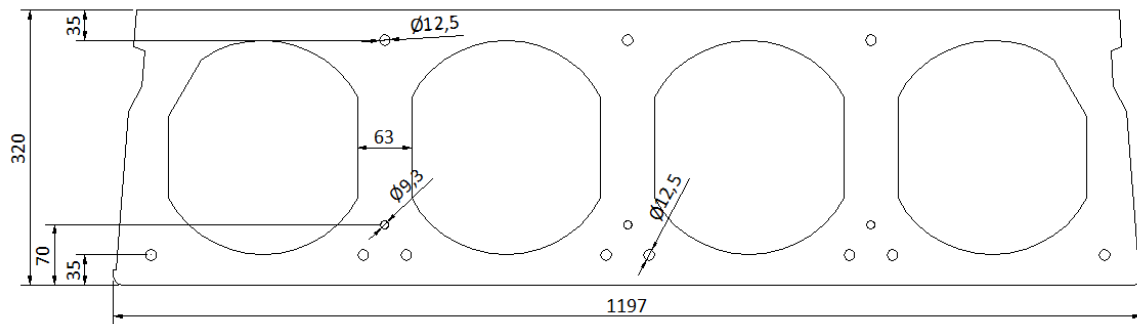
Figuur 28: VW320-I

Het welfsel VW320-I heeft onderaan acht strengen met diameter 12,5mm op een afstand 35mm van de onderkant van het welfsel. Bovenaan zitten er drie strengen met diameter 12,5mm op een afstand 35mm van de bovenkant van het welfsel.



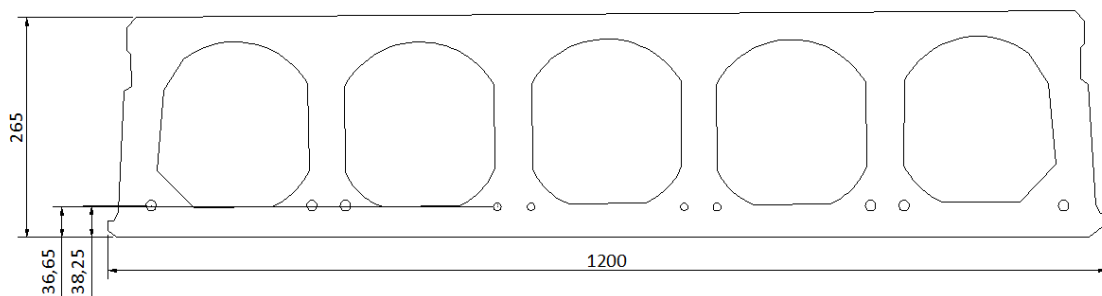
Figuur 29: VW320-II

Het welfsel VW320-II verschilt van het welfsel VW320-I, doordat er naast de acht strengen met een diameter van 12,5mm op 35mm afstand van de onderkant van het welfsel, ook nog drie strengen met een diameter van 12,5mm op 70mm afstand van de onderkant van het welfsel aanwezig zijn. Ook in VW320-II zijn er voorspanstrengen aan de bovenzijde van het welfsel aanwezig: drie strengen met een diameter van 12,5mm op 35mm afstand van de bovenkant van het welfsel.



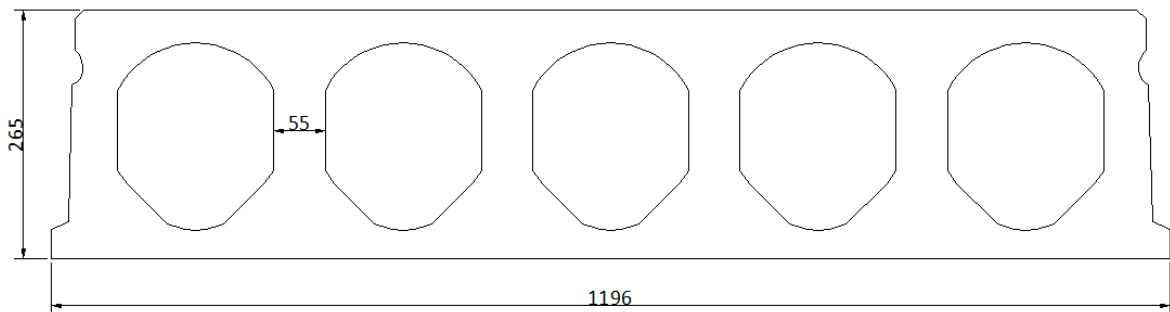
Figuur 30: VW320-III

Het welfsel VW320-III verschilt van het welfsel VW320-II, doordat de drie strengen met diameter 12,5 mm op 70 mm afstand van de onderkant van het welfsel zijn vervangen door drie strengen met diameter 9,3 mm op 70 mm afstand van de onderkant van het welfsel.



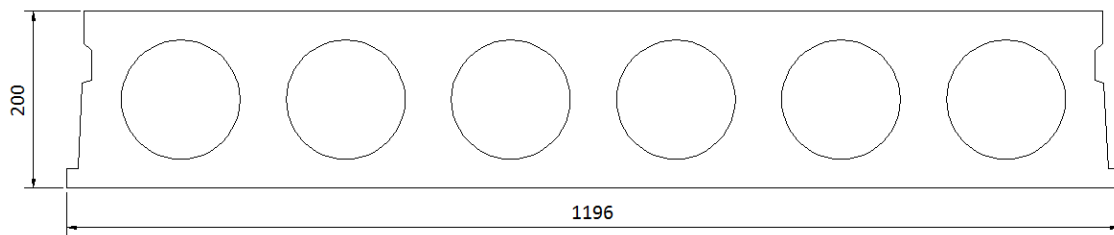
Figuur 31: VW265-I

In het welfsel VW265-I zijn er enkel onderaan strengen aanwezig: vier strengen met diameter 9,3 mm op 36,65 mm van de onderkant van het welfsel en zes strengen met diameter 12,5 mm op 38,25 mm van de onderkant van het welfsel.



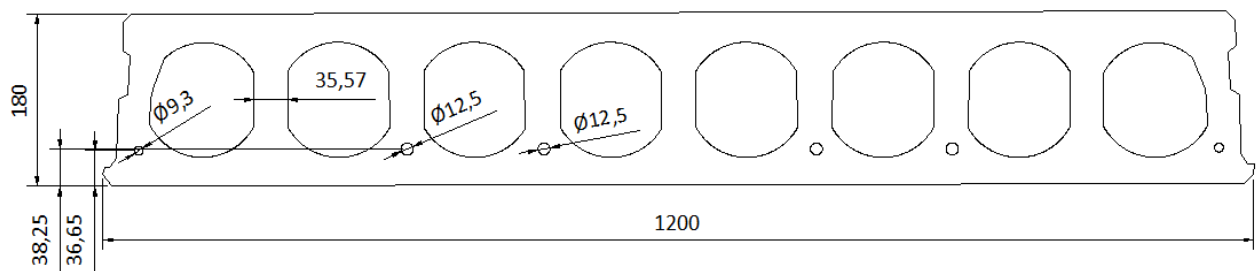
Figuur 32: VW265-II

Voor het welfsel VW265-II is de exacte locatie van de strengen niet gegeven. Wel is er gegeven dat de strengen op 37 mm afstand van de onderkant van het welfsel gelegen zijn. Bovendien bestaat de voorspanwapening uit strengen met een diameter van 12,5 mm. Uit de verkregen data, is er een vermoedelijke wapeningshoeveelheid afgeleid: acht strengen met diameter 12,5 mm op 37 mm afstand van de ondervezel. Deze wapeningshoeveelheid is een aangenomen waarde gebaseerd op de verkregen data.



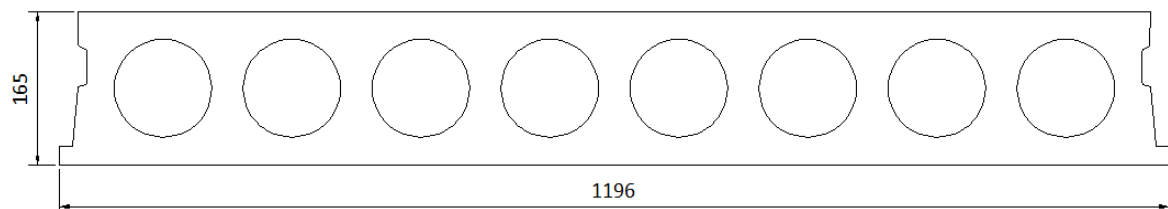
Figuur 33: VW200-I

Ook voor het welfsel VW200-I is de exacte locatie van de strengen niet gegeven. Wel is er gegeven dat de strengen op 37 mm afstand van de onderkant van het welfsel gelegen zijn. Bovendien bestaat de voorspanwapening uit strengen met een diameter van 12,5 mm. Uit de verkregen data, is er een vermoedelijke wapeningshoeveelheid afgeleid: zes strengen met diameter 12,5 mm op 37 mm afstand van de ondervezel. Deze wapeningshoeveelheid is een aangenomen waarde gebaseerd op de verkregen data.



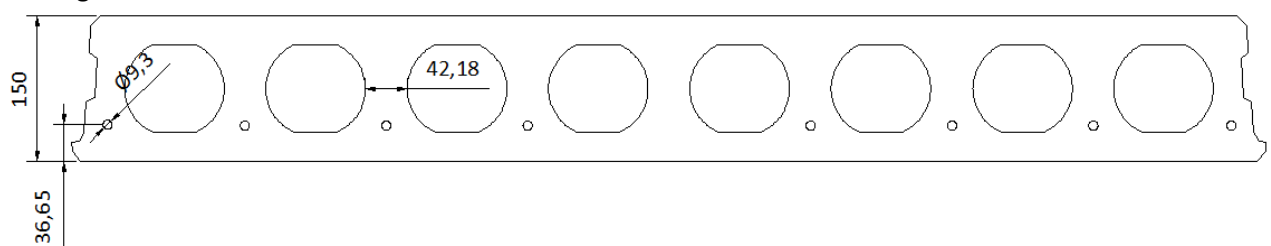
Figuur 34: VW180-I

In het welfsel VW180-I zijn er enkel onderaan strengen aanwezig: 2 strengen met diameter 9,3 mm op 36,65 mm van de onderkant van het welfsel en vier strengen met diameter 12,5 mm op 38,25 mm van de onderkant van het welfsel.



Figuur 35: VW165-I

Voor het welfsel VW165-I is opnieuw de exacte locatie van de strengen niet gegeven. Wel is er gegeven dat de strengen op 37 mm afstand van de onderkant van het welfsel gelegen zijn. Bovendien bestaat de voorspanwapening uit strengen met een diameter van 9,3 mm. Uit de verkregen data, is er een vermoedelijke wapeningshoeveelheid afgeleid: acht strengen met diameter 9,3 mm op 37 mm afstand van de ondervezel. Deze wapeningshoeveelheid is een aangenomen waarde gebaseerd op de verkregen data.

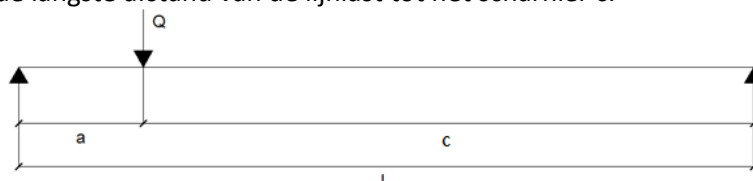


Figuur 36: VW150-I

In het welfsel VW150-I zijn er enkel onderaan strengen aanwezig: acht strengen met diameter 9,3 mm op 36,65 mm van de onderkant van het welfsel.

3.2 Eigenschappen beproefde welfsels

Enkele eigenschappen van de welfsels die nodig zijn voor de berekeningen, zijn in Tabel 32 opgesomd. Zo wordt de gemiddelde betondruksterkte f_{cm} die gehaald wordt uit de drukproeven vermeld. Ook is de karakteristieke treksterkte f_{pk} van de voorspanstrengen gegeven. Verder zijn er enkele eigenschappen van de betondoorsnede vermeld, zoals de hoogte h van het welfsel, de nuttige hoogte d , de minimale breedte $b_{w,min}$, de betonoppervlakte A_c , de hoogte van het zwaartepunt ten opzichte van de ondervezel Y_c en het traagheidsmoment van de betondoorsnede I_c . Bovendien zijn de verschillende karakteristieken van de voorspanwapening vermeld, zoals de oppervlakte A_p , de diameter ϕ , de afstand tot de ondervezel Y_{pt} en de voorspanning P_{mt} . Er wordt hierbij een suffix toegevoegd die duidt op de 1^{ste}, 2^{de} of resp. 3^{de} laag van voorspanwapening. Het eigengewicht g van het welfsel wordt vervolgens vermeld en als laatste worden de karakteristieken voor de proefopstelling in de tabel opgenomen: de overspanning l en de korste afstand van de lijnlast tot de roloplegging a en de langste afstand van de lijnlast tot het scharnier c .



Figuur 37: Lastenschema

Tabel 32: Eigenschappen van de beproefde welfsels deel 1

	VW400-I	VW400-II	VW400-III	VW320-I	VW320-II	VW320-III
f_{cm} [N/mm ²]	68,8	75,2	71,1	63,1	73,4	75,2
f_{pk} [N/mm ²]	1860	1860	1860	1860	1860	1860
h [mm]	400	400	400	320	320	320
d [mm]	365	358,07	354,09	285	275,45	278,9
$b_{w,min}$ [mm]	263,78	263,78	263,78	283,27	283,27	283,27
A_c [mm ²]	2,07E+05	2,07E+05	2,07E+05	1,87E+05	1,87E+05	1,87E+05
I_c [mm ⁴]	4,27E+09	4,27E+09	4,27E+09	2,41E+09	2,41E+09	2,41E+09
Y_c [mm]	204,02	204,02	204,02	158,27	158,27	158,27
A_{p1} [mm ²]	744	744	744	744	744	744
A_{p2} [mm ²]	0	156	279	0	279	156
A_{p3} [mm ²]	279	279	279	279	279	279
$A_{p,totaal}$ [mm ²]	1023	1179	1302	1023	1302	1179
ϕ_1 [mm]	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
ϕ_2 [mm]	0,0	9,3	12,5	0	12,5	9,3
ϕ_3 [mm]	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
Y_{pt1} [mm]	35	35	35	35	35	35
Y_{pt2} [mm]	0	75	75	0	70	70
Y_{pt3} [mm]	365	365	365	285	285	285
P_{mt} [kN]	1374	1340	1522	999	1522	1340
$P_{mt,1}$ [kN]	999	1108	1522	999	1107	1108
$P_{mt,2}$ [kN]	0	232	0	0	415	232
$P_{mt,3}$ [kN]	375*	415*	415*	375*	415*	415*
g [N/mm]	5,07	5,07	5,07	4,59	4,59	4,59
l [mm]	5900	5900	5900	4700	4700	4700
a [mm]	1000	1000	1000	800	800	800
c [mm]	4900	4900	4900	3900	3900	3900

*aangenomen waarden gebaseerd op de verkregen data

Tabel 33: Eigenschappen beproefde welfsels deel 2

	VW265-I	VW265 - II	VW200 - I	VW180-I	VW165-I	VW150-I
f_{cm} [N/mm ²]	63,5	75,3	73,5	63	62,4	54
f_{pk} [N/mm ²]	1860	1860	1860	1860	1860	1860
h [mm]	265	265	200	180	165	150
d [mm]	227,18	228	163	142,1	128	113,35
$b_{w,min}$ [mm]	258,4	316	313	295,4	316	353
A_c [mm ²]	1,50E+05	1,74E+05	1,45E+05	1,20E+05	1,24E+05	1,15E+05
I_c [mm ⁴]	1,42E+09	1,46E+09	6,81E+08	4,68E+08	3,89E+08	2,69E+08
Y_c [mm]	134,29	130,29	99,10	90,58	81,73	72,25
A_{p1} [mm ²]	208	744*	558*	104	416*	416
A_{p2} [mm ²]	558	0	0	372	0	0
A_{p3} [mm ²]	0	0	0	0	0	0
$A_{p,totaal}$ [mm ²]	766	744	558	476	416	416
ϕ_1 [mm]	9,3	12,5	12,5	9,3	9,3	9,3
ϕ_2 [mm]	12,5	0	0	12,5	0	0
ϕ_3 [mm]	0	0	0	0	0	0
Y_{pt1} [mm]	36,65	0	0	36,65	0	36,65
Y_{pt2} [mm]	38,25	0	0	38,25	0	0
Y_{pt3} [mm]	0	0	0	0	0	0
P_{mt} [kN]	908	1055	820	579	589	509
$P_{mt,1}$ [kN]	246	760	591	127	424	509
$P_{mt,2}$ [kN]	662	0	0	453	0	0
$P_{mt,3}$ [kN]	0	0	0	0	0	0
g [N/mm]	3,67	4,29	3,49	3,03	2,94	3,12
l [mm]	3900	3900	3900	3900	3900	3900
a [mm]	660	660	600	600	600	600
c [mm]	3240	3240	3300	3300	3300	3300

*aangenomen waarden gebaseerd op de verkregen data

4 Beschrijving van de beschikbare proefresultaten

Voor de bespreking van de proefresultaten, wordt steeds verwezen naar het welfsel dat beproefd wordt. Na de naam van het welfsel, kan nog een cijfer komen, indien de dwarskrachtproef meerdere keren is uitgevoerd voor eenzelfde type welfsel. Verder wordt steeds het bezwijk-mechanisme beschreven, zoals terug te vinden is in de beproevingsverslagen. Ook wordt voor elk beproefd welfsel een foto van het breukaspect bijgevoegd.

4.1 Overzicht van de proeven en eigenschappen

Er zijn data van in totaal vierentwintig dwarskrachtproeven beschikbaar die betrekking hebben op de hiervoor vermelde verschillende welfsels. De dwarskrachtproeven werden verricht tussen 15/10/2008 en 16/06/2010. De welfsels zijn geleverd door verschillende fabrikanten. Op sommige types welfsels werden meerdere proeven uitgevoerd.

In onderstaande tabellen (zie Tabel 34 tot en met Tabel 37), staat de datum waarop de proefstukken vervaardigd zijn. Verder is de datum opgenomen waarop de drukproeven zijn uitgevoerd en de datum waarop de dwarskrachtproef is uitgevoerd.

Tabel 34: Data van VW400-I, VW400-II, VW400-III, VW320-I, VW320-II en VW320-III

	VW400-I	VW400-II	VW400-III	VW320-I	VW320-II	VW320-III
vervaardiging proefstukken	7/11/2008	19/01/2010	16/03/2009	28/08/2008	26/01/2010	19/03/2009
drukproeven	6/01/2009	10/02/2010	10/06/2009	22/09/2008	10/02/2010	10/06/2009
dwarskrachtproef	14/01/2009	8/03/2010	2/07/2009	15/10/2008	1/03/2010	26/06/2009

Tabel 35: Data van VW265-I en VW265-II

	VW265-I-1	VW265-I-2	VW265-I-3	VW265-II-1	VW265-II-2	VW265-II-3
vervaardiging proefstukken	17/03/2010			5/11/2008		
drukproeven	20/04/2010			5/03/2009		
dwarskrachtproef	29/04/2010	3/05/2010	6/05/2010	25/03/2009	27/03/2009	9/04/2009

Tabel 36: Data van VW200-I en VW180-I

	VW200-I-1	VW200-I-2	VW200-I-3	VW180-I-1	VW180-I-2	VW180-I-3
vervaardiging proefstukken	4/11/2008			16/03/2010		
drukproeven	12/01/2009			5/05/2010		
dwarskrachtproef	20/01/2009	2/02/2009	6/02/2009	19/05/2010	25/05/2010	26/05/2010

Tabel 37: Data van VW165-I en VW150-I

	VW165-I-1	VW165-I-2	VW165-I-3	VW150-I-1	VW150-I-2	VW150-I-3
vervaardiging proefstukken	7/11/2008			18/03/2010		
drukproeven	3/02/2009			20/05/2010		
dwarskrachtproef	12/02/2009	20/02/2009	2/03/2009	31/05/2010	1/06/2010	14/06/2010

4.2 VW400-I

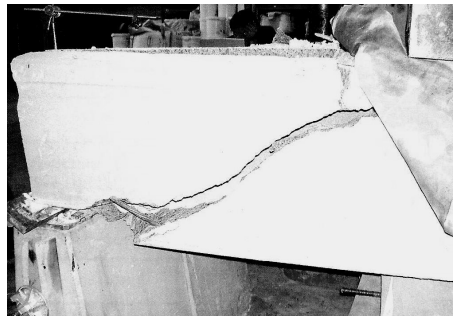
Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 422,4 kN door een dwarskrachtbreuk vertrekkend vanaf het steunpunt tot aan de verdeelbalk voor de vijzels. Er worden visueel geen buigingsscheuren waargenomen.



Figuur 38: Breukaspect VW400-I

4.3 VW400-II

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 437,8 kN door dwarskrachtbreuk vertrekkend vanaf het steunpunt tot aan de verdeelbalk voor de vijzels. Er worden visueel geen buigingsscheuren waargenomen.



Figuur 39: Breukaspect VW400-II

4.4 VW400-III

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 366,4 kN door een dwarskrachtbreuk, vertrekkend vanaf het steunpunt tot aan de verdeelbalk voor de vijzellast. Er worden visueel geen buigingsscheuren waargenomen.



Figuur 40: Breukaspect VW400-III

4.5 VW320-I

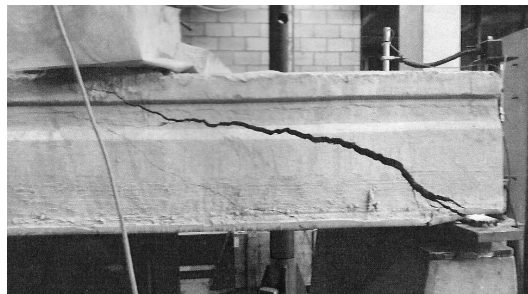
Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 459,6 kN door een dwarskrachtbreuk. Er worden visueel geen buigingsscheuren waargenomen.



Figuur 41: Breukaspect VW320-I

4.6 VW320-II

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 344,3 kN door een dwarskrachtbreuk vertrekkend vanaf het steunpunt, tot aan de verdeelbalk voor de vijzellast. Er worden visueel geen buigingsscheuren waargenomen.



Figuur 42: Breukaspect VW320-II

4.7 VW320-III

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 343,5 kN door een dwarskrachtbreuk, vertrekkend vanaf het steunpunt, tot aan de verdeelbalk voor de vijzellast. Er worden visueel geen buigingsscheuren waargenomen.



Figuur 43: Breukaspect VW320-III

4.8 VW265-I

4.8.1 VW265-I-1

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 317,3 kN door een dwarskrachtbreuk gelokaliseerd tussen het steunpunt en de verdeelbalk voor de vijzellast. Er worden visueel geen buigingsscheuren waargenomen.



Figuur 44: Breukaspect VW265-I-1

4.8.2 VW265-I-2

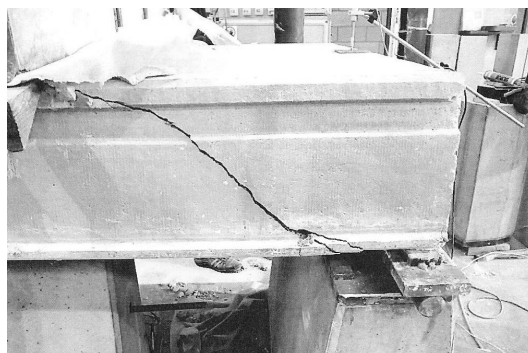
Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 322,3 kN door een dwarskrachtbreuk gelokaliseerd tussen het steunpunt en de verdeelbalk voor de vijzellast. Er worden visueel geen buigingsscheuren waargenomen.



Figuur 45: Breukaspect VW265-I-2

4.8.3 VW265-I-3

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 308,4 kN door een dwarskrachtbreuk gelokaliseerd tussen het steunpunt en de verdeelbalk voor de vijzellast. Er worden visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

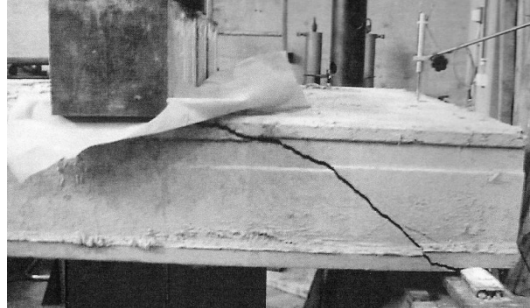


Figuur 46: Breukaspect VW265-I-3

4.9 VW265-II

4.9.1 VW265-II-1

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vjzellast van 387,4 kN door een dwarskrachtbreuk.



Figuur 47: Breukaspect VW265-II-1

4.9.2 VW265-II-2

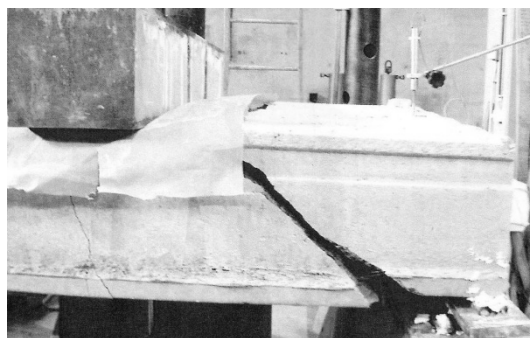
Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vjzellast van 403,2 kN door een dwarskrachtbreuk.



Figuur 48: Breukaspect VW265-II-2

4.9.3 VW265-II-3

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Bij een vjzellast van 395 kN ontstaat een buigingsscheur ter hoogte van de aangebrachte lijnlast, gevolgd door gedeeltelijk slippen van de voorspanwapening. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vjzellast van 446,3 kN door een dwarskrachtbreuk.

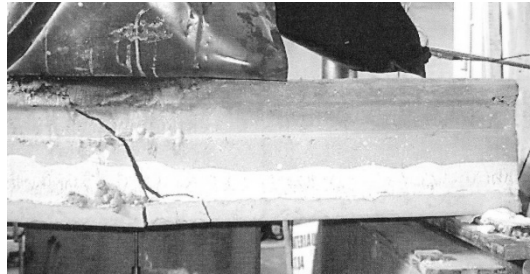


Figuur 49: Breukaspect VW265-II-3

4.10 VW200-I

4.10.1 VW200-I-1

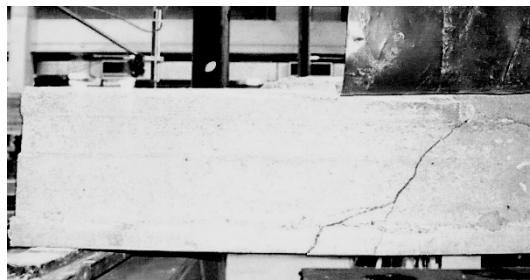
Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 193,3 kN door een door buiging geïnitieerde dwarskrachtscheur, gevolgd door het slippen van de voorspanstrengen.



Figuur 50: Breukaspect VW200-I-1

4.10.2 VW200-I-2

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 196,6 kN door een dwarskrachtscheur, gevolgd door het slippen van de voorspanstrengen.



Figuur 51: Breukaspect VW200-I-2

4.10.3 VW200-I-3

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 215,6 kN door een gecombineerde buigings-dwarskrachtscheur, gevolgd door het slippen van de voorspanstrengen.



Figuur 52: Breukaspect VW200-I-3

4.11 VW180-I

4.11.1 VW180-I-1

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Bij een vijzellast van 173,8 kN, ontwikkelt zich een buigingsscheur

onder het last-verdeelprofiel. De proef wordt stopgezet bij een verticale verplaatsing van 35mm onder de vijzel, omwille van de beperkte rotatiecapaciteit van de vijzel. De maximale vijzellast bedraagt 180,2kN.

Hierbij kan opgemerkt worden dat de buigingsscheur licht geheld is, gezien de combinatie van zowel hoge dwarskrachten als buigende momenten nabij de puntlast.

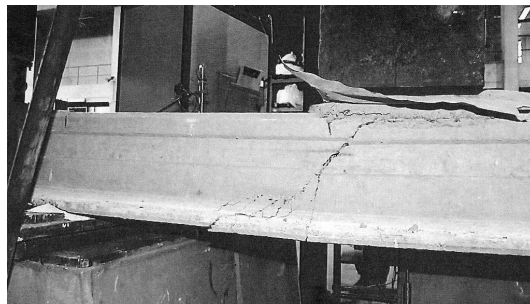


Figuur 53: Breukaspect VW180-I-1

4.11.2 VW180-I-2

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Bij een vijzellast van 176,0kN, ontwikkelt zich een buigingsscheur onder het last-verdeelprofiel. De proef wordt stopgezet bij een verticale verplaatsing van 30mm onder de vijzel, omwille van de beperkte rotatiecapaciteit van de vijzel. De maximale vijzellast bedraagt 176,9kN.

Hierbij kan opgemerkt worden dat de buigingsscheur licht geheld is, gezien de combinatie van zowel hoge dwarskrachten als buigende momenten nabij de puntlast.



Figuur 54: Breukaspect VW180-I-2

4.11.3 VW180-I-3

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Bij een vijzellast van 159,7kN, ontwikkelt zich een buigingsscheur onder het last-verdeelprofiel. De proef wordt stopgezet bij een verticale verplaatsing van 37mm onder de vijzel, omwille van de beperkte rotatiecapaciteit van de vijzel. De maximale vijzellast bedraagt 166,1kN.

Hierbij kan opgemerkt worden dat de buigingsscheur licht geheld is, gezien de combinatie van zowel hoge dwarskrachten als buigende momenten nabij de puntlast.

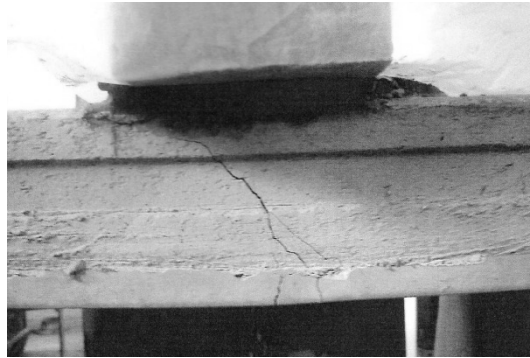


Figuur 55: Breukaspect VW180-I-3

4.12 VW165-I

4.12.1 VW165-I-1

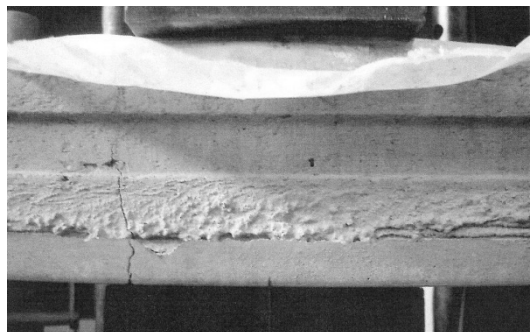
Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vjzellast van 144,4 kN door een buigingsscheur, gevolgd door het slippen van de voorspanstrengen.



Figuur 56: Breukaspect VW165-I-1

4.12.2 VW165-I-2

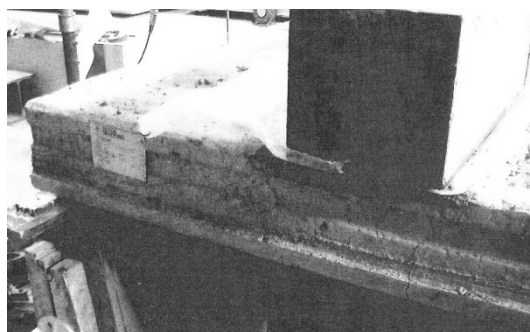
Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vjzellast van 172,3 kN door een buigingscheur, gevolgd door het slippen van de strengen.



Figuur 57: Breukaspect VW165-I-2

4.12.3 VW165-I-3

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vjzellast van 151,2 kN door een buigingscheur, gevolgd door het slippen van de strengen.

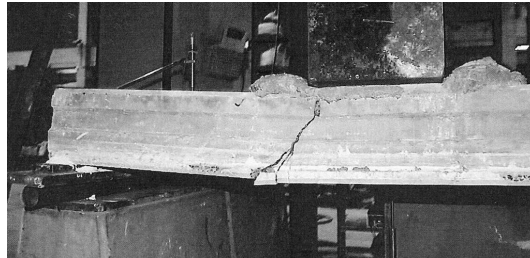


Figuur 58: Breukaspect VW165-I-3

4.13 VW150-I

4.13.1 VW150-I-1

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Het welfsel bezwijkt bij een maximale vijzellast van 117,1 kN door een gecombineerde dwarskracht-buigingsscheur.



Figuur 59: Breukaspect VW150-I-1

4.13.2 VW150-I-2

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Bij een vijzellast van 130 kN ontwikkelt zich een verticale buigingsscheur onder het last-verdeelprofiel. Bij een last van 160 kN ontwikkelt zich een gehelde scheur naast het verdeelprofiel. Het proefstuk bezwijkt met een asymmetrisch breukaspect en mixed voorkomen (buiging, dwarskracht, oplegging). De maximale vijzellast bedraagt 185,4 kN



Figuur 60: Breukaspect VW150-I-2

4.13.3 VW150-I-3

Tijdens de belastings-herbelastingscyclus worden geen buigingsscheuren, noch andere scheur-aspecten visueel waargenomen. Bij een last van 140 kN ontwikkelt zich een buigingsscheur onder het last-verdeelprofiel. De proef wordt stopgezet bij een verticale verplaatsing van 47 mm onder de vijzel, omwille van de beperkte rotatiecapaciteit van de vijzel. De maximale vijzellast bedraagt 193,4 kN.



Figuur 61: Breukaspect VW150-I-3

5 Theoretische modellering

In een eerste stap worden telkens de voorspelde waarden van de bezwijklast bepaald, dit wil zeggen door gebruik te maken van de gemiddelde materiaalkarakteristieken. Deze berekening wordt later gebruikt om het theoretische model te vergelijken met de proefresultaten. De verhoudingen tussen de berekende voorspelde bezwijklast op de bezwijklast bekomen uit de proeven, zou dicht bij één moeten liggen als het theoretische model correct is.

Als tweede worden ook de rekenwaarden van de bezwijklast bepaald. De rekenwaarden van de bezwijklast worden berekend door gebruik te maken van rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken. De verhouding van de voorspelde waarde van de bezwijklast op de rekenwaarde van de bezwijklast geeft een indicatie voor de globale veiligheidsfactor van het rekenmodel.

Voor het bezwijken van een welfsel moeten de verschillende bezwijkmechanismen in rekening worden gebracht [7][2]. Als eerste bezwijkmechanisme heeft men bezwijken door dwarskrachtbreuk. Hiertoe wordt de dwarskrachtsterkte berekend in de zone die ongescheurd is in buiging en de dwarskrachtsterkte in de zone die gescheurd is in buiging. Daarnaast kan het welfsel bezwijken door buiging. Tenslotte kan het zijn dat door het ontstaan van een buigingsscheur, de strengen zullen slippen in de betonddoorsnede (verankeringsbreuk). Deze bezwijkmechanismen zullen allen beschouwd moeten worden. Voor elk bezwijkmechanisme kan een bezwijklast bepaald worden en de laagste van deze bezwijklasten, zal de werkelijke bezwijklast zijn. Het bezwijkmechanisme is dan datgene dat overeenstemt met deze laagste bezwijklast [2].

De bezwijklast horende bij de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd door buiging wordt genoteerd als $Q_{\text{ongescheurd}}$ en de bezwijklast horende bij de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd door buiging als $Q_{\text{gescheurd}}$. De last horende bij het scheuren in buiging van de doorsnede, wordt genoteerd als Q_{cr} en de bezwijklast horende bij bezwijken door buiging wordt genoteerd als $Q_{\text{u,b}}$. De theoretisch bepaalde bezwijklast wordt vervolgens genoteerd als $Q_{\text{u,num}}$. De bezwijklast die gehaald wordt uit experimenten, wordt genoteerd als $Q_{\text{u,exp}}$. Verder worden er indices m resp. d ingevoerd, naargelang het gaat om voorspelde bezwijklasten (dit wil zeggen berekend met de gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken) of rekenwaarden van bezwijklasten (dit wil zeggen berekend met de rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken).

Er kunnen zich verschillende combinaties voordoen voor de verschillende relatieve waarden van de bezwijklasten. Wanneer er verondersteld wordt, dat de bezwijklast horende bij bezwijken door buiging, steeds kleiner is dan de bezwijklast horende bij de andere bezwijkmechanismen, kunnen de verschillende combinaties van bezwijklasten samengevat worden in een tabel waarbij bovendien de bijhorende theoretische bezwijklast $Q_{\text{u,num}}$ weergegeven wordt (zie Tabel 38 en Tabel 39). In de tabellen zijn de lasten voor de verschillende bezwijkmechanismen weergegeven van groot naar klein. In Tabel 38 zijn de verschillende combinaties met hun bijhorende bezwijklast weergegeven voor de gevallen waarbij verankeringsbreuk zal optreden van zodra de buigingsscheur ontstaat. In Tabel 39 zijn de verschillende combinaties met hun bijhorende bezwijklast weergegeven voor de gevallen waarbij geen verankeringsbreuk zal optreden van zodra de buigingsscheur ontstaat.

Indien de last horende bij bezwijken door dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging en de last horende bij bezwijken door dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging beiden groter zijn dan de last horende bij bezwijken door buiging en bovendien er geen verankeringsbreuk zal optreden wanneer de buigingsscheuren ontstaan, zal het welfsel bezwijken door buiging.

Tabel 38: Bezwijklast voor doorsneden wanneer verankeringsbreuk optreedt bij buigingsscheuren
 (USF: dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging; CSF: dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging;
 MCR: snap-back mechanisme; DEB: verankeringsbreuk)

Groter	$Q_{u,b}$	$Q_{u,b}$	$Q_{u,b}$
	Q_{cr}	$Q_{ongescheurd}$	$Q_{ongescheurd}$
	$Q_{ongescheurd}$	Q_{cr}	$Q_{gescheurd}$
kleiner	$Q_{gescheurd}$	$Q_{gescheurd}$	Q_{cr}
$Q_{u,num}$	$Q_{ongescheurd}$	Q_{cr}	Q_{cr}
bezwijkmechanisme	USF	MCR&DEB	DEB

Tabel 39: Bezwijklast voor doorsneden wanneer geen verankeringsbreuk optreedt bij buigingsscheuren
 (USF: dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging; CSF: dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging;
 MCR: snap-back mechanisme; DEB: verankeringsbreuk)

Groter	$Q_{u,b}$	$Q_{u,b}$	$Q_{u,b}$
	Q_{cr}	$Q_{ongescheurd}$	$Q_{ongescheurd}$
	$Q_{ongescheurd}$	Q_{cr}	$Q_{gescheurd}$
kleiner	$Q_{gescheurd}$	$Q_{gescheurd}$	Q_{cr}
$Q_{u,num}$	$Q_{ongescheurd}$	Q_{cr}	$Q_{gescheurd}$
bezwijkmechanisme	USF	MCR	CSF

De verschillende combinaties van lasten van de verschillende bezwijkmechanismen, worden hier kort uitgelegd.

Wanneer een verankeringsbreuk optreedt als er buigingsscheuren ontstaan, zal het welfsel bezwijken vanaf het moment dat buigingsscheuren voorkomen en is de bezwijklast gelijk aan de last horende bij het optreden van de eerste scheur (=DEB). Bezwijken door dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (=CSF), zal dus niet optreden als verankeringsbreuk (=DEB) optreedt van zodra er een buigingsscheur voorkomt. Als echter de last horende bij het bezwijken door dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging kleiner is dan de last horende bij het optreden van een buigingsscheur, zal het welfsel bezwijken door dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging (=USF) en zal de bezwijklast gelijk zijn aan de last horende bij dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. Als laatste is er nog een speciaal bezwijkmechanisme waar nog iets dieper moet worden op ingegaan. In de literatuur wordt dit het snap-back mechanisme (=MCR) genoemd [2]. Dit komt voor wanneer de last horende bij dwarskrachtsterkte ongescheurd in buiging groter is dan de last horende bij het optreden van een buigingsscheur maar wanneer de last horende bij de dwarskrachtsterkte gescheurd in buiging kleiner is dan de last horende bij het optreden van een buigingsscheur. De dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging, laat toe dat de last horende bij het optreden van een buigingsscheur wordt bereikt, maar het welfsel bezwijkt dan onmiddellijk omdat de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging kleiner is dan de reeds aangebrachte last. Dit bezwijkmechanisme werd al vaker foutief toegeschreven aan een overschatting van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging [2]. Wanneer de eerste buigingsscheur optreedt, is deze klein en zal slechts een zeer korte tijd bestaan, te klein en te kort om te kunnen waarnemen bij visuele inspectie van proeven.

Wanneer er geen verankeringsbreuk optreedt als er buigingsscheuren ontstaan, zal het welfsel niet bezwijken op het moment dat de buigingsscheuren ontstaan. Het kan in dit geval wel voorkomen dat het welfsel bezwijkt door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (=CSF). Dit is het geval wanneer de last horende bij het optreden van een buigingsscheur kleiner is dan de last horende bij dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging en ook kleiner dan de last horende bij dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. Ook komt het snap-back mechanisme voor.

Men kan opmerken dat de meeste bezwijkmechanismen (dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging, dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging en het snap-back mechanisme) bros zijn en het verschil tussen deze mechanismen moeilijk zichtbaar zal zijn wanneer er proeven worden uitgevoerd.

5.1 Dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd door buiging

Voor de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, zijn in deel 1 verschillende dwarskrachtmodellen besproken voor de berekening van de voorspelde waarde van de dwarskrachtsterkte. Al deze dwarskrachtmodellen worden toegepast op de beproefde welfsels, waardoor voor de verschillende modellen de voorspelde dwarskrachtsterkte berekend kan worden. Voor de rekenwaarden van de dwarskrachtsterkte, kan de formule voor dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging van de NBN EN 1168+A2 gebruikt worden.

Deze dwarskrachtsterktes zullen omgezet worden naar equivalente puntlasten.

$$Q = \frac{\left(V - \left(\frac{l}{2} - a\right) \cdot g\right) \cdot l}{(l - a)} \quad (41)$$

De resultaten van de berekeningen zijn terug te vinden in Tabel 40 en Tabel 41.

Tabel 40: Voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd door buiging omgezet naar puntlasten voor NBN, DIN en ACI

Type welfsel	$Q_{Rm,gescheurd, NBN}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd, DIN}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd, ACI vereenvoudigd}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd, ACI verfijnd}$ [kN]
VW400-I	240,24	157,41	263,32	211,47
VW400-II	281,55	169,23	262,42	210,43
VW400-III	297,68	174,43	287,36	231,49
VW320-I	223,35	146,04	226,96	181,95
VW320-II	281,26	128,83	271,33	218,45
VW320-III	265,35	161,48	230,84	184,33
VW265-I	166,13	114,07	152,12	121,23
VW265-II	204,85	137,16	197,14	155,76
VW200-I	137,79	104,44	131,50	106,35
VW180-I	104,18	85,41	95,44	77,50
VW165-I	96,39	81,69	91,95	74,67
VW150-I	91,73	79,60	84,23	68,93

Tabel 41: Voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd door buiging omgezet naar puntlasten voor Zink, Lubell en Remmel

Type welfsel	$Q_{Rm,gescheurd,Zink}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd,Lubell}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd,Remmel}$ [kN]
VW400-I	209,95	265,06	167,29
VW400-II	212,84	264,82	169,18
VW400-III	243,59	290,07	199,51
VW320-I	197,78	234,09	162,57
VW320-II	249,25	279,51	213,75
VW320-III	202,52	238,95	166,87
VW265-I	135,23	160,57	111,52
VW265-II	161,42	208,37	133,49
VW200-I	110,36	142,82	97,10
VW180-I	81,91	104,99	73,70
VW165-I	77,00	101,72	71,30
VW150-I	72,16	93,82	68,64

Ook de rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes kunnen met de formules van de NBN berekend worden. Opnieuw worden deze rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes omgezet naar puntlasten (zie Tabel 42).

Tabel 42: Rekenwaarden van dwarskrachtsterktes in de zone gescheurd door buiging omgezet naar puntlasten voor de NBN

Type welfsel	$Q_{Rd,gescheurd,NBN}$ [kN]
VW400-I	191,06
VW400-II	228,38
VW400-III	227,03
VW320-I	178,09
VW320-II	206,58
VW320-III	208,98
VW265-I	127,15
VW265-II	149,29
VW200-I	98,10
VW180-I	77,79
VW165-I	66,83
VW150-I	67,74

5.2 Dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd door buiging

De voorspelde dwarskrachtsterktes en de rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd door buiging worden berekend met behulp van de formules van NBN EN 1168+A2. Deze dwarskrachtsterktes worden omgezet naar equivalente puntlasten.

Tabel 43: Voorspelde dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd door buiging omgezet naar puntlasten

Type welfsel	$Q_{Rm,ongescheurd,methode\ 1}$ [kN]	$Q_{Rm,ongescheurd,methode\ 2}$ [kN]
VW400-I	462,91	498,10
VW400-II	444,18	547,68
VW400-III	421,12	539,22
VW320-I	418,62	406,97
VW320-II	425,65	464,93
VW320-III	435,89	456,05
VW265-I	303,79	311,75
VW265-II	401,08	358,16
VW200-I	317,91	270,98
VW180-I	210,21	202,01
VW165-I	212,29	187,32
VW150-I	178,64	169,62

Tabel 44: Rekenwaarden van de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd door buiging omgezet naar puntlasten

Type welfsel	$Q_{Rd,ongescheurd,methode\ 1}$ [kN]	$Q_{Rd,ongescheurd,methode\ 2}$ [kN]
VW400-I	207,58	226,09
VW400-II	199,51	249,24
VW400-III	188,78	245,29
VW320-I	190,10	185,34
VW320-II	193,44	212,40
VW320-III	198,20	208,25
VW265-I	138,43	142,44
VW265-II	183,26	165,19
VW200-I	145,29	123,49
VW180-I	95,28	91,68
VW165-I	81,96	84,91
VW150-I	80,67	76,50

Bij Tabel 44 kan opgemerkt worden dat in sommige gevallen de rekenwaarde van de bezwijklast horende bij dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging, methode 1 kleiner is dan de rekenwaarde van de bezwijklast horende bij dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (VW400-II, VW400-III, VW320-II en VW320-III). Dit is een niet te verwachten verschijnsel vermits de doorsnede zal verzwakken wanneer er scheuren ontstaan. Dit kan echter toegewezen worden aan het feit dat in de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 er rekening wordt gehouden met het buigend moment ten gevolge van alle verticale belastingen. Wanneer er bijvoorbeeld gekeken wordt naar VW400-II en de berekening wordt uitgevoerd zonder rekening te houden met het buigend moment ten gevolge van verticale belastingen, wordt een dwarskrachtsterkte van 220,99 kN becijferd wat omgezet naar een puntlast 254,19 kN geeft. Dit is dat groter dan de rekenwaarde van de bezwijklast horende bij dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (namelijk 228,38 kN). Voor de andere welfsels is dit ook het geval. Ook merkt men op dat dit het geval is bij welfsels waar er strengen aan de bovenzijde van het welfsel aanwezig zijn. Dit zal ook een invloed hebben op het verschil in dwarskrachtsterktes. In de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 wordt er rekening mee gehouden dat de voorspanstrengen bovenaan trek veroorzaken onderaan en druk bovenaan. In de formule van de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, wordt enkel met de voorspanstrengen bovenaan rekening gehouden, door de oppervlakte ervan niet mee te rekenen bij de bepaling van de wapeningshoeveelheid p .

5.3 Puntlast waarbij buigingsscheuren optreden

In deze paragraaf, wordt de puntlast berekend waarbij scheuren door buiging aan de ondervezel optreden. Dit gebeurt zowel voor de rekenwaarde van de puntlast (dit wil zeggen berekend met de rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken), als voor de voorspelde waarde van de puntlast (dit wil zeggen berekend met de gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken).

Voor berekening van de rekenwaarde van de puntlast waarbij scheuren door buiging optreedt, worden de verschillende spanningen die optreden aan de ondervezel van het voorgespannen welfsel als volgt berekend [19]:

$$\sigma_{p,1} = \frac{P_{mt}}{A_c} + \frac{P_{mt} \cdot Y_c}{I_c} \cdot e \quad (42)$$

$$\sigma_{EG,1} = \frac{M_{EG}(x) \cdot Y_c}{I_c} \quad (43)$$

$$\sigma_{Q,1} = \frac{M_Q(x) \cdot Y_c}{I_c} \quad (44)$$

waarin

$\sigma_{p,1}$	spanning aan de ondervezel ten gevolge van de voorspanning
$\sigma_{EG,1}$	spanning aan de ondervezel ten gevolge van het eigengewicht
$\sigma_{Q,1}$	spanning aan de ondervezel ten gevolge van de verticale puntlast
e	excentriciteit van de voorspanwapening

Het buigend moment M_{EG} ten gevolge van het eigengewicht en het buigend moment M_Q ten gevolge van de verticale puntlast kunnen als volgt bepaald worden:

$$M_{EG}(x) = \frac{g \cdot x}{2} \cdot (l - x) \quad (45)$$

$$M_Q(x) = \begin{cases} \frac{c}{l} \cdot Q \cdot x & \text{als } x < a \\ \frac{c}{l} \cdot Q \cdot x - Q \cdot (x - a) & \text{als } x > a \end{cases} \quad (46)$$

De voorwaarde opdat de doorsnede niet gescheurd is, is de volgende voor de berekening van de rekenwaarde van de puntlast waarbij scheuren door buiging optreedt:

$$0,85 \cdot \sigma_{p,1} + 1,35 \cdot \sigma_{EG,1} + 1,50 \cdot \sigma_{Q,1} \leq \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (47)$$

Uit deze voorwaarde wordt de waarde van het moment M_Q gehaald, die nog net toelaatbaar is om geen scheuren in de balk te verkrijgen. De puntlast $Q_{cr,d}$ kan hieruit dan ook afgeleid worden.

De berekening van de voorspelde waarde van de puntlast waarbij buigingsscheuren optreden, verschilt van de berekening van de rekenwaarde van deze puntlast.

De voorwaarde opdat de doorsnede niet gescheurd is, wordt in dit geval:

$$0,85 \cdot \sigma_{p,1} + \sigma_{EG,1} + \sigma_{Q,1} \leq f_{ctm} \quad (48)$$

De puntlasten waarbij buigingsscheuren onder de puntlast zullen optreden, worden berekend voor de verschillende types welfsels. De resultaten zijn terug te vinden in Tabel 45.

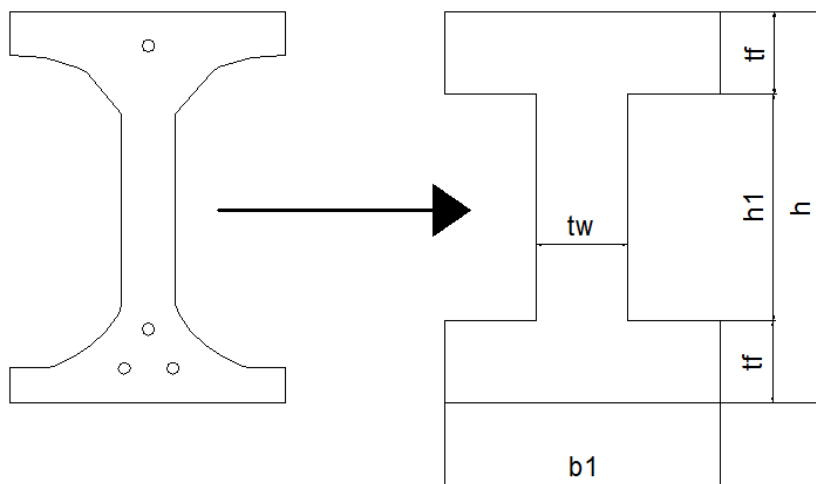
Tabel 45: Voorspelde waarden en rekenwaarden van de puntlasten waarbij buigingsscheuren optreden

	$Q_{cr,m}$ [kN]	$Q_{cr,d}$ [kN]
VW400-I	348,88	229,09
VW400-II	435,2	303,02
VW400-III	499,65	315,07
VW320-I	325,97	217,94
VW320-II	448,66	300,55
VW320-III	409,85	274,56
VW265-I	309,08	204,66
VW265-II	336,95	217,96
VW200-I	204,57	118,16
VW180-I	128,3	82,38
VW165-I	115,57	75,71
VW150-I	80,09	51,97

5.4 Bezijken door buiging

Voor de berekening van de bezwijklast in buiging wordt gebruik gemaakt van een vereenvoudigde doorsnede. Eerder is gezegd dat deze vereenvoudigde doorsnede geen goede resultaten geeft voor de berekening van de dwarskrachtsterkte. Voor de berekening van de bezwijklast door buiging, geeft deze vereenvoudigde doorsnede wel goede resultaten. De buitenomtrek wordt vereenvoudigd tot een rechthoek met dezelfde breedte b_{tot} en dezelfde hoogte h als de oorspronkelijke doorsnede [8]. Verder wordt de vorm van de dwarsdoorsnede opgevat als een samenbouw van een aantal I-profielen, van twee halve I-profielen en van twee rechthoeken.

De I-sectie wordt zodanig opgevat dat de oppervlakte en het traagheidsmoment van de doorsnede hetzelfde blijven.



Figuur 62: Oorspronkelijke doorsnede en vereenvoudigde I-sectie

De oppervlakte en het traagheidsmoment van de vereenvoudigde I-doorsnede kunnen als volgt becijferd worden:

$$A_{c,eq} = h \cdot b_1 - h_1 \cdot (b_1 - t_w) \quad (49)$$

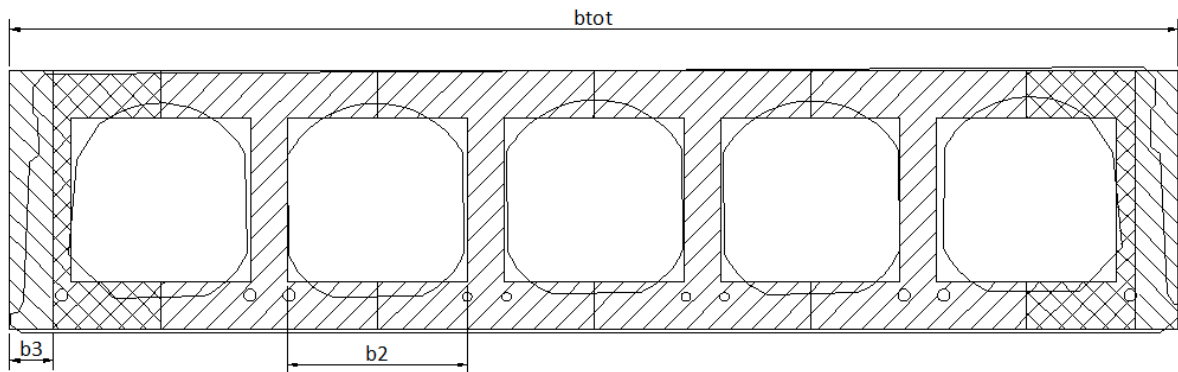
$$I_{c,eq} = \frac{b_1 \cdot h^3}{12} - \frac{(b_1 - t_w) \cdot h_1^3}{12} \quad (50)$$

waarin

h = hoogte van het welfsel

- b_1 = breedte van de oorspronkelijke en van de vereenvoudigde I-doorsnede
 t_w = ribbreedte van de vereenvoudigde I-doorsnede
 h_1 = hoogte van de lijfplaat van de vereenvoudigde I-doorsnede

De beschouwde doorsnede van de holle welfsels kunnen op deze wijze worden vereenvoudigd tot (m-1) dergelijke I-profielen (met m het aantal kanalen in het holle welfsel), twee halve dergelijke I-profielen en twee rechthoeken met een breedte b_3 (zie Figuur 63).



Figuur 63: Vereenvoudigde doorsnede

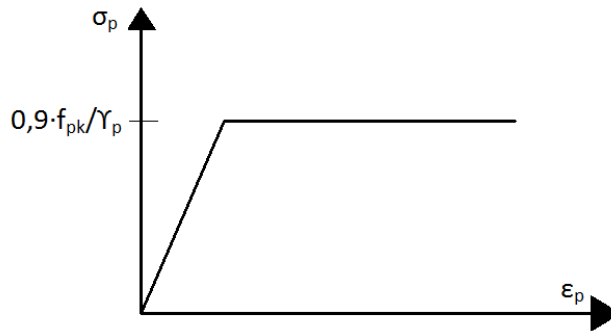
De basishypothese waarvan in deze berekening gebruik wordt gemaakt, zijn de volgende [19]:

- De vervormingshypothese van Navier-Bernoulli wordt toegepast.
- Het voorspanstaal ondergaat dezelfde gemiddelde vervorming als het omringend beton op dezelfde hoogte wanneer de hechting tussen het voorspanstaal en het beton gerealiseerd is.
- Het beton neemt geen trek op.
- De referentietoestand voor de vervormingen is deze veroorzaakt door de voorspankracht, rekening houdend met de verliezen op het beschouwde ogenblik. Deze referentietoestand wordt gekenmerkt door:
 - een verlenging ϵ_{pt} van de voorspanwapening overeenstemmend met de kracht $P_{m,t}$ op het beschouwde ogenblik en in de beschouwde doorsnede
 - een verkorting van het beton ter hoogte van de as van de voorspanning $\epsilon_{cp} = \epsilon_{p1}$ en een relatieve vervorming (doorgaans een verlenging) ϵ_{ct} van het beton aan de bovenvezel

In de bezwijktoestand bevindt de voorspanwapening zich hoofdzakelijk in de getrokken zone. De voorspanning die zich onderaan bevindt, ondergaat een supplementaire verlenging ϵ_{p1} tot aan de decompressie van het op hetzelfde niveau gelegen beton. Bij verdere verhoging van de belasting is de doorsnede gescheurd op het niveau van de onderste voorspanwapening en ondergaat deze tenslotte een verlenging ϵ_{p2} . ϵ_{p1} wordt verwaarloosd aangezien deze vervorming vrij beperkt is [19]. In het geval van voorgerekt staal is initieel:

$$\epsilon_{p1} + \epsilon_{pt} = \epsilon_{p1} + \epsilon_{pi} = \sigma_{p0}/E_p \quad (51)$$

- De volgende rekendiagrammen voor de materialen worden ingevoerd:
 - voor het beton een parabolisch rechthoekig rekendiagram $\sigma_c - \epsilon_c$. Verder is ϵ_{cu} gelijk aan 3,5‰ en is de maximale drukspanning gelijk aan $f_{cd}=0,85 \cdot f_{ck}/\gamma_c$.
 - voor het voorspanstaal wordt een bilineair diagram gebruikt met een horizontale drempel (zie Figuur 64)



Figuur 64: Bilineair diagram van het voorspanstaal

Naargelang het geval, zal één van volgende vervormingsgrenzen bepalend zijn:

- $\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$
- $\epsilon_{p2} = 10\text{‰}$

5.4.1 Welfsel zonder voorspanstrengen bovenaan

Als eerste berekend men het weerstandbiedend moment in het geval er geen voorspanstrengen aan de bovenzijde van het welfsel aanwezig zijn. Voor de voorspanstrengen wordt gerekend met een elasticiteitsmodulus E_p gelijk aan 190000 N/mm^2 . Verder stemt de knik in het bilineair diagram dat gebruikt wordt voor het voorspanstaal, overeen met een rek gelijk aan $0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p)$.

In een eerste stap wordt $\epsilon_{p1} + \epsilon_{pt}$ berekend, waarin ϵ_{p1} zoals eerder vermeld is, verwaarloosd wordt:

$$\epsilon_{p1} + \epsilon_{pt} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = \frac{P_{m,t}}{A_p \cdot E_p} \quad (52)$$

σ_{pd} is afhankelijk van de rek in de voorspanstrengen en wordt in een eerste stap gelijk gesteld aan $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s$. Met deze waarde, kan de mechanische wapeningsverhouding berekend worden:

$$\omega = \frac{A_p \cdot \sigma_{pd}}{b \cdot d_p \cdot f_{cd}} \quad (53)$$

Hierbij is verondersteld dat de drukzone volledig in de bovenflens van de vereenvoudigde doorsnede is gelegen. Dit zal later gecontroleerd moeten worden. Op basis van Figuur 65 kan dan ϵ_{p2} voor deze waarde van ω berekend worden. De totale rek van de voorspanstrengen onderaan wordt berekend:

$$\epsilon_{pt} = \epsilon_{p1} + \epsilon_{pt} + \epsilon_{p2} \quad (54)$$

Indien deze rek groter is dan $0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p)$, bevindt het toestandspunt zich in de tweede tak van het bilineair diagram. Omdat er voor de voorspanstrengen een horizontale drempel gehanteerd wordt, is σ_{pd} gelijk aan $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s$ en is de berekening van ω correct. Indien echter $\epsilon_{pt} < 0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p)$, bevindt het toestandspunt zich nog in het elastisch deel van het rekendiagram voor het voorspanstaal en zal er een aanpassing van σ_{pd} nodig zijn. De berekeningen worden dan opnieuw uitgevoerd totdat de σ_{pd} gebruikt in de berekeningen dezelfde is als deze bepaald door ϵ_{pt} en gehaald uit het rekendiagram.

Wanneer men de uiteindelijke waarde van ω gevonden heeft, wordt de dimensieloze hoogte van de drukzone ξ uit Figuur 65 afgelezen. Met deze ξ , wordt de hoogte van de drukzone x gecijferd:

$$x = \xi \cdot d \quad (55)$$

Deze hoogte van de drukzone x , moet kleiner zijn dan de flensbreedte van de vereenvoudigde doorsnede.

Wanneer deze controle is uitgevoerd, wordt het gereduceerd moment μ horende bij de gevonden waarde van ω , afgelezen uit Figuur 65.

Met dit gereduceerd moment, wordt het weerstandbiedende moment berekend worden:

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd} \quad (56)$$

Verder is

$$M_{Rd} - M_{Ed,EG} = \frac{Q_{u,b,d} \cdot a \cdot c}{l} \quad (57)$$

Indien men de berekening wil uitvoeren voor gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken, stelt men $\gamma_s = 1$, $\gamma_c = 1$ en $f_{cd} = f_{cm}$.

μ	ω	ξ	$\epsilon_c (\text{‰})$	$\epsilon_{p2} (\text{‰})$
0,01	0,0102	0,0459	0,48	10,00
0,02	0,0205	0,0658	0,70	10,00
0,03	0,0309	0,0816	0,89	10,00
0,04	0,0414	0,0953	1,05	10,00
0,05	0,0520	0,1078	1,21	10,00
0,06	0,0627	0,1194	1,36	10,00
0,07	0,0735	0,1305	1,50	10,00
0,08	0,0844	0,1413	1,65	10,00
0,09	0,0953	0,1518	1,79	10,00
0,10	0,1064	0,1623	1,94	10,00
0,1042	0,1111	0,1667	2,00	10,00
0,11	0,1177	0,1728	2,09	10,00
0,12	0,1291	0,1835	2,25	10,00
0,13	0,1406	0,1943	2,41	10,00
0,14	0,1523	0,2053	2,58	10,00
0,15	0,1642	0,2164	2,76	10,00
0,16	0,1762	0,2277	2,95	10,00
0,17	0,1844	0,2391	3,14	10,00
0,18	0,2008	0,2507	3,35	10,00
0,1872	0,2099	0,2593	3,50	10,00
0,19	0,2134	0,2636	3,50	9,78
0,20	0,2263	0,2796	3,50	9,02
0,21	0,2395	0,2958	3,50	8,33
0,22	0,2529	0,3124	3,50	7,71
0,23	0,2665	0,3292	3,50	7,12
0,24	0,2804	0,3464	3,50	6,60
0,25	0,2946	0,3639	3,50	6,12
0,26	0,3091	0,3818	3,50	5,67
0,27	0,3239	0,4001	3,50	5,25
0,28	0,3391	0,4189	3,50	4,86
0,29	0,3546	0,4381	3,50	4,49
0,30	0,3706	0,4578	3,50	4,15
0,31	0,3869	0,4780	3,50	3,82
0,32	0,4038	0,4988	3,50	3,52
0,33	0,4211	0,5203	3,50	3,23
0,34	0,4391	0,5424	3,50	2,95
0,35	0,4576	0,5653	3,50	2,69
0,36	0,4769	0,5891	3,50	2,44
0,37	0,4969	0,6138	3,50	2,20

Figuur 65: Tabel met het gereduceerd moment μ , de mechanische wapeningsverhouding ω , de dimensionloze hoogte van de drukzone ξ , de betonrek aan de bovenvezel ϵ_c en de rek van de voorspanstrengen onderaan ϵ_{p2} [19]

De berekening van de bezwijklast wordt in detail uitgevoerd voor één type welfsel waar geen voorspanstrengen aan de bovenzijde van het welfsel aanwezig zijn: welfsel VW265-I. De berekening van andere types welfsels zonder bovenvoorspanning gebeurt op analoge manier.

Als eerste wordt de rekenwaarde van de bezwijklast berekend.

$\varepsilon_{p1} + \varepsilon_{pt}$ wordt becijferd, waarin ε_{p1} verwaarloosd wordt:

$$\varepsilon_{p1} + \varepsilon_{pt} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = \frac{P_{m,t}}{A_p \cdot E_p} = \frac{908,08 \cdot 10^3}{766 \cdot 190000} = 6,24\text{‰}$$

In een eerste stap wordt gerekend met $\sigma_{pd} = 0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s = 0,9 \cdot 1860 / 1,15 = 1456 \text{ N/mm}^2$.

De mechanische wapeningsverhouding ω is dan de volgende:

$$\omega = \frac{A_p \cdot \sigma_{pd}}{b \cdot d_p \cdot f_{cd}} = \frac{766 \cdot 1456}{1200 \cdot 227,18 \cdot \left(\frac{63,5 - 8}{1,5}\right)} = 0,1105$$

Hierbij is verondersteld dat de drukzone volledig in de bovenflens van de vereenvoudigde doorsnede is gelegen. Dit zal verder gecontroleerd moeten worden.

Gebruik makend van Figuur 65, verkrijgt men dat ε_{p2} voor deze ω gelijk is aan 10‰. Hiermee wordt $\varepsilon_{pu} = 10\text{‰} + 6,24\text{‰} = 16,24\text{‰}$ wat inderdaad groter is dan $0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p) = 0,9 \cdot 1860 / (1,15 \cdot 190000) = 7,66\text{‰}$.

Er moet dan nog gekeken worden of de drukzone zich nog in de rechthoekige doorsnede bevindt. Uit Figuur 65 haalt men dat ξ gelijk is aan 0,1623 waardoor de hoogte van de drukzone x gelijk is aan $\xi \cdot d = 0,1530 \cdot 227,18 = 37,75 \text{ mm}$. De hoogte van de flens van de vereenvoudigde doorsnede is gelijk aan 48,34mm en is dus inderdaad groter dan de hoogte van de drukzone. Er mag met andere woorden gerekend worden met de rechthoekige doorsnede.

De waarde van het gereduceerd moment μ bij deze ω kan gehaald worden uit Figuur 65 en is gelijk aan 0,1037.

Met dit gereduceerd moment, kan het weerstandbiedende moment berekend worden:

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd} = 0,1037 \cdot 1200 \cdot 227,18^2 \cdot \left(\frac{63,5 - 8}{1,5}\right) = 237,64 \text{ kNm}$$

Verder is

$$M_{Rd} - M_{E,EG} = 232,34 \cdot 10^6 = \frac{Q_{u,b} \cdot a \cdot c}{l} = \frac{Q \cdot 660 \cdot 3240}{3900}$$

Hieruit volgt dat de rekenwaarde van de bezwijklast $Q_{u,b,d}$ gelijk is aan 282,49kN.

Vervolgens wordt de voorspelde waarde van de bezwijklast (dit wil zeggen met de gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken) berekend.

$\varepsilon_{p1} + \varepsilon_{pt}$ wordt berekend, waarin ε_{p1} verwaarloosd wordt:

$$\varepsilon_{p1} + \varepsilon_{pt} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = \frac{P_{m,t}}{A_p \cdot E_p} = \frac{908,08 \cdot 10^3}{766 \cdot 190000} = 6,24\text{‰}$$

In een eerste stap wordt gerekend met $\sigma_{pd} = 0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s = 0,9 \cdot 1860 / 1 = 1674 \text{ N/mm}^2$.

De mechanische wapeningsverhouding ω is dan de volgende:

$$\omega = \frac{A_p \cdot \sigma_{pd}}{b \cdot d_p \cdot f_{cd}} = \frac{766 \cdot 1674}{1200 \cdot 227,18 \cdot 63,5} = 0,0741$$

Hierbij is verondersteld dat de drukzone volledig in de bovenflens van de vereenvoudigde doorsnede is gelegen. Dit zal verder gecontroleerd moeten worden.

Gebruik makend van Figuur 65, verkrijgt men dat ε_{p2} voor deze ω gelijk is aan 10‰. Hiermee wordt $\varepsilon_{pu} = 10‰ + 6,24‰ = 16,24‰$ wat inderdaad groter is dan $0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p) = 0,9 \cdot 1860 / (1 \cdot 190000) = 8,81‰$.

Er moet dan nog gekeken worden of de drukzone zich nog in de rechthoekige doorsnede bevindt. Uit Figuur 65 haalt men dat ξ gelijk is aan 0,1311 waardoor de hoogte van de drukzone x gelijk is aan $\xi \cdot d = 0,1311 \cdot 227,18 = 29,78 \text{ mm}$. De hoogte van de flens van de vereenvoudigde doorsnede is gelijk aan 48,34 mm en is dus inderdaad groter dan de hoogte van de drukzone. Er mag met andere woorden gerekend worden met de rechthoekige doorsnede.

De waarde van het gereduceerd moment μ bij deze ω kan gehaald worden uit Figuur 65 en is gelijk aan 0,0705.

Met dit gereduceerd moment, kan het weerstandbiedende moment berekend worden:

$$M_{Rm} = \mu \cdot b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd} = 0,0705 \cdot 1200 \cdot 227,18^2 \cdot 63,5 = 277,36 \text{ kNm}$$

Verder is

$$M_{Rm} - M_{E,EG} = 273,43 \cdot 10^6 = \frac{Q_{u,b,m} \cdot a \cdot c}{l} = \frac{Q \cdot 660 \cdot 3240}{3900}$$

Hieruit volgt dat de voorspelde bezwijklast $Q_{u,b,m}$ gelijk is aan 498,69 kN.

5.4.2 Welfsel met voorspanstrengen bovenaan

Wanneer er voorspanstrengen aan de bovenzijde van het welfsel aanwezig zijn, zullen de formules voor ω en μ aangepast moeten worden. Zo krijgt men dat het langsevenwicht en het rotatie-evenwicht de volgende worden:

$$N_{cu} = b \cdot x \cdot \psi \cdot f_{cd} = A_{p1} \cdot \sigma_{pd1} + A_{p2} \cdot \sigma_{pd2} \quad (58)$$

$$M_d = -A_{p2} \cdot \sigma_{pd2} \cdot (d - d_2) + N_{cu} \cdot (d_p - \delta_G \cdot x) \quad (59)$$

Op basis van deze vergelijkingen, kan de globale wapeningsverhouding gedefinieerd worden als volgt:

$$\omega = \frac{A_{p1} \cdot \sigma_{p1} + A_{p2} \cdot \sigma_{pd2}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (60)$$

Hierbij is verondersteld dat de drukzone volledig in de bovenflens van de vereenvoudigde doorsnede is gelegen. Dit zal later gecontroleerd moeten worden. Dan kan opnieuw Figuur 65 toegepast worden voor de bepaling van μ , ξ , ε_{cu} en ε_{p2} .

In een eerste stap worden de rekken $\varepsilon_{p1,1} + \varepsilon_{pt,1}$ en $\varepsilon_{p1,2} + \varepsilon_{pt,2}$ berekend, waarbij de suffix 1 slaat op de voorspanstrengen onderaan het welfsel en de suffix 2 op de voorspanstrengen bovenaan:

$$\varepsilon_{p1,1} + \varepsilon_{pt,1} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = \frac{P_{mt,1}}{A_{p,1} \cdot E_p} \quad (61)$$

$$\varepsilon_{p1,2} + \varepsilon_{pt,2} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = \frac{P_{mt,2}}{A_{p,2} \cdot E_p} \quad (62)$$

σ_{pd} is afhankelijk van de rek in de voorspanstrengen en wordt in een eerste stap gelijk gesteld aan $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s$ zowel voor de bovenvoorspanning, als voor de ondervoorspanning. Met deze waarde, kan de mechanische wapeningsverhouding berekend worden.

Op basis van Figuur 65 kan dan ϵ_{p2} voor deze waarde van ω berekend worden. De totale rek van de voorspanstrengen onderaan wordt berekend:

$$\epsilon_{pt,1} = \epsilon_{p1,1} + \epsilon_{pt,1} + \epsilon_{p2,1} \quad (63)$$

Ook kan uit Figuur 65 de waarde van ϵ_{cu} en ξ gehaald worden. Met deze waarde wordt de verkorting van de bovenste voorspanstrengen berekend, waarin x gelijk is aan $\xi \cdot d$:

$$\epsilon_{p2,2} = -\epsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_2}{x} \quad (64)$$

De totale rek van de voorspanstrengen bovenaan, wordt dan berekend:

$$\epsilon_{pt,2} = \epsilon_{p1,1} + \epsilon_{pt,2} + \epsilon_{p2,2} \quad (65)$$

Voor beide voorspanlagen bevindt, indien deze rek groter is dan $0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p)$, het toestandspunt zich in de tweede tak van het bilineair diagram. Omdat er voor de voorspanstrengen een horizontale drempel gehanteerd wordt, is σ_{pd} gelijk aan $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s$ en is de berekening van ω correct. Indien echter $\epsilon_{pt} < 0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p)$, bevindt het toestandspunt zich nog in het elastisch deel van het rekendiagram voor het voorspanstaal en zal er een aanpassing van σ_{pd} nodig zijn. De berekeningen worden dan opnieuw uitgevoerd totdat de σ_{pd} gebruikt in de berekeningen dezelfde is als deze bepaald door ϵ_{pt} en gehaald uit het rekendiagram.

Wanneer men de uiteindelijke waarde van ω gevonden heeft, dan de dimensieloze hoogte van de drukzone ξ uit Figuur 65 worden afgelezen. Met deze ξ , wordt de hoogte van de drukzone x bepaald:

$$x = \xi \cdot d \quad (66)$$

Deze hoogte van de drukzone x , moet kleiner zijn dan de flensbreedte van de vereenvoudigde doorsnede.

Wanneer deze controle is uitgevoerd, kan men het gereduceerd moment μ horende bij de gevonden waarde van ω , aflezen uit Figuur 65.

Met dit gereduceerd moment, wordt het weerstandbiedende moment berekend:

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} - N_{p2} \cdot (d - d_2) \quad (67)$$

Indien men de berekening wil uitvoeren voor gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken, stelt men $\gamma_s = 1$, $\gamma_c = 1$ en $f_{cd} = f_{cm}$.

Dit wordt ook als voorbeeld toegepast op één type welfsel: VW400-I. De berekeningen worden uitgevoerd voor gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken.

In een eerste stap wordt $\epsilon_{p1} + \epsilon_{pt,1}$ berekend, waarin ϵ_{p1} verwaarloosd wordt

$$\varepsilon_{p1} + \varepsilon_{pt,1} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = \frac{P_{m,t}}{A_p \cdot E_p} = \frac{999,192 \cdot 10^3}{744 \cdot 190000} = 7,07\text{‰}$$

Verder wordt $\varepsilon_{p2} + \varepsilon_{pt2}$ berekend, waarin ε_{p2} verwaarloosd wordt

$$\varepsilon_{p2} + \varepsilon_{pt2} = \frac{P_{m,t2}}{A_{p2} \cdot E_p} = \frac{374,70 \cdot 10^3}{279 \cdot 190000} = 7,07\text{‰}$$

In een eerste stap wordt gerekend met $\sigma_{pd1} = 0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s = 0,9 \cdot 1860 / 1 = 1674 \text{ N/mm}^2$ en $\sigma_{pd2} = 0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s = 0,9 \cdot 1860 / 1 = 1674 \text{ N/mm}^2$.

$$\omega = \frac{A_{p1} \cdot \sigma_{p1} + A_{p2} \cdot \sigma_{pd2}}{b \cdot d \cdot f_{cm}} = \frac{744 \cdot 1674 + 279 \cdot 1674}{1197 \cdot 365 \cdot 68,8} = 0,0570$$

Hierbij is verondersteld dat de drukzone volledig in de bovenflens van de vereenvoudigde doorsnede is gelegen. Dit zal verder gecontroleerd moeten worden.

Gebruik makend van Figuur 65, verkrijgt men dat ε_{p2} voor deze ω gelijk is aan 10‰. Hiermee wordt $\varepsilon_{pu} = 10\text{‰} + 7,07\text{‰} = 17,07\text{‰}$ wat inderdaad groter is dan $0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p) = 0,9 \cdot 1860 / (1 \cdot 190000) = 8,81\text{‰}$.

Vervolgens wordt uit Figuur 65 afgelezen dat ε_{cu} gelijk is aan 1,28‰ en ξ gelijk is aan 0,1246. De hoogte van de drukzone x is dus gelijk aan $0,1219 \cdot 365 = 45,46 \text{ mm}$ terwijl de flenshoogte van de vereenvoudigde doorsnede gelijk is aan 50,29 mm. Er mag dus gerekend worden met een rechthoekige doorsnede. De verkorting van de voorspanstrengen bovenaan is dan gelijk aan:

$$\varepsilon_{p2,2} = -\varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_2}{x} = -1,28\text{‰} \cdot \frac{45,46 - 35}{45,46} = -0,29\text{‰}$$

De totale verlenging van de voorspanstrengen is dan $\varepsilon_{pu2} = -0,29\text{‰} + 7,07\text{‰} = 6,77\text{‰}$. Deze rek is kleiner dan $0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p)$ en er zal dus een iteratieproces nodig zijn.

De nieuwe $\sigma_{pd,2}$ is dan:

$$\sigma_{pd2} = \frac{1674}{7,66} \cdot 6,77 = 1287,05 \text{ N/mm}^2$$

De berekeningen worden opnieuw uitgevoerd met deze σ_{pd2}

$$\omega = \frac{A_{p1} \cdot \sigma_{p1} + A_{p2} \cdot \sigma_{pd2}}{b \cdot d \cdot f_{cm}} = \frac{744 \cdot 1674 + 279 \cdot 1287,05}{1197 \cdot 365 \cdot 68,8} = 0,0534$$

Gebruik makend van Figuur 65, verkrijgt men dat ε_{p2} voor deze ω gelijk is aan 10‰. Hiermee wordt $\varepsilon_{pu} = 10\text{‰} + 7,07\text{‰} = 17,07\text{‰}$ wat inderdaad groter is dan $0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p) = 0,9 \cdot 1860 / (1 \cdot 190000) = 8,81\text{‰}$.

Vervolgens wordt uit Figuur 65 afgelezen dat ε_{cu} gelijk is aan 1,23‰ en ξ gelijk is aan 0,1208. De hoogte van de drukzone x is dus gelijk aan $0,1208 \cdot 365 = 44,10 \text{ mm}$ terwijl de flenshoogte van de vereenvoudigde doorsnede gelijk is aan 50,29 mm. Er mag dus gerekend worden met een rechthoekige doorsnede. De verkorting van de voorspanstrengen bovenaan is dan gelijk aan:

$$\epsilon_{p2,2} = -\epsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_2}{x} = -1,23\text{‰} \cdot \frac{44,10 - 35}{44,10} = -0,25\text{‰}$$

De totale verlenging van de voorspanstrengen is dan $\epsilon_{pu2} = -0,25\text{‰} + 7,07\text{‰} = 6,81\text{‰}$. Deze rek is kleiner dan $0,9 \cdot f_{pk} / (\gamma_s \cdot E_p)$.

De nieuwe $\sigma_{pd,2}$ is dan:

$$\sigma_{pd2} = \frac{1674}{7,66} \cdot 6,81 = 1294,80 \text{ N/mm}^2$$

Deze berekeningen worden opnieuw uitgevoerd totdat men uiteindelijk krijgt dat $\sigma_{pd,2}$ gelijk is aan $1294,65 \text{ N/mm}^2$, ω gelijk aan $0,0535$ en x gelijk aan $44,13 \text{ mm}$. De bijhorende μ kan uit Figuur 65 gehaald worden en is gelijk aan $0,0514$. Met dit gereduceerd moment wordt het weerstandbiedend moment berekend:

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cm} - N_{p2} \cdot (d - d_2) = 0,0514 \cdot 1200 \cdot 365^2 \cdot 68,8 - 1294,65 \cdot 279 \cdot (365 - 35) = 444,25 \text{ kNm}$$

De bijhorende bezwijklast $Q_{u,b,m}$ is dan gelijk aan $519,96 \text{ kN}$.

5.4.3 Bezwijklasten van de beproefde welfsels

Dezelfde berekeningen worden uitgevoerd voor de verschillende types welfsels en de resultaten hiervan zijn terug te vinden in Tabel 46.

Tabel 46: Voorspelde puntlast en rekenwaarde van de puntlast voor bezwijken onder buiging

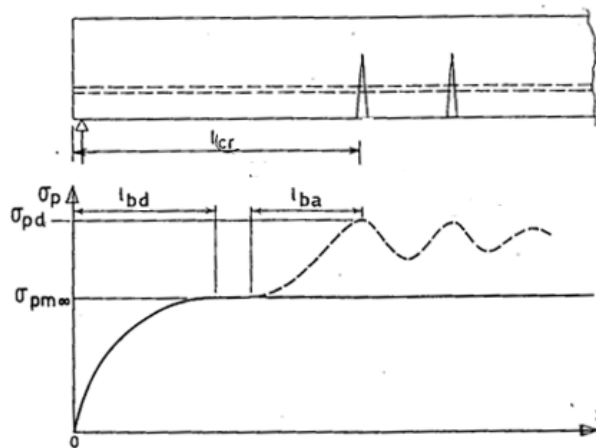
Type welfsel	$Q_{u,b,m}$ [kN]	$Q_{u,b,d}$ [kN]
VW400-I	519,96	292,34
VW400-II	617,23	347,87
VW400-III	690,28	388,83
VW320-I	509,89	286,43
VW320-II	674,30	378,92
VW320-III	604,42	340,73
VW265-I	498,69	282,49
VW265-II	527,34	336,14
VW200-I	279,85	176,35
VW180-I	206,43	11,14
VW165-I	161,53	90,04
VW150-I	140,77	77,66

5.5 Bezwijken door verankeringsbreuk

Als er een buigingsscheur ontstaat in de nabijheid van de verankeringszone, moet er voldoende verankeringslengte beschikbaar zijn in de richting van het steunpunt [19]. Men kan dan de afstand van de doorsnede waar de buigingsscheur ontstaat, tot het eindvlak van het beton bepalen (l_{cr}). Er moet dan nagegaan worden of

$$l_{cr} \geq l_{bd} + l_{ba} \quad (68)$$

waarbij l_{bd} de rekenwaarde is van de verankeringslengte.



Figuur 66: Nodige verankeringslengte [19]

Om de verankeringslengte te berekenen, heeft men de hechtsterkte nodig. De ontwerpwaarde van de hechtsterkte voor voorspanstrengen kan berekend worden als volgt:

$$f_{bd} = 1,20 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (69)$$

waarin

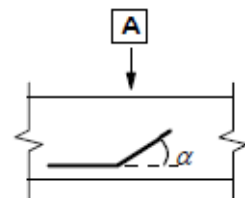
f_{ctd} ontwerpwaarde van de treksterkte van het beton

η_1 coëfficiënt die rekening houdt met de hechttingsvoorwaarden en de plaats van de staaf (zie Figuur 67)

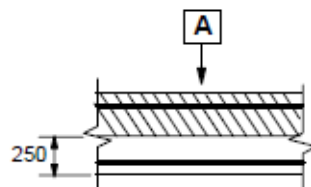
$\begin{cases} = 1,0 & \text{bij goede hechttingsvoorwaarden} \\ = 0,7 & \text{anders} \end{cases}$

η_2 coëfficiënt die rekening houdt met de diameter van de staven

$\begin{cases} = 1,0 & \text{als } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ = (132 - \phi)/100 & \text{als } \phi > 32 \text{ mm} \end{cases}$

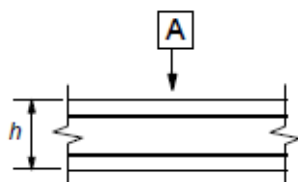


a) $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

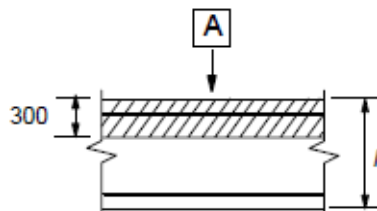


c) $h > 250 \text{ mm}$

A Direction of concreting



b) $h \leq 250 \text{ mm}$



d) $h > 600 \text{ mm}$

a) & b) 'good' bond conditions for all bars

c) & d) unhatched zone – 'good' bond conditions
hatched zone – 'poor' bond conditions

Figuur 67: Beschrijving van de hechttingsvoorwaarden [11]

Bij de welfsels die beproefd zijn, hadden de strengen die onderaan gelegen zijn, goede hechttingsvoorwaarden waardoor η_1 gelijk aan 1,0 gesteld mag worden. Bij de strengen bovenaan,

wordt η_1 gelijk gesteld aan 0,7. Verder zijn de diameters van de strengen kleiner dan 32mm, waardoor ook η_2 gelijk aan 1,0 gesteld mag worden.

Met deze waarde van de hechtsterkte kan dan de basisverankeringslengte berekend worden.

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{pd}}{f_{bd}} \quad (70)$$

waarin

- σ_{pd} de ontwerpspanning in de voorspanstreng op de plaats vanaf waar de verankering wordt berekend
- ϕ de diameter van de strengen

De ontwerpwaarde voor de verankeringslengte kan dan als volgt bepaald worden:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (71)$$

waarin

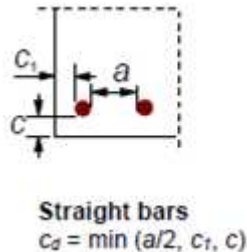
- α_1 coëfficiënt voor de invloed van de vorm van de staven in de onderstelling dat er voldoende dekking is aangebracht.
- α_2 coëfficiënt voor de invloed van minimum betondekking
- α_3 coëfficiënt voor de inrijging door dwarswapening
- α_4 coëfficiënt voor de invloed van één of meer gelaste langsstaven over l_{bd}
- α_5 coëfficiënt voor de invloed van transversale druk op het slijtingsvlak over l_{bd}
- $l_{b,min}$ $> \max(0,3 l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100\text{mm})$ voor verankeringen in trek
 $> \max(0,6 l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100\text{mm})$ voor verankeringen in druk

Het product van α_2 , α_3 en α_5 moet groter zijn dan 0,7.

De waarden van α_1 , α_2 , α_3 , α_4 en α_5 kunnen gehaald worden uit de Eurocode [11].

$\alpha_1 = 1$ (rechte strengen)

c_d = afhankelijk van het type voorgespannen welfsel



Figuur 68: Bepaling c_d [11]

$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi) / \phi \geq 0,7$ en $\leq 1,0$

$\alpha_3 = 1$

$\alpha_4 = 1$ (geen langsgelaste wapeningsstaven)

$\alpha_5 = 1 - 0,04 \cdot p$ waarin p de dwarse druk is langs l_{bd} ($p=0$)

Verder is de tweede term in formule (68) gelijk aan:

$$l_{ba} = \frac{A_p}{u} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}}{f_{bd}} \quad (72)$$

waarin

- σ_{pd} = spanning in het voorspanelement in de bezwijktoestand in de gescheurde doorsnede op een afstand l_{cr} van de einddoorsnede
- $\sigma_{pm\infty}$ = spanning in het voorspanelement rekening houdend met de opgetreden voorspanverliezen

f_{bd}	= rekenwaarde van de hechtsterkte
A_p	= oppervlakte van de streng
u	= omtrek van de streng

Indien de afstand van de buigingsscheur, tot het uiteinde van het welfsel niet groter is dan $l_{bd} + l_{ba}$, kan slippen van de strengen optreden vooraleer het bezwijkmoment bereikt wordt. Indien aan deze voorwaarde voldaan is met l_{ba} berekend met $\sigma_{pd} = 0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s$, dient σ_{pd} niet expliciet berekend te worden.

Indien men de controle op verankeringsbreuk wil uitvoeren voor voorspelde waarden, stelt men f_{ctd} in de formule voor de hechtsterkte gelijk aan f_{ctm} , $\gamma_s = 1$ en $\gamma_c = 1$.

De berekening wordt uitgevoerd voor één type welfsel: VW400-I en dit voor rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken. Voor de berekening van de betontreksterkte wordt gebruik gemaakt van de formules (4) tot en met (6). De betontreksterkte wordt met andere woorden berekend op basis van de gekregen betondruksterkte.

In een eerste stap wordt de hechtsterkte berekend:

$$f_{bd} = 1,20 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1,20 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,04 = 2,45 \text{ N/mm}^2$$

Vervolgens wordt de basisverankeringslengte becijferd:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{pd}}{f_{bd}} = \frac{12,5}{4} \cdot \frac{1456}{2,45} = 1856 \text{ mm}$$

De ontwerpwaarde van de verankeringslengte wordt dan:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1856 = 1856 \text{ mm} \geq 557 \text{ mm}$$

De tweede term in formule (68) is gelijk aan:

$$l_{ba} = \frac{A_p}{u} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}}{f_{bd}} = \frac{93}{39} \cdot \frac{1456 - 1343}{2,45} = 109 \text{ mm}$$

Wanneer deze twee termen optellen, wordt volgende voorwaarde voor verankeringsbreuk verkregen:

$$l_{cr} \geq 1856 + 109 = 1965 \text{ mm}$$

Voor dit welfsel zal de eerste buigingsscheur optreden onder de puntlast. Op deze plaats is de verankeringslengte nog 1000 mm. l_{cr} is dus kleiner dan 1965 mm en er verwacht worden dat verankeringsbreuk zal optreden, wanneer de eerste buigingsscheur onder de puntlast verschijnt.

Deze berekeningen worden herhaald voor alle andere welfsels. Voor elk type welfsel wordt gekeken of, wanneer een buigingsscheur onder de puntlast optreedt, wordt verwacht dat slippen van de strengen zal optreden. Dit wordt gedaan zowel voor de voorspelde waarden als voor de rekenwaarden.

Tabel 47: Verankeringsbreuk voor de verschillende types welfsels

Type welfsel	a [mm]	$l_{bpm}+l_{bam}$ [mm]	Voorspelde waarden: slip ?	$l_{bpd}+l_{bad}$ [mm]	Rekenwaarden: slip ?
VW400-I	1000	1145	ja	1965	ja
VW400-II	800	1040	ja	1788	ja
VW400-III	800	1065	ja	1831	ja
VW320-I	1000	1189	ja	2039	ja
VW320-II	800	1051	ja	1806	ja
VW320-III	1000	1040	ja	1788	ja
VW265-I	660	1259	ja	2191	ja
VW265-II	660	1070	ja	1822	ja
VW200-I	600	1058	ja	1805	ja
VW180-I	600	1248	ja	2167	ja
VW165-I	600	864	ja	1470	ja
VW150-I	600	1016	ja	1761	ja

Opvallend is dat slippen van de strengen steeds zal voorkomen bij het optreden van de eerste buigingsscheur onder de puntlast zowel bij de berekening met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken als met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken.

5.6 Overzicht theoretische modellering

In onderstaande tabellen wordt de theoretische modellering samengevat. De theoretische modellering wordt zowel voor rekenwaarden als voor voorspelde waarden gegeven. Verder wordt ook het bijhorende bezwijkmechanisme volgens de theoretische modellering bepaald.

Tabel 48: Overzicht voorspelde puntlasten deel 1

Welfsel	$Q_{cr,m}$ [kN]	$Q_{u,b,m}$ [kN]	$Q_{Rm,ongescheurd}$, methode 1 [kN]	$Q_{Rm,ongescheurd}$, methode 2 [kN]	slip ?
VW400-I	348,88	519,96	462,91	498,10	ja
VW400-II	435,2	617,23	444,18	373,82	ja
VW400-III	499,65	690,28	421,12	539,22	ja
VW320-I	325,97	509,89	418,62	406,97	ja
VW320-II	448,66	674,30	425,65	464,93	ja
VW320-III	409,85	604,42	435,89	456,05	ja
VW265-I	309,08	498,69	303,79	311,75	ja
VW265-II	336,95	527,34	401,08	358,16	ja
VW200-I	204,57	279,85	317,91	270,98	ja
VW180-I	128,3	206,43	210,21	202,01	ja
VW165-I	115,57	161,53	212,29	187,32	ja
VW150-I	80,09	140,77	178,64	169,62	ja

Tabel 49: Overzicht voorspelde puntlasten deel 2

Welfsel	$Q_{Rm,gescheurd, NBN}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd, DIN}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd, ACI vereenvoudigd}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd, ACI verfijnd}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd, Zink}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd, Lubell}$ [kN]	$Q_{Rm,gescheurd, Remmel}$ [kN]
VW400-I	240,24	157,41	263,32	211,47	209,95	265,06	167,29
VW400-II	281,55	169,23	262,42	210,43	212,84	264,82	169,18
VW400-III	297,68	174,43	287,36	231,49	243,59	290,07	199,51
VW320-I	223,35	146,04	226,96	181,95	197,78	234,09	162,57
VW320-II	281,26	128,83	271,33	218,45	249,25	279,51	213,75
VW320-III	265,35	161,48	230,84	184,33	202,52	238,95	166,87
VW265-I	166,13	114,07	152,12	121,23	135,23	160,57	111,52
VW265-II	204,85	137,16	197,14	155,76	161,42	208,37	133,49
VW200-I	137,79	104,44	131,5	106,35	110,36	142,82	97,1
VW180-I	104,18	85,41	95,44	77,50	81,91	104,99	73,70
VW165-I	96,39	81,69	91,95	74,67	77,09	101,72	71,3
VW150-I	91,73	79,6	84,23	68,93	72,16	93,82	68,64

Tabel 50: Overzicht rekenwaarden van de puntlasten

Welfsel	$Q_{cr,d}$ [kN]	$Q_{u,b,d}$ [kN]	$Q_{Rd,gescheurd}$ [kN]	$Q_{Rd,ongescheurd, methode 1}$ [kN]	$Q_{Rd,ongescheurd, methode 2}$ [kN]	slip ?
VW400-I	229,09	292,34	191,06	207,58	226,09	ja
VW400-II	303,02	347,87	228,38	199,51	245,25	ja
VW400-III	315,07	388,83	227,03	188,78	245,29	ja
VW320-I	217,94	286,43	178,09	190,10	185,34	ja
VW320-II	300,55	378,92	206,58	193,44	212,40	ja
VW320-III	274,56	340,73	208,98	198,20	208,25	ja
VW265-I	204,66	282,49	127,15	138,43	142,44	ja
VW265-II	217,96	336,14	149,29	183,26	165,19	ja
VW200-I	118,16	176,35	98,10	145,29	123,49	ja
VW180-I	82,38	116,14	77,79	95,28	91,68	ja
VW165-I	75,71	90,40	66,83	81,96	84,91	ja
VW150-I	51,97	77,66	67,74	80,67	76,50	ja

Tabel 51: Bezwijkmechanismen
(USF: dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging; CSF: dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging;
MCR: snap-back mechanisme; DEB: verankeringsbreuk)

Welfsel	Berekening met voorspelde waarden		Berekening met rekenwaarden	
	methode 1	methode 2	methode 1	methode 2
VW400-I	MCR+DEB	MCR+DEB	USF	USF
VW400-II	MCR+DEB	USF	USF	USF
VW400-III	USF	MCR+DEB	USF	USF
VW320-I	MCR+DEB	MCR+DEB	USF	USF
VW320-II	MCR+DEB	MCR+DEB	USF	USF
VW320-III	MCR+DEB	MCR+DEB	USF	USF
VW265-I	USF	MCR+DEB	USF	USF
VW265-II	MCR+DEB	MCR+DEB	USF	USF
VW200-I	MCR+DEB	MCR+DEB	MCR+DEB	MCR+DEB
VW180-I	MCR+DEB	MCR+DEB	MCR+DEB	MCR+DEB
VW165-I	MCR+DEB	MCR+DEB	MCR+DEB	MCR+DEB
VW150-I	DEB	DEB	DEB	DEB

Er wordt nu gekeken naar hoeveel van de beproefde types welfsels, verwacht worden t bezwijken volgens de verschillende mechanismen.

Tabel 52: Bezwijkmechanismen aantallen
(USF: dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging; CSF: dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging;
MCR: snap-back mechanisme; DEB: verankeringsbreuk)

Bezwijkmechanisme	Berekening met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken		Berekening met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken	
	methode 1	methode 2	methode 1	methode 2
USF	2	1	8	8
CSF	0	0	0	0
MCR	0	0	0	0
MCR+DEB	9	10	3	3
DEB	1	1	1	1

Tabel 53: Bezwijkmechanismen percentages
(USF: dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging; CSF: dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging;
MCR: snap-back mechanisme; DEB: verankeringsbreuk)

Bezwijkmechanisme	Berekening met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken [%]		Berekening met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken [%]	
	methode 1	methode 2	methode 1	methode 2
USF	17	8	67	67
CSF	0	0	0	0
MCR	0	0	0	0
MCR+DEB	75	84	25	25
DEB	8	8	8	8

Voor voorspelde waarden, is (zowel voor de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging berekend met de methode 1 van NBN EN 1168+A2 als de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging berekend met de methode 2 van NBN EN 1168+A2) het meest voorkomende

bezwijkmechanisme het snap-back effect (met slippen van de strengen). Voor ontwerpwaarden is dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd door buiging het meest voorkomende bezwijkmechanisme. Voor rekenwaarden is het bovendien opvallend dat voor slankere profielen, het snap-back mechanisme zal optreden, terwijl minder slanke profielen zullen bezwijken door dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging.

Een opvallend fenomeen is dat wanneer men overgaat van voorspelde waarden naar rekenwaarden, het bezwijkmechanisme zal veranderen. Dit komt doordat er andere veiligheidscoëfficiënten toegepast worden voor de verschillende bezwijkmechanismen.

Een tweede opmerking kan gemaakt worden over het slippen van de strengen. De verankeringslengte van de voorspanstrengen verandert aanzienlijk wanneer men overgaat van de berekening met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken naar de berekening met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken. Dit betekent dat slippen van de voorspanstrengen sneller zal voorkomen wanneer er gerekend wordt met rekenwaarden van de materiaal-karakteristieken dan wanneer er gerekend wordt met gemiddelde waarden.

6 Overzicht van de theoretische modellering en de beschikbare proefresultaten

In onderstaande tabel (Tabel 54), worden alle resultaten samengevat. Zo worden de bezwijklasten $Q_{u,exp}$ verkregen uit de proeven, weergegeven. Deze bezwijklasten stemmen niet altijd overeen met dwarskrachtbreuk. Daarnaast worden de bezwijklasten $Q_{u,num}$ verkregen uit de theoretische modellering, geplaatst (en dit zowel voor het geval dat de dwarskracht in de zone ongescheurd in buiging berekend is met de methode 1 uit NBN EN1168+A2 als voor het geval dat de dwarskracht in de zone ongescheurd in buiging berekend is met de methode 2 uit NBN EN1168+A2). De theoretische modellering wordt bovendien uitgevoerd zowel voor gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken als voor rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken.

Tabel 54: Samenvatting proefresultaten en theoretische modellering

welfsel	$Q_{u,exp}$ [kN]	$Q_{u,num,methode\ 1}$ [kN]	$Q_{u,num,methode\ 2}$ [kN]	$Q_{ud,num,methode\ 1}$ [kN]	$Q_{ud,num,methode\ 2}$ [kN]
VW400-I	422,4	348,9	348,9	207,6	226,1
VW400-II	437,8	435,2	435,2	199,5	245,3
VW400-III	366,4	421,1	499,7	188,8	245,3
VW320-I	459,6	326,0	326,0	190,1	185,3
VW320-II	344,3	425,7	448,7	193,4	212,4
VW320-III	343,5	409,9	409,9	198,2	208,3
VW265-I-1	317,3	303,8	309,1	138,4	142,4
VW265-I-2	322,3	303,8	309,1	138,4	142,4
VW265-I-3	308,4	303,8	309,1	138,4	142,4
VW265-II-1	387,4	337,0	337,0	183,3	165,2
VW265-II-2	403,2	337,0	337,0	183,3	165,2
VW265-II-3	446,3	337,0	337,0	183,3	165,2
VW200-I-1	193,3	204,6	204,6	118,2	118,2
VW200-I-2	196,6	204,6	204,6	118,2	118,2
VW200-I-3	215,6	204,6	204,6	118,2	118,2
VW180-I-1	180,2	128,3	128,3	82,4	82,4
VW180-I-2	176,9	128,3	128,3	82,4	82,4
VW180-I-3	166,1	128,3	128,3	82,4	82,4
VW165-I-1	144,4	115,6	115,6	75,7	75,7
VW165-I-2	172,3	115,6	115,6	75,7	75,7
VW165-I-3	151,2	115,6	115,6	75,7	75,7
VW150-I-1	117,1	80,09	80,09	52,0	52,0
VW150-I-3	193,4	80,09	80,09	52,0	52,0

7 Vergelijking van de theoretische modellering met de beschikbare proefresultaten

Een opmerking hierbij is dat het moeilijk is om te zeggen of het exacte mechanisme voorspeld is. Zo kan men quasi geen onderscheid maken tussen de dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging en het snap-back mechanisme. Beide zijn brosse breuken en doordat bij het snap-back mechanisme er onmiddellijk een dwarskrachtbreuk ontstaat van zodra een buigingsscheur optreedt, is deze buigingsscheur nog klein (en dus zeer moeilijk waarneembaar) en zal slechts heel kort optreden.

7.1 VW400-I

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 422,4 kN. Er worden hierbij visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 348,88$ kN.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. De rekenwaarde van de bezwijklast $Q_{u,d,num}$ is dan gelijk aan 207,58 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en is gelijk aan 226,09 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

Op te merken is dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is, maar dat er een ander type dwarskrachtbreuk zal voorspeld worden volgens de theoretische modellering naargelang men voorspelde puntlasten of rekenwaarden van puntlasten beschouwt. Dit is te wijten aan het feit dat voor de verschillende mechanismen andere veiligheidsfactoren in acht genomen worden.

7.2 VW400-II

Volgens de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 437,8 kN. Er worden hierbij visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

Op basis van de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 435,2$ kN.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. De rekenwaarde van de bezwijklast $Q_{u,d,num}$ is dan gelijk aan 199,51 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en is gelijk aan 245,25 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is, maar dat er een ander type dwarskrachtbreuk zal voorspeld worden volgens de theoretische modellering naargelang men voorspelde puntlasten of rekenwaarden van puntlasten beschouwt.

7.3 VW400-III

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 366,4 kN. Er worden hierbij visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en de puntlast die hierbij hoort, is gelijk aan 421,12 kN. Wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 499,65$ kN.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. De rekenwaarde van de bezwijklast $Q_{u,d,num}$ is dan gelijk aan 188,78 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en is gelijk aan 245,29 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

Men merkt op dat voor dit welfsel, het verschil in dwarskrachtsterkte berekend met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 sterk verschilt van de dwarskrachtsterkte berekend met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2 en dit zowel voor voorspelde dwarskrachtsterktes als voor rekenwaarden van dwarskrachtsterktes.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is, maar dat er een ander type dwarskrachtbreuk zal voorspeld worden volgens de theoretische modellering naargelang men voorspelde puntlasten of rekenwaarden van puntlasten beschouwt of naargelang men de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekent met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 of met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

7.4 VW320-I

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 459,6 kN. Er worden hierbij visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 325,97$ kN.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. De rekenwaarde van de bezwijklast $Q_{u,d,num}$ is dan gelijk aan 190,10 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en is gelijk aan 185,34 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.5 VW320-II

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 344,3 kN. Er worden hierbij visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en de puntlast die hierbij hoort is gelijk aan 425,65 kN. Wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 448,66$ kN.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. De rekenwaarde van de bezwijklast $Q_{u,d,num}$ is dan gelijk aan 193,44 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en is gelijk aan 212,40 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.6 VW320-III

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 343,5 kN. Er worden hierbij visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 409,85$ kN.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. De rekenwaarde van de bezwijklast $Q_{u,d,num}$ is dan gelijk aan 198,20 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en is gelijk aan 208,25 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.7 VW265-I

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en de puntlast die hierbij hoort is gelijk aan 303,79 kN. Wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur,

zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 309,08 \text{ kN}$.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. De rekenwaarde van de bezwijklast $Q_{u,d,num}$ is dan gelijk aan 138,43 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en is gelijk aan 142,44 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

7.7.1 VW265-I-1

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 317,3 kN. Er worden hierbij visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is..

7.7.2 VW265-I-2

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 322,3 kN. Er worden hierbij visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.7.3 VW265-I-3

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 308,4 kN. Er worden hierbij visueel geen buigingsscheuren waargenomen.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.8 VW265-II

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 336,95 \text{ kN}$.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. De rekenwaarde van de bezwijklast $Q_{u,d,num}$ is dan gelijk aan 183,26 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van de NBN EN 1168+A2 en is gelijk aan 165,19 kN wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van de NBN EN 1168+A2.

7.8.1 VW265-II-1

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 387,4 kN.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.8.2 VW265-II-2

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 403,2 kN.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.8.3 VW265-II-3

Op basis van de proefresultaten ontstaat een buigingsscheur ter hoogte van de aangebrachte lijnlast bij een vijzellast van 395 kN. Deze buigingsscheur wordt gevolgd door het slippen van de voorspanwapening. Het welfsel bezwijkt uiteindelijk bij een maximale vijzellast van 446,3 kN door een dwarskrachtbreuk.

De theoretische modellering geeft geen goede voorspelling van het bezwijkmechanisme. Bij de modellering van de voorspelde waarden, krijgt men dat het welfsel bezwijkt van zodra de buigingsscheur ontstaat. Het welfsel bezwijkt dus door het snap-back effect wanneer de buigingscheur ontstaat. Het slippen van de strengen is wel goed voorspeld.

Bij de modellering van de rekenwaarden, krijgt men dat het welfsel bezwijkt door een dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd door buiging.

Men kan hieruit besluiten dat de voorspelde dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging een te lage waarde geeft. De puntlast horende bij deze dwarskrachtsterkte zou nog groter moeten zijn dan de puntlast die hoort bij het scheuren in buiging van de doorsnede. Maar dan zou het bezwijkmechanisme van VW265-II-1 en VW265-II-2 niet correct zijn.

7.9 VW200-I

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 204,57$ kN.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De rekenwaarde van de bezwijklast is dan $Q_{u,d,num} = 118,16$ kN.

7.9.1 VW200-I-1

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een door buiging geïnitieerde dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 193,3 kN. Ook zal er slippen van de strengen optreden.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.9.2 VW200-I-2

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een door buiging geïnitieerde dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 196,6 kN. Ook zal er slippen van de strengen optreden.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.9.3 VW200-I-3

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel door een door buiging geïnitieerde dwarskrachtbreuk bij een puntlast $Q_{u,exp}$ van 215,6 kN. Ook zal er slippen van de strengen optreden.

Men merkt op dat het bezwijkmechanisme zowel in de modellering van de voorspelde waarden als in de modellering van de rekenwaarden goed voorspeld is.

7.10 VW180-I

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 128,3$ kN.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De rekenwaarde van de bezwijklast is dan $Q_{u,d,num} = 82,38$ kN.

7.10.1 VW180-I-1

Op basis van de proefresultaten treedt er voor dit welfsel een buigingsscheur op bij een vijzellast van 173,8 kN. De proef wordt stopgezet bij een verticale verplaatsing van 35 mm onder de vijzel, omwille van de beperkte rotatiecapaciteit van de vijzel. De maximale vijzellast bedraagt 180,2 kN.

Er is geen goede voorspelling van het bezwijkmechanisme volgens de theoretische modellering. Volgens de theoretische modellering voor voorspelde waarden en voor de rekenwaarden, zal het welfsel bezwijken zodra de buigingsscheur optreedt. De bezwijklast horende bij de voorspelde dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, zou, wanneer de experimenten vergeleken worden met de theoretische modellering, groter moeten zijn dan de maximale vijzellast. Er is dus een onderschatting van de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging. Ook zal volgens de theoretische modellering er slip van de strengen optreden wanneer een buigingsscheur ontstaat. Hier wordt geen melding van gemaakt in het beproevingsverslag. Ook de berekening van de verankeringsbreuk, geeft geen goede modellering.

7.10.2 VW180-I-2

Op basis van de proefresultaten treedt voor dit welfsel er een buigingsscheur op bij een vijzellast van 176,0 kN. De proef wordt stopgezet bij een verticale verplaatsing van 30 mm onder de vijzel, omwille van de beperkte rotatiecapaciteit van de vijzel. De maximale vijzellast bedraagt 176,9 kN.

Er is geen goede voorspelling van het bezwijkmechanisme volgens de theoretische modellering. Volgens de theoretische modellering voor voorspelde waarden en voor de rekenwaarden, zal het welfsel bezwijken zodra de buigingsscheur optreedt. De bezwijklast horende bij de voorspelde dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, zou, wanneer de experimenten vergeleken worden met de theoretische modellering, groter moeten zijn dan de maximale vijzellast. Er is dus een onderschatting van de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging. Ook zal volgens de theoretische modellering er slip van de strengen optreden wanneer een buigingsscheur ontstaat. Hier wordt geen melding van gemaakt in het beproevingsverslag. Ook de berekening van de verankeringsbreuk, geeft geen goede modellering.

7.10.3 VW180-I-3

Op basis van de proefresultaten treedt voor dit welfsel er een buigingsscheur op bij een vjzellast van 159,7kN. De proef wordt stopgezet bij een verticale verplaatsing van 37mm onder de vjzel, omwille van de beperkte rotatiecapaciteit van de vjzel. De maximale vjzellast bedraagt 166,1kN.

Er is geen goede voorspelling van het bezwijkmechanisme volgens de theoretische modellering. Volgens de theoretische modellering voor voorspelde waarden en voor de rekenwaarden, zal het welfsel bezwijken zodra de buigingsscheur optreedt. De bezwijklast horende bij de voorspelde dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, zou, wanneer de experimenten vergeleken worden met de theoretische modellering, groter moeten zijn dan de maximale vjzellast. Er is dus een onderschatting van de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging. Ook zal volgens de theoretische modellering er slip van de strengen optreden wanneer een buigingsscheur ontstaat. Hier wordt geen melding van gemaakt in het beproevingsverslag. Ook de berekening van de verankeringsbreuk, geeft geen goede modellering.

7.11 VW165-I

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 115,57\text{kN}$.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een dwarskrachtbreuk in de zone gescheurd in buiging (en dit door het snap-back effect). Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De rekenwaarde van de bezwijklast is dan $Q_{u,d,num} = 75,71\text{kN}$.

7.11.1 VW165-I-1

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel doordat wanneer de buigingsscheur ontstaat, slippen van de strengen zal optreden. De buigingsscheur ontstaat bij een vjzellast van 144,4kN.

Het slippen van de strengen wordt goed voorspeld bij de modellering voor voorspelde waarden van puntlasten. Ook bij rekenwaarden wordt slippen dan goed gemodelleerd. Het bezwijkmechanisme wordt met andere woorden goed voorspeld.

7.11.2 VW165-I-2

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel doordat wanneer de buigingsscheur ontstaat, slippen van de strengen zal optreden. De buigingsscheur ontstaat bij een vjzellast van 172,3kN.

Het slippen van de strengen wordt goed voorspeld bij de modellering voor voorspelde waarden van puntlasten. Ook bij rekenwaarden wordt slippen dan goed gemodelleerd. Het bezwijkmechanisme wordt met andere woorden goed voorspeld.

7.11.3 VW165-I-3

Op basis van de proefresultaten bezwijkt dit welfsel doordat wanneer de buigingsscheur ontstaat, slippen van de strengen zal optreden. De buigingsscheur ontstaat bij een vjzellast van 151,2kN.

Het slippen van de strengen wordt goed voorspeld bij de modellering voor voorspelde waarden van puntlasten. Ook bij rekenwaarden wordt slippen dan goed gemodelleerd. Het bezwijkmechanisme wordt met andere woorden goed voorspeld.

7.12 VW150-I

Volgens de theoretische modellering, zal, voor voorspelde waarden van puntlasten, het welfsel bezwijken door een verankeringsbreuk. Met andere woorden zal, bij het optreden van de buigingsscheur, voor de voorspelde waarden slippen van de strengen optreden. De voorspelde bezwijklast is dan $Q_{u,m,num} = 80,09 \text{ kN}$.

Volgens de theoretische modellering, zal, voor rekenwaarden van puntlasten, er een buigingsscheur optreden onder een vjzellast van 51,97 kN. Bij het optreden van de buigingsscheur, zal voor de rekenwaarden slippen van de strengen optreden.

7.12.1 VW150-I-1

Op basis van de proefresultaten zal dit welfsel bezwijken door een gecombineerde dwarskracht-buigingsscheur bij een vjzellast $Q_{u,exp}$ van 117,1 kN.

De voorspelling van het bezwijkmechanisme zowel in de modellering met rekenwaarden als in de modellering met voorspelde waarden, is niet correct. De foutieve voorspelling is te wijten aan het feit dat verankeringsbreuk zal optreden wanneer een buigingsscheur ontstaat. Het slippen van de strengen is met andere woorden niet goed voorspeld.

7.12.2 VW150-I-2

Bij een vjzellast van 130 kN ontwikkelt zich een verticale buigingsscheur onder het last-verdeelprofiel. Bij een last van 160 kN ontwikkelt zich een gehelde scheur naast het verdeelprofiel. Het proefstuk bezwijkt met een asymmetrisch breukaspect en mixed voorkomen (buiging, dwarskracht, oplegging). Dit proefresultaat zal niet verder meegenomen worden in de vergelijking.

7.12.3 VW150-I-3

Op basis van de proefresultaten treedt voor dit welfsel er een buigingsscheur op bij een vjzellast van 140 kN. De proef wordt stopgezet bij een verticale verplaatsing van 47 mm onder de vjzel, omwille van de beperkte rotatiecapaciteit van de vjzel. De maximale vjzellast bedraagt 193,4 kN.

De voorspelling van het bezwijkmechanisme zowel in de modellering met rekenwaarden als in de modellering met voorspelde waarden, is niet correct. De foutieve voorspelling is te wijten aan het feit dat verankeringsbreuk zal optreden wanneer een buigingsscheur ontstaat. Het slippen van de strengen is met andere woorden niet goed voorspeld.

7.13 Algemene vergelijking van de resultaten

7.13.1 Bezwijkmechanisme

In onderstaande tabel (zie Tabel 55) wordt kort weergegeven of het bezwijkmechanisme bekomen uit de theoretische modellering overeenstemt met het breukmechanisme dat is waargenomen bij de proeven. Deze vergelijking wordt zowel voor de modellering met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken uitgevoerd als voor de modellering met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken. Bovendien wordt ook telkens de verhouding van de overspanning l op de hoogte van het welfsel h weergegeven. Dit is een maat voor de slankheid van het welfsel. Hoe hoger deze waarde, hoe slanker het welfsel.

Tabel 55: Vergelijking theoretische modellering met proefresultaten

Welfsel	l/h [-]	Theoretische modellering voor voorspelde waarden in overeenstemming met proefresultaten?	Theoretische modellering voor rekenwaarden in overeenstemming met proefresultaten?
VW400-I	14,8	JA	JA
VW400-II	14,8	JA	JA
VW400-III	14,8	JA	JA
VW320-I	14,7	JA	JA
VW320-II	14,7	JA	JA
VW320-III	14,7	JA	JA
VW265-I-1	14,7	JA	JA
VW265-I-2	14,7	JA	JA
VW265-I-3	14,7	JA	JA
VW265-II-1	14,7	JA	JA
VW265-II-2	14,7	JA	JA
VW265-II-3	14,7	NEE	NEE
VW200-I-1	19,5	JA	JA
VW200-I-2	19,5	JA	JA
VW200-I-3	19,5	JA	JA
VW180-I-1	21,7	NEE	NEE
VW180-I-2	21,7	NEE	NEE
VW180-I-3	21,7	NEE	NEE
VW165-I-1	23,6	JA	JA
VW165-I-2	23,6	JA	JA
VW165-I-3	23,6	JA	JA
VW150-I-1	26,0	NEE	NEE
VW150-I-3	26,0	NEE	NEE

Men merkt op dat voor de minder slanke welfsels zowel voor de modellering met de gemiddelde waarden van de karakteristieken als voor de modellering met de rekenwaarden van de karakteristieken, de overeenkomst tussen het bezwijkmechanisme volgens de theoretische modellering en het bezwijkmechanisme volgens de proeven zeer goed is. Een uitzondering hierop is het welfsel VW265-II-3. Maar voor slankheden l/h van 14,7 tot 19,5 is slechts 1/15 (=6,7%) slecht voorspeld. Voor deze slankheden is dus de modellering van het bezwijkmechanisme in orde. Maar volgende opmerking wordt even herhaald: het is moeilijk is om te zeggen of het exacte mechanisme voorspeld is. Zo kan men quasi geen onderscheid maken tussen de dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging en het snap-back mechanisme.

Voor slankere welfsels (met slankheden l/h van 21,7 tot 26,0), is de voorspelling van het bezwijkmechanisme minder goed. Deze slechtere voorspelling komt vooral doordat voor deze slankere welfsels (en misschien ook voor minder slanke welfsels maar dat kan niet besloten worden uit de uitgevoerde proeven, hiertoe zal verder onderzoek dienen te gebeuren) een onderschatting van de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging gemaakt wordt. Ook het slippen van de strengen wordt niet goed voorspeld. Verder onderzoek naar de modellering van verankeringbreuk is dus voor deze slankere welfsels zeker noodzakelijk.

7.13.2 Vergelijking van de beschikbare proefresultaten met de modellering met gemiddelde waarden van materiaalkarakteristieken

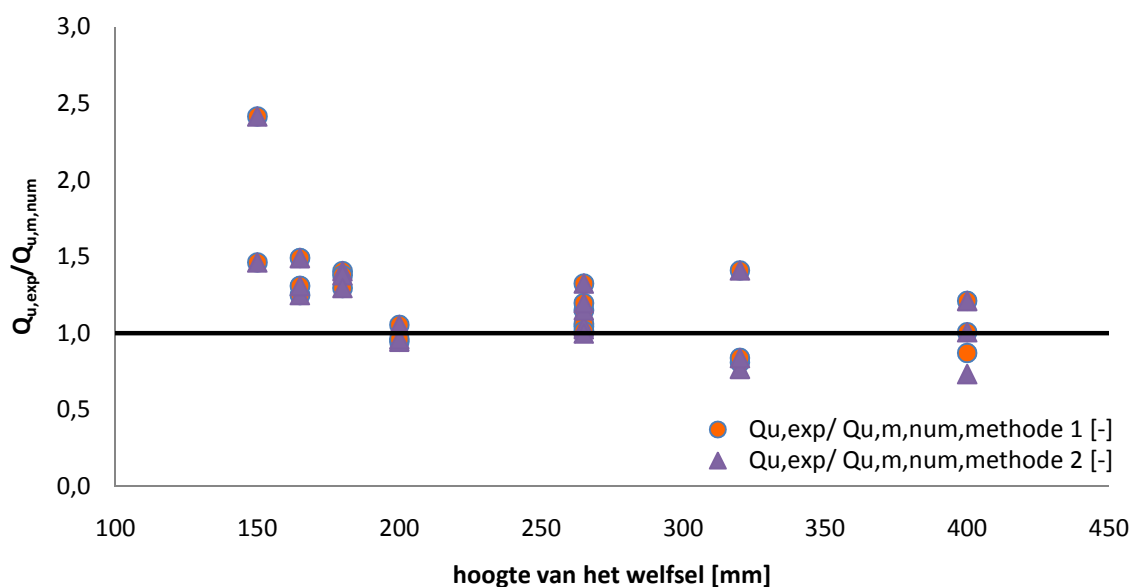
Om te kijken of de theoretische modellering in overeenstemming is met de proefresultaten, worden de voorspelde bezwijklasten vergeleken met de experimentele bezwijklasten. Deze experimentele bezwijklasten stemmen niet altijd overeen met dwarskrachtbreuk. Dit wordt zowel gedaan voor de modellering met de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met de methode 1 van NBN EN 1168+A2 als berekend met de methode 2 van NBN EN 1168+A2. De verhouding van de voorspelde bezwijklast op de experimenteel bekomen bezwijklast zou dicht tegen één moeten liggen, als de theoretische modellering correct is.

Tabel 56: $Q_{u,exp}$, $Q_{u,m,num,methode\ 1}$, $Q_{u,m,num,methode\ 2}$ voor de verschillende beproefde welfsels

Welfsel	l/h [-]	$Q_{u,exp}$ [kN]	$Q_{u,m,num,methode\ 1}$ [kN]	$Q_{u,m,num,methode\ 2}$ [kN]
VW400-I	14,8	422,4	348,9	348,9
VW400-II	14,8	437,8	435,2	435,2
VW400-III	14,8	366,4	421,1	499,7
VW320-I	14,7	459,6	326,0	326,0
VW320-II	14,7	344,3	425,7	448,7
VW320-III	14,7	343,5	409,9	409,9
VW265-I-1	14,7	317,3	303,8	309,1
VW265-I-2	14,7	322,3	303,8	309,1
VW265-I-3	14,7	308,4	303,8	309,1
VW265-II-1	14,7	387,4	337,0	337,0
VW265-II-2	14,7	403,2	337,0	337,0
VW265-II-3	14,7	446,3	337,0	337,0
VW200-I-1	19,5	193,3	204,6	204,6
VW200-I-2	19,5	196,6	204,6	204,6
VW200-I-3	19,5	215,6	204,6	204,6
VW180-I-1	21,7	180,2	128,3	128,3
VW180-I-2	21,7	176,9	128,3	128,3
VW180-I-3	21,7	166,1	128,3	128,3
VW165-I-1	23,6	144,4	115,6	115,6
VW165-I-2	23,6	172,3	115,6	115,6
VW165-I-3	23,6	151,2	115,6	115,6
VW150-I-1	26,0	117,1	80,09	80,09
VW150-I-3	26,0	193,4	80,09	80,09

Tabel 57: $Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 1}$ en $Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 2}$ voor de verschillende beproefde welfsels

Welfsel	l/h [-]	$Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 1}$ [-]	$Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 2}$ [-]
VW400-I	14,8	1,21	1,21
VW400-II	14,8	1,01	1,01
VW400-III	14,8	0,87	0,73
VW320-I	14,7	1,41	1,41
VW320-II	14,7	0,81	0,77
VW320-III	14,7	0,84	0,84
VW265-I-1	14,7	1,04	1,03
VW265-I-2	14,7	1,06	1,04
VW265-I-3	14,7	1,02	1,00
VW265-II-1	14,7	1,15	1,15
VW265-II-2	14,7	1,20	1,20
VW265-II-3	14,7	1,32	1,32
VW200-I-1	19,5	0,94	0,94
VW200-I-2	19,5	0,96	0,96
VW200-I-3	19,5	1,05	1,05
VW180-I-1	21,7	1,40	1,40
VW180-I-2	21,7	1,38	1,38
VW180-I-3	21,7	1,29	1,29
VW165-I-1	23,6	1,25	1,25
VW165-I-2	23,6	1,49	1,49
VW165-I-3	23,6	1,31	1,31
VW150-I-1	26,0	1,46	1,46
VW150-I-3	26,0	2,41	2,41

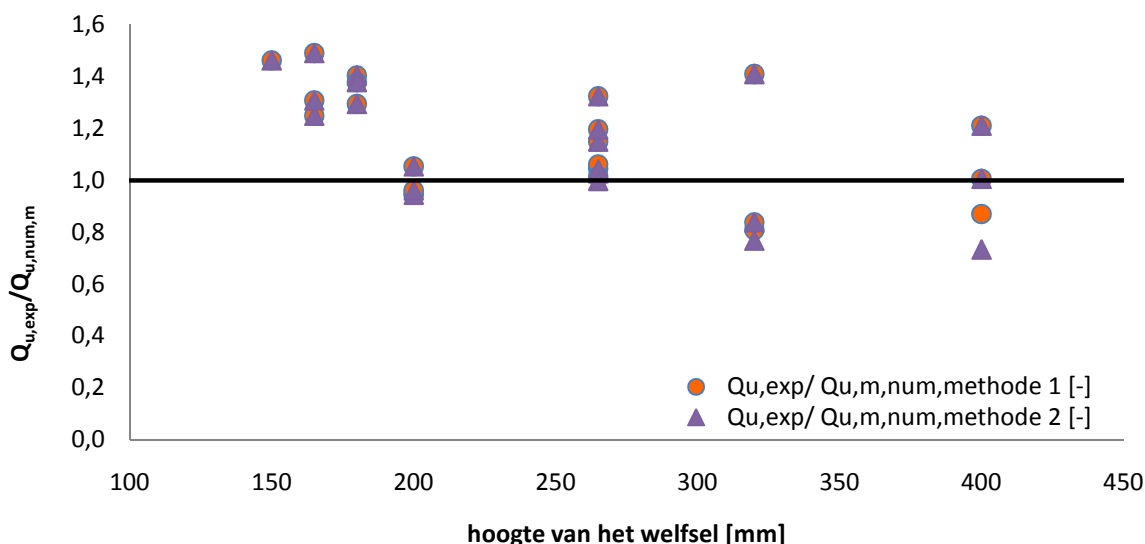


Figuur 69: $Q_{u,exp}/Q_{u,m,num}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2

De gemiddelde waarde van deze verhoudingen is gelijk aan 1,21 wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van NBN EN 1168+A2 met een standaardafwijking van 0,33. Als de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van NBN EN 1168+A2, is de gemiddelde waarde van deze verhoudingen gelijk aan 1,20 met een standaardafwijking van 0,34.

Een eerste observatie is dat er toch al een vrij goede overeenstemming is tussen de experimentele bezwijklasten en de theoretisch voorspelde bezwijklasten. De grotere afwijking is vooral te wijten aan het proefresultaat VW150-I-3 waar de verhouding van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast gelijk is aan 2,41. De experimentele bezwijklast van VW150-I-3 is zeer veel groter is dan de experimentele bezwijklast bekomen voor het welfsel VW150-I-1.

Wanneer het welfsel VW150-I-3 niet in beschouwing wordt genomen, krijgt men dat de gemiddelde waarde van de verhoudingen is gelijk aan 1,16 wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van NBN EN 1168+A2 met een standaardafwijking van 0,21. Als de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van NBN EN 1168+A2, is de gemiddelde waarde van de verhoudingen gelijk aan 1,15 met een standaardafwijking van 0,23.



Figuur 70: $Q_{u,exp}/Q_{u,num,m}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2 zonder proefresultaat VW150-I-3

Men ziet dus dat men over het algemeen een goede overeenstemming heeft tussen de voorspelde bezwijklast bekomen uit de theoretische modellering en de experimentele bezwijklast. Er zit toch wel een redelijke spreiding op de resultaten wat duidt op het feit dat de dwarskrachtsterkte moeilijk te voorspellen valt.

Vervolgens wordt voor de welfsels met eenzelfde hoogte h , het gemiddelde van de verhoudingen van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast berekend. De resultaten hiervan zijn terug te vinden in onderstaande tabel (zie Tabel 58).

Tabel 58: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast per hoogte van de welfsels

hoogte [mm]	l/h [-]	$(Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 1})_{gemiddeld}$	$(Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 2})_{gemiddeld}$
400	14,8	1,03	0,98
320	14,7	1,02	1,01
265	14,7	1,13	1,12
200	19,5	0,99	0,99
180	21,7	1,36	1,36
165	23,6	1,35	1,35
150	26	1,94	1,94

Men ziet inderdaad dat voor minder slanke welfsels (l/h tussen 14,7 en 19,5) er een zeer goede overeenkomst tussen de theoretisch voorspelde bezwijklast en de experimenteel bekomen bezwijklast. Enkel bij de welfsels met een hoogte van 265mm, is er een grotere afwijking. Deze afwijking wordt vooral veroorzaakt door het type welfsel VW265-II. Het kan zijn dat voor het welfsel VW265-II er verkeerde inputgegevens gebruikt zijn, omdat deze niet eenduidig gegeven zijn en dus deels aangenomen werden. Wanneer men het welfsel VW265-II buiten beschouwing laat, krijgt men gemiddelde waarden van de verhoudingen zoals weergegeven in onderstaande tabel (zie Tabel 59).

Tabel 59: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast per hoogte van de welfsels, zonder welfsel VW265-II

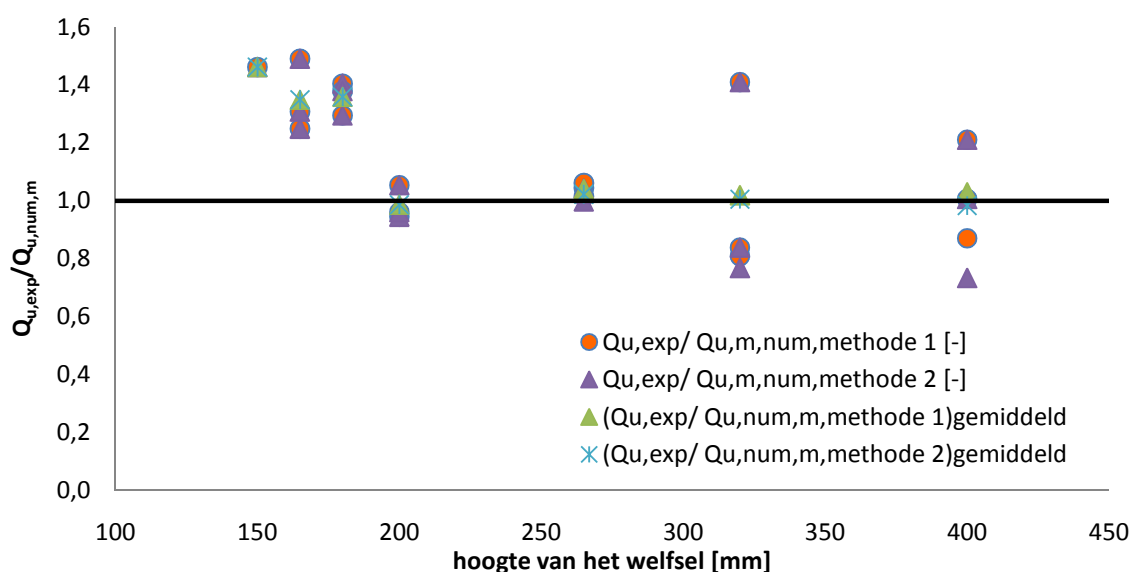
hoogte [mm]	l/h [-]	$(Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 1})_{gemiddeld}$	$(Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 2})_{gemiddeld}$
400	14,8	1,03	0,98
320	14,7	1,02	1,01
265	14,7	1,04	1,02
200	19,5	0,99	0,99
180	21,7	1,36	1,36
165	23,6	1,35	1,35
150	26	1,94	1,94

De overeenkomst tussen de theoretisch voorspelde bezwijklast en de experimenteel bekomen bezwijklast is dus zeer goed voor de minder slanke welfsels (l/h tussen 14,7 en 19,5). Eerder is al vermeld dat hier ook het bezwijkmechanisme correct voorspeld is. Het voorspellingsmodel voor welfsels met l/h tussen ongeveer 15 en 20 is quasi exact.

Voor de slankere welfsels (l/h tussen 21,7 en 26), is er een minder goede overeenkomst. De grote afwijking bij de welfsels met een hoogte van 150mm, komt vooral doordat de proef VW150-I-3 een zeer grote waarde geeft in vergelijking met VW150-I-1 (zoals eerder vermeld is). Wanneer ook het proefresultaat van VW150-I-3 buiten beschouwing wordt gelaten, krijgt men gemiddelde waarden van de verhoudingen zoals weergegeven in onderstaande tabel (zie Tabel 60).

Tabel 60: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast per hoogte van de welfsels, zonder welfsel VW265-II en zonder proefresultaat VW150-I-3

hoogte [mm]	l/h [-]	$(Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 1})_{gemiddeld}$	$(Q_{u,exp}/Q_{u,m,num,methode\ 2})_{gemiddeld}$
400	14,8	1,03	0,98
320	14,7	1,02	1,01
265	14,7	1,04	1,02
200	19,5	0,99	0,99
180	21,7	1,36	1,36
165	23,6	1,35	1,35
150	26	1,46	1,46



Figuur 71: $Q_{u,exp}/Q_{u,m,num}$ en $(Q_{u,exp}/Q_{u,m,num})_{gemiddeld}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2 zonder proefresultaat VW150-I-3 en zonder welfsel VW265-II

Men ziet dus dat voor slankere welfsels met l/h tussen ongeveer 22 en 26, er een groter verschil is tussen de theoretisch voorspelde bezwijklast en de experimenteel bekomen bezwijklast. Gemiddeld is voor deze slankere welfsels de verhouding van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast 139%. Daarenboven is al eerder opgemerkt dat het bezwijkmechanisme voor deze welfsels niet correct wordt voorspeld.

Voor een aantal welfsels (VW265-II-3, VW180-I-1, VW180-I-2, VW180-I-3 en VW150-I-3) worden in de beproevingsverslagen de last $Q_{cr,exp}$ gegeven waarbij scheuren onder de puntlast zullen optreden. Deze experimenteel bekomen scheurlast, zal nu vergeleken worden met de theoretisch voorspelde scheurlast. De resultaten hiervan zijn terug te vinden in onderstaande tabel (zie Tabel 61).

Tabel 61: De experimenteel bekomen scheurlast $Q_{cr,exp}$ vergeleken met de voorspelde scheurlast $Q_{cr,m}$

Welfsel	$Q_{cr,exp}$ [kN]	$Q_{cr,m}$ [kN]	$Q_{cr,exp} / Q_{cr,m}$ [-]
VW265-II-3	395,0	336,95	1,17
VW180-I-1	173,8	128,30	1,35
VW180-I-2	176,0	128,30	1,37
VW180-I-3	159,7	128,30	1,24
VW150-I-3	140,0	80,09	1,75

Men ziet dat er toch een groot verschil is tussen de experimenteel bekomen scheurlast en de theoretisch voorspelde scheurlast. Opnieuw is vooral de afwijking bij VW150-I-3 zeer groot. Wordt het proefresultaat VW150-I-3 buiten beschouwing gelaten, dan krijgt men dat de verhouding $Q_{cr,exp}/Q_{cr,m}$ gemiddeld gelijk is aan 1,29 met een standaardafwijking van 0,08. Dit is dus nog steeds een groot verschil tussen de experimenteel bekomen scheurlast en de theoretisch voorspelde scheurlast. Deze conclusie mag niet doorgetrokken worden naar welfsels met een andere hoogte (en dus bijvoorbeeld minder slanke welfsels). Verder experimenteel onderzoek is hiervoor nodig.

Vervolgens kan opgemerkt worden dat in de meeste gevallen, de experimentele bezwijklast $Q_{u,exp}$ steeds kleiner is dan de voorspelde bezwijklast voor bezwijken in buiging. Enkel bij VW165-I-2, VW150-I-2 en VW150-I-3 wordt de voorspelde bezwijklast voor bezwijken in buiging overschreden (zie **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**). Het zijn ook de twee slankste types welfsels waarbij dit voorkomt. Bij minder slanke welfsels, ligt de experimentele bezwijklast steeds onder de voorspelde bezwijklast voor bezwijken in buiging.

Tabel 62: $Q_{u,exp}$ en $Q_{u,b}$ voor de welfsels type VW165-I en VW150-I

Welfsel	$Q_{u,exp}$ [kN]	$Q_{u,b}$ [kN]
VW165-I-1	144,4	161,53
VW165-I-2	172,3	161,53
VW165-I-3	151,2	161,53
VW150-I-1	117,1	140,77
VW150-I-2	185,4	140,77
VW150-I-3	193,4	140,77

Wanneer echter dieper op deze waarden wordt ingegaan, ziet men dat voor het welfsel VW165-I-2 de verhouding $Q_{u,exp}/Q_{u,b}$ gelijk is aan 106,7%. De voorspelde bezwijklast horende bij bezwijken door buiging is slechts een weinig kleiner dan de experimenteel bekomen bezwijklast. Voor de welfsels VW165-I-1 en VW165-I-3 ligt de experimentele bezwijklast $Q_{u,exp}$ onder de voorspelde bezwijklast horende bij bezwijken door buiging.

Voor de welfsels VW150-I-2 en VW150-I-3, liggen de waarden opmerkelijk hoger dan voor het welfsel VW150-I-1. Dit is hierboven al eens aangehaald en is op zich een opmerkelijk verschijnsel.

7.13.3 Vergelijking van de beschikbare proefresultaten met de modellering met rekenwaarden van materiaalkarakteristieken

De experimenteel bekomen bezwijklast kan ook vergeleken worden met de rekenwaarde van de bezwijklast bekomen uit de theoretische modellering. De verhouding van de experimenteel bekomen waarde van de bezwijklast op de rekenwaarde van de bezwijklast geeft dan een indicatie voor een globale veiligheidsfactor van het rekenmodel. Net zoals in vorige paragraaf, wordt eerst voor alle proefresultaten de vergelijking gemaakt. Vervolgens wordt het proefresultaat VW150-I-3 buiten beschouwing gelaten.

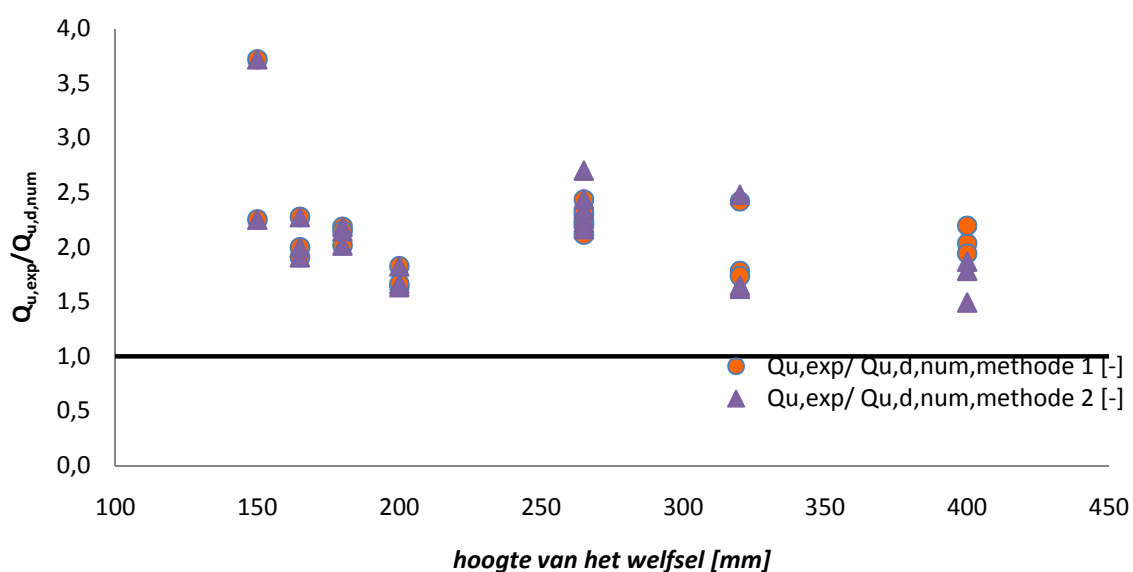
Om een indicatie van de globale veiligheidsfactor van het rekenmodel te verkrijgen, worden de rekenwaarden van de bezwijklasten vergeleken met de experimentele bezwijklasten. Dit wordt zowel gedaan voor de modellering met de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend met de methode 1 van NBN EN 1168+A2 als berekend met de methode 2 van NBN EN 1168+A2.

Tabel 63: $Q_{u,exp}$, $Q_{u,d,num,methode\ 1}$, $Q_{u,d,num,methode\ 2}$ voor de verschillende beproefde welfsels

Welfsel	l/h [-]	$Q_{u,exp}$ [kN]	$Q_{u,d,num,methode\ 1}$ [kN]	$Q_{u,d,num,methode\ 2}$ [kN]
VW400-I	14,8	422,4	207,6	226,1
VW400-II	14,8	437,8	199,5	245,3
VW400-III	14,8	366,4	188,8	245,3
VW320-I	14,7	459,6	190,1	185,3
VW320-II	14,7	344,3	193,4	212,4
VW320-III	14,7	343,5	198,2	208,3
VW265-I-1	14,7	317,3	138,4	142,4
VW265-I-2	14,7	322,3	138,4	142,4
VW265-I-3	14,7	308,4	138,4	142,4
VW265-II-1	14,7	387,4	183,3	165,2
VW265-II-2	14,7	403,2	183,3	165,2
VW265-II-3	14,7	446,3	183,3	165,2
VW200-I-1	19,5	193,3	118,2	118,2
VW200-I-2	19,5	196,6	118,2	118,2
VW200-I-3	19,5	215,6	118,2	118,2
VW180-I-1	21,7	180,2	82,4	82,4
VW180-I-2	21,7	176,9	82,4	82,4
VW180-I-3	21,7	166,1	82,4	82,4
VW165-I-1	23,6	144,4	75,7	75,7
VW165-I-2	23,6	172,3	75,7	75,7
VW165-I-3	23,6	151,2	75,7	75,7
VW150-I-1	26,0	117,1	52,0	52,0
VW150-I-3	26,0	193,4	52,0	52,0

Tabel 64: $Q_{u,exp}/Q_{u,d,num,methode\ 1}$ en $Q_{u,exp}/Q_{u,d,num,methode\ 2}$ voor de verschillende beproefde welfsels

Welfsel	l/h [-]	$Q_{u,exp}/Q_{u,d,num,methode\ 1} [-]$	$Q_{u,exp}/Q_{u,d,num,methode\ 2} [-]$
VW400-I	14,8	2,03	1,87
VW400-II	14,8	2,19	1,78
VW400-III	14,8	1,94	1,49
VW320-I	14,7	2,42	2,48
VW320-II	14,7	1,78	1,62
VW320-III	14,7	1,73	1,65
VW265-I-1	14,7	2,29	2,23
VW265-I-2	14,7	2,33	2,26
VW265-I-3	14,7	2,23	2,17
VW265-II-1	14,7	2,11	2,35
VW265-II-2	14,7	2,20	2,44
VW265-II-3	14,7	2,43	2,70
VW200-I-1	19,5	1,64	1,64
VW200-I-2	19,5	1,66	1,66
VW200-I-3	19,5	1,82	1,82
VW180-I-1	21,7	2,19	2,19
VW180-I-2	21,7	2,15	2,15
VW180-I-3	21,7	2,02	2,02
VW165-I-1	23,6	1,91	1,91
VW165-I-2	23,6	2,28	2,28
VW165-I-3	23,6	2,00	2,00
VW150-I-1	26,0	2,25	2,25
VW150-I-3	26,0	3,72	3,72



Figuur 72: $Q_{u,exp}/Q_{u,d,num}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2

De gemiddelde waarde van deze verhoudingen is gelijk aan 2,14 wanneer de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 1 van NBN EN 1168+A2 met een standaardafwijking van 0,41. Als de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van NBN EN 1168+A2, is de gemiddelde waarde van deze verhoudingen gelijk aan 2,12 met een standaardafwijking van 0,47.

De grotere standaardafwijking is opnieuw vooral te wijten aan het proefresultaat VW150-I-3. Wanneer het proefresultaat VW150-I-3 niet in beschouwing wordt genomen, krijgt men een gemiddelde waarde van deze verhoudingen gelijk aan 2,07 resp. 2,04 voor de berekening met de methode 1 resp. methode 2. De standaardafwijkingen zijn in dit geval 0,24 resp. 0,32.

Vervolgens wordt voor de welfsels met eenzelfde hoogte h , het gemiddelde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de rekenwaarde van de bezwijklast berekend. De resultaten hiervan zijn terug te vinden in onderstaande tabel (zie Tabel 65).

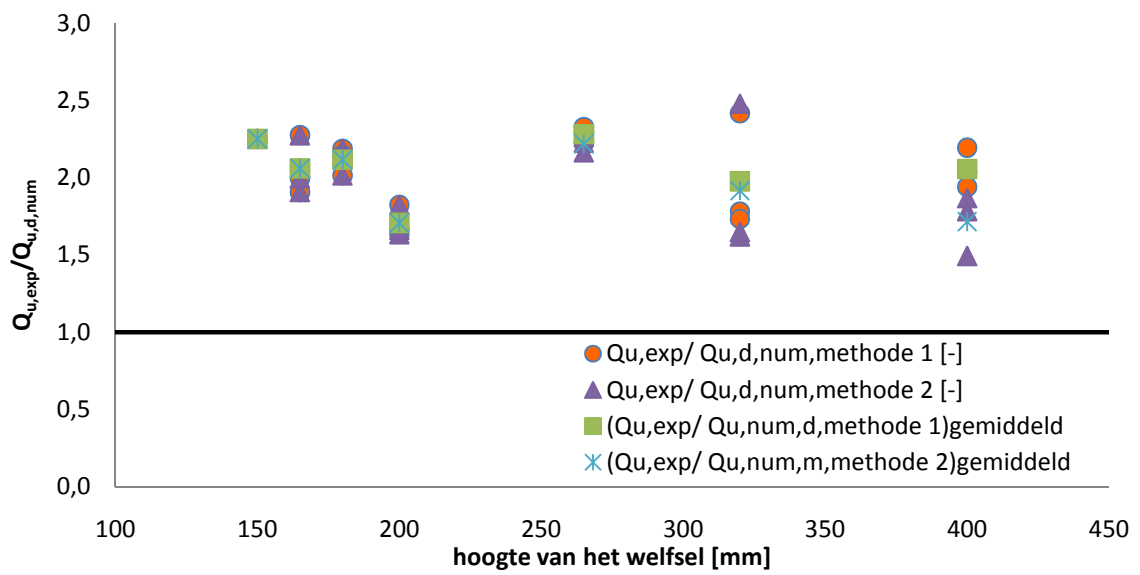
Tabel 65: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de rekenwaarde van de bezwijklast per hoogte van de welfsels

hoogte [mm]	l/h [-]	$(Q_{u,exp}/Q_{u,d,num,methode\ 1})_{gemiddeld}$	$(Q_{u,exp}/Q_{u,d,num,methode\ 2})_{gemiddeld}$
400	14,8	2,06	1,72
320	14,7	1,98	1,92
265	14,7	2,27	2,36
200	19,5	1,71	1,71
180	21,7	2,12	2,12
165	23,6	2,06	2,06
150	26	2,99	2,99

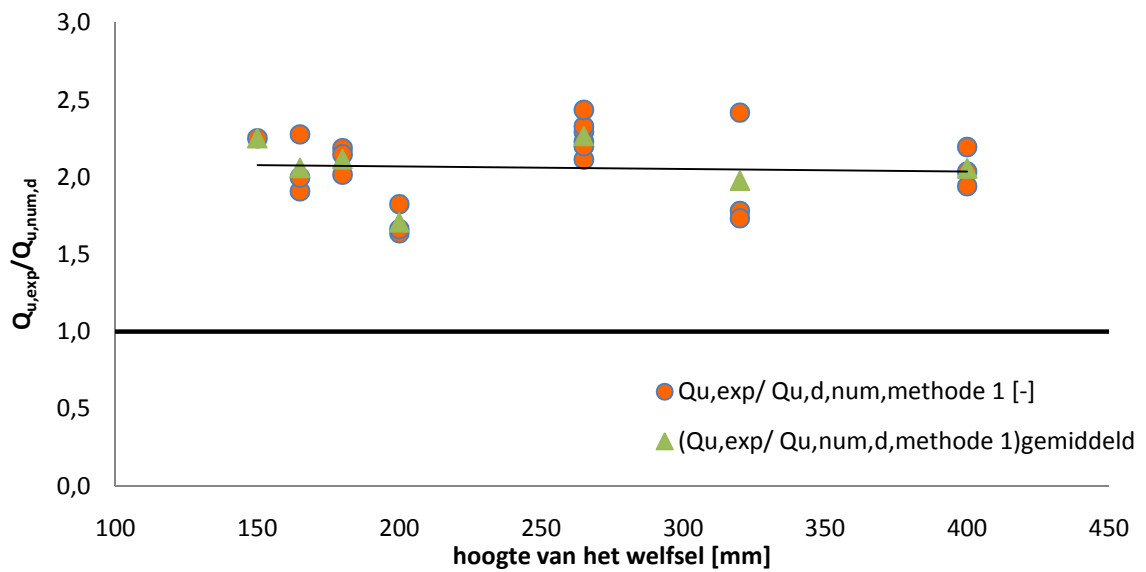
Wanneer het proefresultaat van VW150-I-3 buiten beschouwing wordt gelaten, krijgt men gemiddelde waarden van de verhoudingen zoals weergegeven in onderstaande tabel (zie Tabel 66).

Tabel 66: Gemiddelde waarde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de rekenwaarde van bezwijklast per hoogte van de welfsels, zonder proefresultaat VW150-I-3

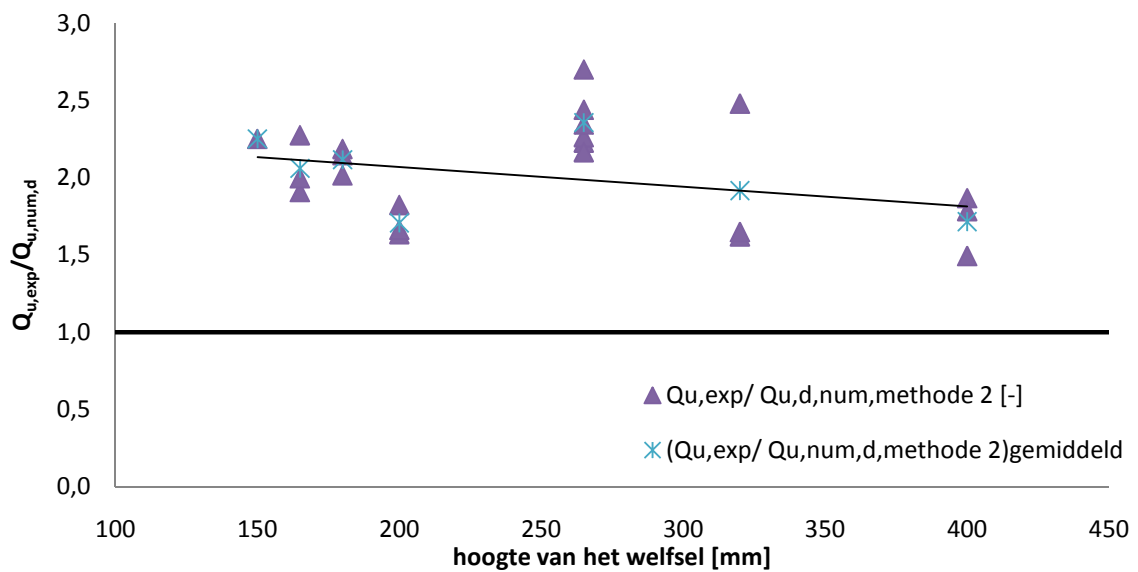
hoogte [mm]	l/h [-]	$(Q_{u,exp}/Q_{u,d,num,methode\ 1})_{gemiddeld}$	$(Q_{u,exp}/Q_{u,d,num,methode\ 2})_{gemiddeld}$
400	14,8	2,06	1,72
320	14,7	1,98	1,92
265	14,7	2,27	2,36
200	19,5	1,71	1,71
180	21,7	2,12	2,12
165	23,6	2,06	2,06
150	26	2,25	2,25



Figuur 73: $Q_{u,exp}/Q_{u,d,num}$ en $(Q_{u,exp}/Q_{u,d,num})_{gemiddeld}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 en met de methode 2 van NBN EN 1168+A2 zonder proefresultaat VW150-I-3



Figuur 74: $Q_{u,exp}/Q_{u,num,d}$ en $(Q_{u,exp}/Q_{u,num,d})_{gemiddeld}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 zonder proefresultaat VW150-I-3



Figuur 75: $Q_{u,exp}/Q_{u,num,d}$ en $(Q_{u,exp}/Q_{u,num,d})_{gemiddeld}$ voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 2 zonder proefresultaat VW150-I-3

Men ziet dus dat de globale veiligheidsfactor voor de verschillende welfsels gemiddeld ongeveer gelijk is aan 2 en er geen al te grote afwijkingen hiervan zijn (zeker niet voor de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging met de methode 1 van NBN EN 1168+A2). Bovendien is voor elk welfsel de rekenwaarde van de bezwijklast groter dan de experimenteel bekomen bezwijklast. Hieruit kan besloten worden dat het ontwerp veilig is wanneer het ontwerp gebeurt volgens NBN EN 1168+A2.

8 Conclusie

Voorafgaandelijk aan deze thesis werden op verschillende voorgespannen holle vloerwelfsels dwarskrachtproeven uitgevoerd in het Laboratorium Magnels voor Betononderzoek. Bovendien werden voorafgaandelijk ook drukproeven uitgevoerd op kernen die geboord werden uit de proefstukken. De karakteristieken en doorsneden van de beproefde holle vloerwelfsels werden door de fabrikanten ter beschikking gesteld. Voor sommige welfsels zijn er enkele aannamen gedaan inzake de eigenschappen van de welfsels.

De beschikbare proefresultaten werden dan beschreven. Er werden in totaal 24 dwarskrachtproeven uitgevoerd op verschillende welfsels. Deze proeven zijn uitgevoerd tussen 15/10/2008 en 16/06/2010. Voor elke proef werd een visuele waarneming, het experimenteel bekomen bezwijkmechanisme en de maximale vijzellast gegeven. Deze maximale vijzellast stemt niet altijd overeen met dwarskrachtbreuk. Daarenboven werd hierbij steeds een foto van het breukaspect toegevoegd.

Naast de experimenten, werd er ook een theoretische modellering uitgevoerd. Bij deze theoretische modellering was het belangrijk dat alle mogelijke bezwijkmechanismen in rekening werden gebracht. Een opmerking hierbij is dat het moeilijk is om de verschillende bezwijk-mechanismen van elkaar te onderscheiden. Zo kan men quasi geen onderscheid maken tussen de dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging en het snap-back mechanisme. Beide zijn brosse breuken en doordat bij het snap-back mechanisme er onmiddellijk een dwarskrachtbreuk ontstaat van zodra een buigingsscheur optreedt, is deze buigingsscheur nog klein (en dus zeer moeilijk waarneembaar) en zal slechts heel kort optreden.

Voor de theoretische modellering werden volgende puntlasten bepaald:

- De puntlast horende bij de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging
- De puntlast horende bij de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging (met methode 1 en methode 2 van NBN EN 1168+A2)
- De puntlast waarbij een buigingsscheur onder de puntlast optreedt
- De puntlast waarbij bezwijken door buiging optreedt

Bovendien werd er nagegaan of de strengen slippen na het ontstaan van de buigingsscheuren.

Op basis van deze berekeningen kan, zoals samengevat in Tabel 38 en Tabel 39, de bezwijklast en het bijhorende bezwijkmechanisme bepaald worden. Deze berekeningen werden zowel uitgevoerd door te rekenen met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken als met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken.

Voor voorspelde waarden (dit wil zeggen berekend met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken), werd bekomen dat (zowel voor de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging berekend met de methode 1 van NBN EN 1168+A2 als de dwarskrachtsterktes in de zone ongescheurd in buiging berekend met de methode 2 van NBN EN 1168+A2) het meest voorkomende bezwijkmechanisme het snap-back effect (met slippen van de strengen) was. Voor de berekening met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken was dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd door buiging het meest voorkomende bezwijkmechanisme. Voor de modellering met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken was het bovendien opvallend dat voor slankere profielen, het snap-back mechanisme zal optreden, terwijl minder slanke profielen zullen bezwijken door dwarskrachtbreuk in de zone ongescheurd in buiging. Geen enkel van de bezwijkmechanismen (zowel voor gemiddelde waarden van de karakteristieken als voor rekenwaarden van de karakteristieken) werd voorspeld als bezwijken door buiging.

Een opmerkelijk fenomeen was dat wanneer men overgaat van voorspelde waarden naar rekenwaarden, het bezwijkmechanisme zal veranderen.

Dit komt doordat er andere veiligheidscoëfficiënten toegepast worden voor de verschillende bezwijkmechanismen.

Een tweede opmerking werd gemaakt over het slippen van de strengen. De verankeringslengte van de voorspanstrengen verandert aanzienlijk wanneer men overgaat van de berekening met

gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken naar de berekening met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken. Dit betekent dat slippen van de voorspanstrengen sneller zal voorkomen wanneer er gerekend wordt met rekenwaarden van de materiaal-karakteristieken dan wanneer er gerekend wordt met gemiddelde waarden van de materiaal-karakteristieken.

Deze theoretische modellering werd dan, zowel wat het bezwijkmechanisme betreft als wat de bezwijklast betreft, vergeleken met de experimentele resultaten en waarnemingen.

Als eerste werden de bezwijkmechanismen vergeleken, zowel voor de berekening met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken als voor de berekening met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken. Hierbij is er opgemerkt dat voor minder slanke welfsels zowel voor de modellering met de gemiddelde waarden van de karakteristieken als voor de modellering met de rekenwaarden van de karakteristieken, de overeenkomst tussen het bezwijkmechanisme volgens de theoretische modellering en het bezwijkmechanisme volgens de proefresultaten zeer goed is. Voor slankheden l/h van ongeveer 15 tot 20 is slechts $1/15$ (=6,7%) slecht voorspeld. Voor slankere welfsels (met slankheden l/h van ongeveer 20 tot 26), is de voorspelling van het bezwijkmechanisme minder goed. Deze slechtere voorspelling komt vooral doordat voor deze slankere welfsels (en misschien ook voor minder slanke welfsel maar dat kan niet besloten worden uit de uitgevoerde proeven, hiertoe zal verder onderzoek dienen te gebeuren) een onderschatting van de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging gemaakt wordt. Ook het slippen van de strengen wordt niet goed voorspeld.

Ten tweede werd de bezwijklast bekomen uit de theoretische modellering met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken vergeleken met de experimenteel bekomen bezwijklast en dit om te kijken of de theoretische modellering in overeenstemming is met de werkelijkheid. De verhouding van de bezwijklast bekomen uit de theoretische modellering met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken op de experimentele bezwijklast zou dicht tegen 1 moeten liggen, als de theoretische modellering correct is.

Voor de welfsels met eenzelfde hoogte h werd het gemiddelde van de verhouding van de experimentele bezwijklast op de theoretisch voorspelde bezwijklast berekend. De overeenkomst tussen de theoretisch voorspelde bezwijklast en de experimenteel bekomen bezwijklast was zeer goed voor de minder slanke welfsels (l/h tussen 15 en 20). Wanneer het welfsel VW265-II buiten beschouwing werd gelaten, wegens de onzekerheid van de inputgegevens, werd een gemiddelde waarde van de verhoudingen voor welfsels met slankheden l/h tussen 15 en 20 van 1,02 wanneer de berekening van de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging wordt uitgevoerd volgens de methode 1 van NBN EN1168+A2 en 1,00 als de dwarskrachtsterkte in de zone ongescheurd in buiging berekend wordt met de methode 2 van NBN EN 1168+A2 bekomen. De standaardafwijking hiervan is 0,02 resp. 0,02. Dit was inderdaad een zeer goede overeenkomst.

Voor de slankere welfsels (l/h tussen 22 en 26), werd er een minder goede overeenkomst bekomen. De grote afwijking bij de welfsels met een hoogte van 150mm, kwam vooral doordat de proef VW150-I-3 een zeer grote waarde gaf in vergelijking met VW150-I-1. Wanneer het proefresultaat van VW150-I-3 buiten beschouwing werd gelaten, werd een gemiddelde waarde van de verhoudingen voor welfsels met slankheden l/h tussen 22 en 26 van 1,39 bekomen. De standaardafwijking hiervan is 0,05.

Vervolgens werden in de beproevingsverslagen voor enkele welfsels de last $Q_{cr,exp}$ bij het optreden van een buigingsscheur onder de puntlast, gegeven. Deze werd vergeleken met de voorspelde last $Q_{cr,m}$ waarbij een buigingsscheur onder de puntlast ontstond. Werde het proefresultaat VW150-I-3 buiten beschouwing gelaten, dan kreeg men dat de verhouding $Q_{cr,exp}/Q_{cr,m}$ gemiddeld gelijk was aan 1,29 met een standaardafwijking van 0,08. Er was dus een groot verschil tussen de voorspelde waarde en de experimenteel bekomen waarde. Deze conclusie mag echter niet doorgetrokken worden naar welfsels met een andere hoogte dan waarvoor deze experimenteel bepaalde scheurlast

gegeven was (en dus bijvoorbeeld minder slanke welfsels). Verder experimenteel onderzoek is hiervoor nodig.

Men kan dus algemeen opmerken dat voor welfsels met slankheden l/h tussen 15 en 20, er zowel voor het bezwijkmechanisme als voor de bezwijklast een goede voorspelling gebeurde door de theoretische modellering. Voor welfsels met slankheden l/h tussen 22 en 26, was de verhouding van de voorspelde bezwijklast op de experimenteel bekomen bezwijklast gemiddeld 1,39. Er is dus een onderschatting van de bezwijklast wanneer deze bepaald wordt door bovenstaande theoretische modellering. Ook het bezwijkmechanisme werd voor welfsels met slankheden tussen 22 en 26 niet goed voorspeld. Naast de onderschatting van de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, is dit het gevolg van een foutieve voorspelling van verankeringsbreuk. Beiden, dus verankeringsbreuk en de dwarskrachtsterkte in de zone gescheurd in buiging, zullen verder experimenteel onderzocht moeten worden om de nodige aanpassingen te doen aan de theoretische modellering volgens NBN EN 1168+A2.

Als laatste werd de bezwijklast bekomen uit de theoretische modellering met rekenwaarden van de materiaalkarakteristieken vergeleken met de experimenteel bekomen bezwijklast. De verhouding van de experimenteel bekomen waarde van de bezwijklast op de rekenwaarde van de bezwijklast gaf een indicatie voor de globale veiligheidsfactor van het rekenmodel.

Wanneer het proefresultaat VW150-I-3 niet in beschouwing werd genomen, verkreeg men een gemiddelde waarde van de verhoudingen gelijk aan 2,07 resp. 2,04 voor de berekening met de methode 1 resp. methode 2. De standaardafwijkingen waren in dit geval 0,24 resp. 0,32.

De globale veiligheidsfactor voor de verschillende welfsels was gemiddeld ongeveer gelijk is aan 2 en er waren geen al te grote afwijkingen hiervan. Bovendien was voor elk welfsel de rekenwaarde van de bezwijklast groter dan de experimenteel bekomen bezwijklast. Hieruit kan besloten worden dat het ontwerp veilig is wanneer het ontwerp gebeurt volgens NBN EN 1168+A2.

Deel 3:

Verankeringslengte en hechtsterkte van niet-gespannen strengen

1 Inleiding

In de prefab-betonindustrie worden niet-gespannen strengen meer en meer als betonversterking gebruikt. Ze kunnen bijvoorbeeld gebruikt worden als hijslussen voor het oplichten van geprefabriceerde betonelementen of als aansluiting van de wapening van de geprefabriceerde elementen met hun ondersteuning. Maar ondanks dit gebruik van niet-gespannen strengen in de prefab-industrie, bestaat er nog geen rationele ontwerpmethodode voor het bepalen van de verankeringslengte van niet-gespannen strengen [17].

Er zijn verschillende mechanismen die elk hun bijdrage leveren tot de hechting van een wapeningsstaaf of voorspanstreng en het omringende beton. Zo is er een beperkte adhesie tussen beide materialen. Ook geeft de microruwheid van het staafoppervlak aanleiding tot beperkte wrijvingskrachten. De microruwheid kan vergroot worden door een matige, oppervlakkige roestvorming (door bijvoorbeeld hechtende oxidatieproducten). Dit zijn de enige mechanismen die belangrijk zijn voor gladde staven [18].

De aard van de hechting van niet-gespannen strengen zal verschillen van die van gladde of vervormde wapeningsstaven. Over de hechting tussen niet-gespannen strengen en het omringende beton is er echter weinig informatie beschikbaar.

Het verschil in hechtsterkte van niet-gespannen strengen kan deels verklaard worden door een aantal verschijnselen. De spiraalvormige textuur van de streng heeft een negatieve invloed op de mechanische 'interlock'. Dit is te wijten aan het feit dat de streng de neiging heeft om los te draaien naarmate de streng door het beton glijdt.

De Universiteit van Missouri in Columbia heeft een aantal pull-out proeven gedaan om het gedrag van niet-gespannen strengen te onderzoeken [17]. Al deze pull-out proeven zijn uitgevoerd op niet-gespannen 3-draadsstrengen. De resultaten van dit testprogramma worden voorgesteld door o.a. verbanden tussen verankeringslengte en staalspanning en tussen de hechtsterkte en de slip. Aan de hand van deze resultaten, worden de formules van de Eurocode en de *fib* Model Code aangepast om formules te verkrijgen die geschikt zijn voor niet-gespannen strengen. Dit wordt zowel voor de verankeringslengte als voor de hechtsterkte gedaan.

2 Verankeringslengte van niet-gespannen strengen

2.1 NBN EN 1992-1-1

Bij de berekening van de verankeringslengte volgens de NBN EN 1992-1-1 [12], wordt aangenomen dat de hechtspanning langsheen de verankeringslengte constant is en gelijk is aan f_{bd} . De ontwerpwaarde van de hechtspanning voor geribde wapeningsstaven kan berekend worden als volgt:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (73)$$

waarin

- f_{ctd} = ontwerpwaarde van de treksterkte van het beton [N/mm²]
- η_1 = coëfficiënt die rekening houdt met de hechttingsvoorwaarden en de plaats van de staaf (zie Figuur 67)
 - $\begin{cases} = 1,0 & \text{bij goede hechttingsvoorwaarden (zie Figuur 67)} \\ = 0,7 & \text{anders} \end{cases}$
- η_2 = coëfficiënt die rekening houdt met de diameter van de staven
 - $\begin{cases} = 1,0 & \text{als } \phi[\text{mm}] \leq 32 \text{ mm} \\ = (132-\phi)/100 & \text{als } \phi[\text{mm}] > 32\text{mm} \end{cases}$

Indien de wapening bestaat uit niet-gespannen voorspandraden of -strengen, worden volgende rekenwaarden voor de aanhechtspanning f_{bd} in aanmerking genomen [6]:

$$f_{bd} = 1,4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad \text{in geval van gedeukte of geribde draden} \quad (74)$$

$$f_{bd} = 1,2 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad \text{in geval van voorspanstrengen} \quad (75)$$

De bedoeling van dit hoofdstuk is dan ook om de factor horende bij niet-gespannen voorspanstrengen te verifiëren.

Met de waarde van de hechtsterkte, kan dan de basisverankeringslengte voor geribde staven, voorspandraden of voorspanstrengen berekend worden.

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (76)$$

waarin

- σ_{sd} = de ontwerpspanning van de wapeningsstaaf of voorspanstreng op de plaats vanaf waar de verankering wordt berekend
- ϕ = de diameter van de staven, draden of strengen

De ontwerpwaarde voor de verankeringslengte kan dan als volgt bepaald worden:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (77)$$

waarin

- α_1 = coëfficiënt voor de invloed van de vorm van de staven in de onderstelling dat er voldoende dekking is aangebracht.
- α_2 = coëfficiënt voor de invloed van minimum betondekking
- α_3 = coëfficiënt voor de inrijging door dwarswapening
- α_4 = coëfficiënt voor de invloed van één of meer gelaste langsstaven over l_{bd}
- α_5 = coëfficiënt voor de invloed van transversale druk op het splijtingsvlak over l_{bd}
- $l_{b,min}$
 - $> \max(0,3 l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100\text{mm})$ voor verankeringen in trek
 - $> \max(0,6 l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100\text{mm})$ voor verankeringen in druk

Hierbij dient opgemerkt te worden dat het product van α_2 , α_3 en α_5 groter moet zijn dan 0,7.

De waarden van α_1 , α_2 , α_3 , α_4 en α_5 worden uit de Eurocode [12] gehaald.

Om de voorspelde waarden van de verankeringslengte te bepalen, wordt γ_c gelijkgesteld aan 1 en de rekenwaarde van de betondruksterkte f_{ctd} in de vergelijking (73) wordt vervangen door de gemiddelde betondruksterkte f_{ctm} . Met voorspelde waarden van de verankeringslengte wordt bedoeld de verankeringslengte berekend met gemiddelde waarden van de materiaalkarakteristieken.

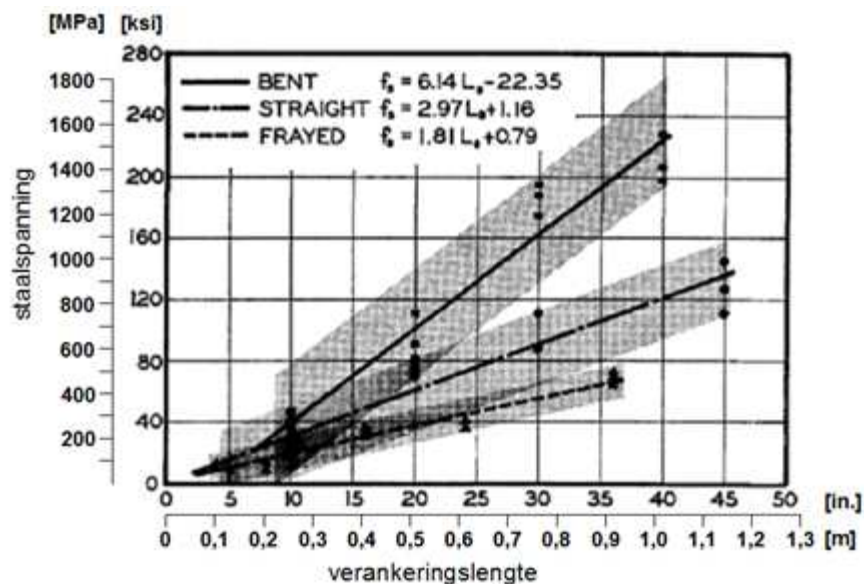
2.2 Pull-out proeven aan de Universiteit van Missouri in Columbia

Aan de Universiteit van Missouri in Columbia zijn verschillende pull-out proeven uitgevoerd op niet-ge-spannen strengen [17]. Hierbij werden verschillende testconfiguraties opgesteld waarbij de ingebedde lengte, de diameter van de strengen en de betonkwaliteit varieerde. De eigenschappen van de verschillende testelementen zijn weergegeven in Tabel 67.

Tabel 67: Ingebedde lengte, diameter van de strengen en betonkwaliteit van de proefstukken

	geval	lengte [in.]	ϕ [in.]	f_{cm} [psi]	lengte [mm]	ϕ [mm]	f_{cm} [MPa]
variatie ingebedde lengte	a1	45	0,5	4130	1143	12,7	28,5
	a2	30	0,5	5660	762	12,7	39,0
	a3	20	0,5	6610	508	12,7	45,6
	a4	10	0,5	6310	254	12,7	43,5
	a5	5	0,5	6610	127	12,7	45,6
variatie diameter	b1	30	0,6	4930	762	15,2	34,0
	b2	30	0,4375	5520	762	11,1	38,1
	b3	30	0,375	6020	762	9,5	41,5
variatie betonkwaliteit	c1	30	0,5	5410	762	12,7	37,3
	c2	30	0,5	6900	762	12,7	47,6
	c3	30	0,5	6130	762	12,7	42,3
	c4	30	0,5	3750	762	12,7	25,9

Omdat het aantal resultaten groot was, zijn deze weergegeven als spreiding van de data. Zo krijgt men bijvoorbeeld een grafiek als in Figuur 76 die de resultaten geeft van de staalspanning in functie van de verankeringslengte. Op deze figuur zijn ook de vergelijkingen terug te vinden die gebaseerd zijn op een 'square fit' van de resultaten.



Figuur 76: Staalspanning in functie van de verankeringslengte van de 3-draadsstrengen [17]

Voor ontwerpdoeleinden is een lagere grens dan de gemiddelde waarden van de proefresultaten aan te raden om rekening te houden met de spreiding op de resultaten. Om in gebruikstoestand de nodige verankeringslengte te berekenen, wordt de staalspanning volgens [17] gedeeld door een factor 0,71.

In gebruikstoestand levert dit volgende vergelijking voor rechte, gladde strengen:

$$L_e[in.] = 0,472 \cdot f_s [ksi] + 8,00 in. \quad (78)$$

waarin:

L_e ingebedde lengte van de 3-draadsstreng [in.]
 f_s spanning in de streng [ksi]

In de uiterste grenstoestand wordt dan de volgende vergelijking verkregen:

$$L_e[in.] = 0,337 \cdot f_s [ksi] + 8,00 in. \quad (79)$$

Deze formules worden omgevormd naar m en N/mm².

In gebruikstoestand wordt dan de vergelijking:

$$L_e[m] = 0,001739 \cdot f_s [N/mm^2] + 0,2032m \quad (80)$$

In de uiterste grenstoestand wordt de vergelijking:

$$L_e[m] = 0,00124 \cdot f_s [N/mm^2] + 0,2032m \quad (81)$$

2.3 Aanbevelingen voor implementatie in EN 1992-1-1

Voor al de verschillende proefconfiguraties worden de voorspelde waarden van verankeringslengtes voor verschillende waarden van staalspanningen in de streng bepaald, gebruik makend van de formules van de NBN. In eerste instantie worden de verankeringslengtes berekend met een factor 1,2 gebruikt bij de berekening van de hechtspanning. Nadien zal deze factor aangepast worden totdat de voorspelde waarden van de verankeringslengtes berekend met de formules van de NBN, overeenstemmen met de gemiddelde waarden van de verankeringslengtes gehaald uit de proeven.

De factoren die gebruikt worden ter bepaling van de verankeringslengtes volgens de formules van de NBN (zie formule (73) en (77)), zijn dan de volgende:

$\eta_1 = 1,0$ (goede hechttingsvoorwaarden)
 $\eta_2 = 1,0$ (diameters zijn kleiner dan 32mm)
 $\alpha_1 = 1$ (rechte strengen)
 $\alpha_2 = 1$
 $\alpha_3 = 1$
 $\alpha_4 = 1$ (geen langsgelaste staven)
 $\alpha_5 = 1$ (geen transversale druk)

De resultaten van de berekeningen zijn terug te vinden in Tabel 68, Tabel 69 en Tabel 70. Voor de benaming van de gevallen wordt verwezen naar Tabel 67.

Tabel 68: Voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen a1 t.e.m. a5

geval	a1	a2	a3	a4	a5
σ_{sd} [MPa]	l_{bd} [mm]	l_{bd} [mm]	l_{bd} [mm]	l_{bd} [mm]	l_{bd} [mm]
0	127	127	127	127	127
138	232	176	155	161	155
207	348	264	232	241	232
345	580	440	387	402	387
483	812	616	542	563	542
621	1044	792	696	724	696
758	1276	968	851	885	851
896	1508	1144	1006	1045	1006
1034	1740	1321	1161	1206	1161
1172	1972	1497	1316	1367	1316
1310	2203	1673	1471	1528	1471
1448	2435	1849	1625	1689	1625
1586	2668	2025	1780	1850	1780
1724	2899	2201	1935	2011	1935

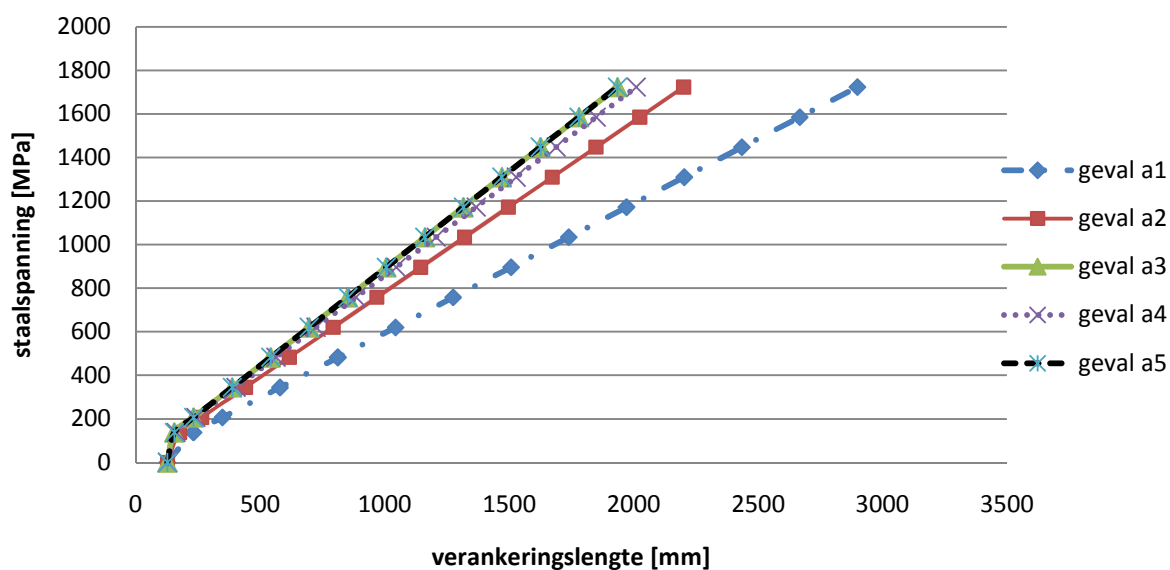
Tabel 69: Voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen b1 t.e.m. b3

geval	b1	b2	b3
σ_{sd} [MPa]	l_{bd} [mm]	l_{bd} [mm]	l_{bd} [mm]
0	152	111	100
138	237	157	125
207	355	235	188
345	592	392	313
483	829	549	438
621	1066	706	563
758	1303	863	688
896	1540	1020	813
1034	1777	1177	938
1172	2014	1334	1063
1310	2251	1491	1188
1448	2488	1648	1313
1586	2725	1805	1438
1724	2962	1962	1563

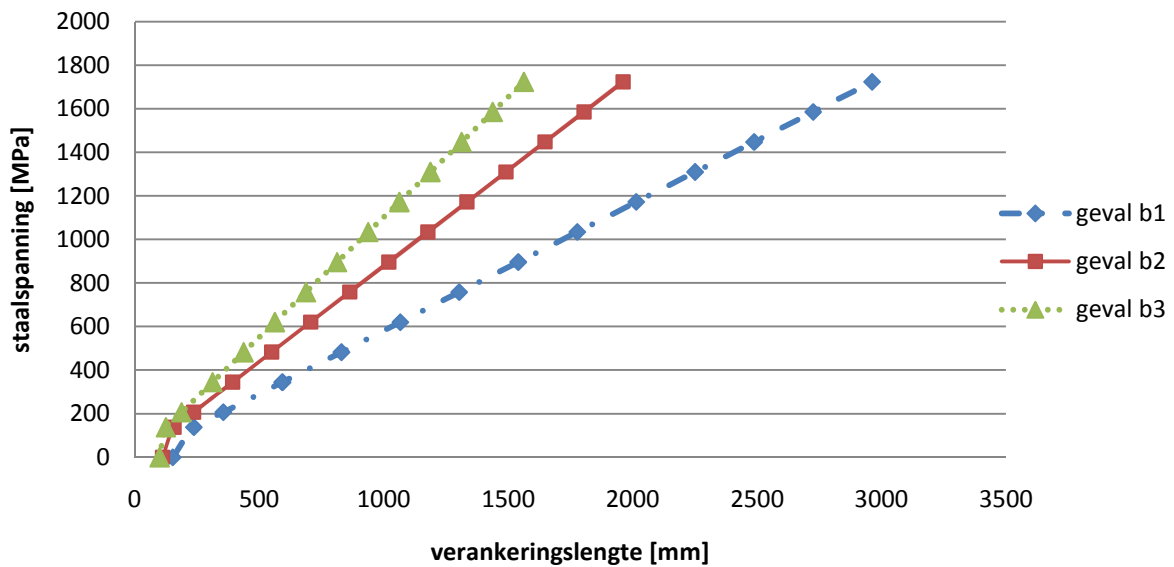
Tabel 70: Voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen c1 t.e.m. c4

geval	c1	c2	c3	c4
σ_{sd} [MPa]	l_{bd} [mm]	l_{bd} [mm]	l_{bd} [mm]	l_{bd} [mm]
0	127	127	127	127
138	183	150	165	254
207	274	224	247	381
345	457	374	411	635
483	640	523	576	889
621	823	673	741	1142
758	1005	822	905	1396
896	1188	972	1070	1650
1034	1371	1122	1234	1904
1172	1554	1271	1399	2158
1310	1737	1421	1563	2412
1448	1919	1570	1728	2666
1586	2102	1720	1893	2920
1724	2285	1869	2057	3174

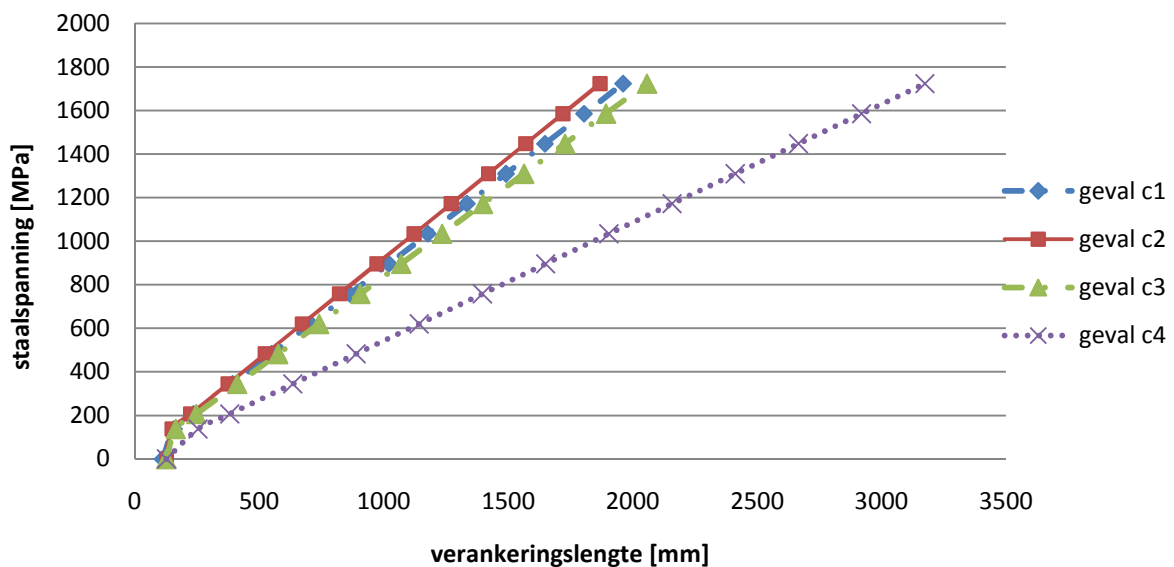
De resultaten worden ook uitgezet in een grafiek (Figuur 77, Figuur 78 en Figuur 79).



Figuur 77: Grafiek voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen a1 t.e.m. a5



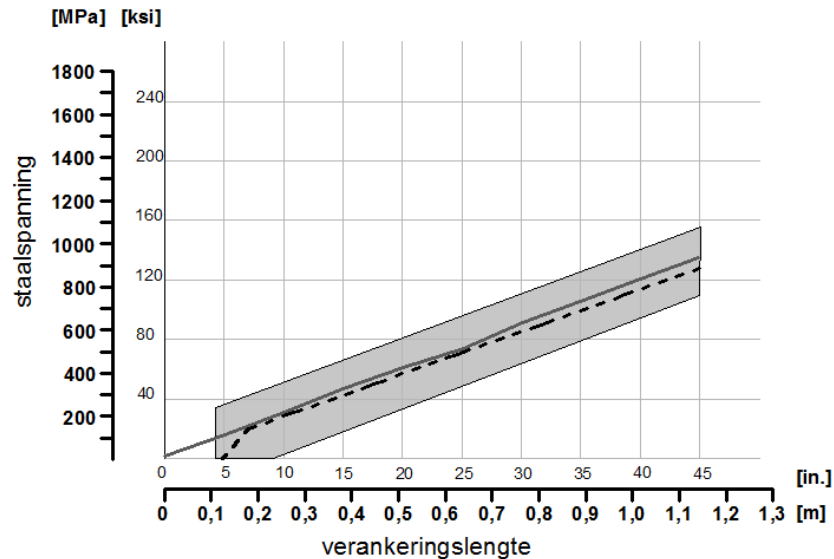
Figuur 78: Grafiek voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen b1 t.e.m. b3



Figuur 79: Grafiek voorspelde verankeringslengtes volgens de NBN met factor 1,2 voor de gevallen c1 t.e.m. c4

Er wordt nu een gecorrigeerde factor voor niet-ge-spannen strengen gezocht die gebruikt wordt in de formule van de NBN voor de berekening van de hechtsterkte. Dit gebeurt door de gemiddelde waarden van de verankeringslengtes, die bekomen zijn uit de proeven, gelijk te stellen aan het gemiddelde van de voorspelde verankeringslengtes van de verschillende gevallen (geval a1 t.e.m. c4) die berekend worden met behulp van de formules van de NBN.

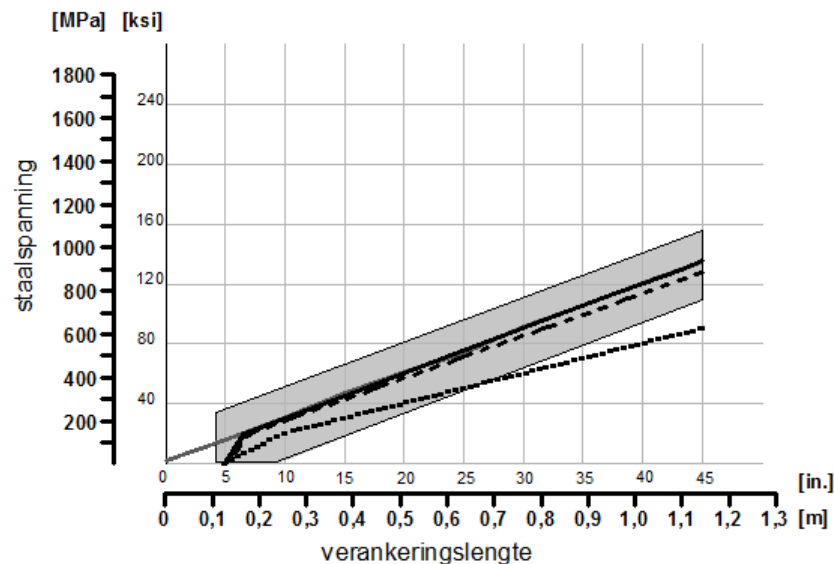
Hiertoe worden het gemiddelde van de voorspelde waarden van de verankeringslengtes bepaald door de NBN, uitgezet in een grafiek, samen met de gemiddelde waarden van de verankeringslengtes die gehaald zijn uit de proeven (zie Figuur 80).



Figuur 80: Verankeringslengte in functie van de staalspanning

(grijze zone : spreiding van de proefresultaten; doorlopende lijn : gemiddelde van de proefresultaten;
streepjeslijn : gemiddelde van de voorspelde waarden bepaald door de formule van de NBN met een factor 1,2)

De berekeningen van de voorspelde waarden van de verankeringslengtes volgens de formules van de NBN, werden uitgevoerd voor de verschillende gevallen. Nu moet het gemiddelde van al deze gevallen gelijk komen te liggen met de gemiddelde waarden van de verankeringslengtes gehaald uit de proeven. Dit gebeurt door de factor, gebruikt bij de berekening van de hechtsterkte, aan te passen (en dit door gebruik te maken van het gemiddelde van f_{cm} en ϕ). Men bekomt dan dat voor niet-ge-spannen 3-draadsstrengen deze factor gelijk moet zijn aan 1,23 in plaats van 1,2. Het gemiddelde van de voorspelde waarden van de verankeringslengtes worden opnieuw berekend met de formules van de NBN, maar nu met een factor 1,23. Bovendien worden ook de rekenwaarden van de verankeringslengtes met deze nieuwe factor berekend. De resultaten worden dan opnieuw uitgezet in een grafiek (zie Figuur 81).



Figuur 81: Verankeringslengte in functie van staalspanning

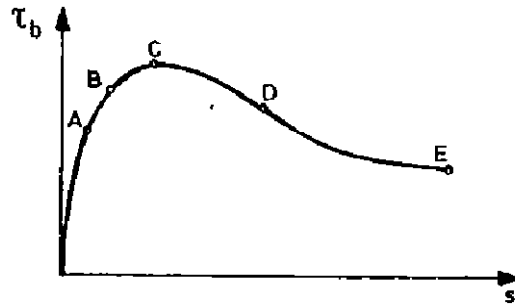
(grijze zone : spreiding van de proefresultaten;
doorlopende donkergrijze lijn : gemiddelde van de proefresultaten;
streepjeslijn : gemiddelde van de voorspelde waarden bepaald door de formule van de NBN met een factor 1,2
volle zwarte lijn : gemiddelde van de voorspelde waarden bepaald door de formule van de NBN met een factor 1,23
puntjeslijn : gemiddelde van de rekenwaarden van verankeringslengtes bepaald door de formule van de NBN met een factor 1,23)

Er kan opgemerkt worden dat er een goede overeenstemming is gekomen tussen het gemiddelde van de voorspelde waarden van de verankeringslengtes berekend met de formules van de NBN en deze gehaald uit de proefresultaten. De factor verandert van 1,20 naar 1,23 wat een te verwaarlozen verschil is. Wanneer de factor wordt afgerond naar beneden, hetgeen een veilige benadering is, bekomt men inderdaad de factor 1,2. De factor die in de prNBN B 21-605 [6] te vinden is voor niet-gespannen strengen is dus in overeenstemming met de proefresultaten.

3 Hechtsterkte van niet-gespannen strengen

3.1 *fib Model Code 2010*

Op onderstaande figuur (Figuur 82) is een typisch verloop van het verband tussen de lokale hechtspanning τ_b en de lokale slip s getekend.



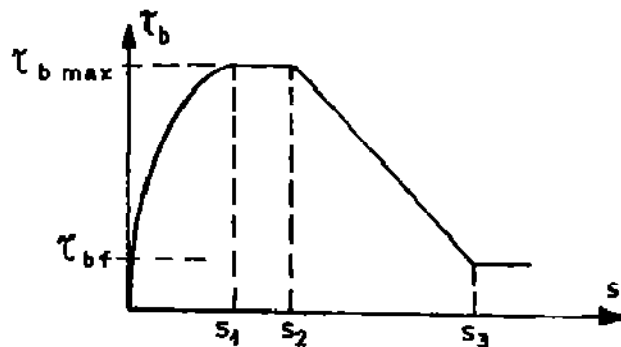
Figuur 82: Typisch verloop τ_b - s [18]

Eerst vindt er interne microscheurvorming en een beperkte verbrijzeling van het beton in contact met de dwarse ribben plaats. Verder nemen beide verschijnselen in belang toe totdat in het punt C de maximale hechtspanning bereikt wordt. Dan zal de staaf verder slippen in een min of meer onregelmatige holte onder een afnemende kracht. Tenslotte wordt in het punt E een residuele waarde bereikt die hoort bij grote slipwaarden.

Een opmerking is dat het gegeven verloop slechts geldig is indien geen openspleten van het omringend beton optreedt [18].

Volgens de *fib Model Code 2010* kan er een verband opgesteld worden tussen de hechtspanning τ_b en de slip s [10]. Het rekenmodel dat voorgesteld wordt in MC2010 kan beschreven worden aan de hand van volgende formules:

$$\begin{aligned}
 \tau_b &= \tau_{b,max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^b & 0 \leq s \leq s_1 \\
 \tau_b &= \tau_{b,max} & s_1 \leq s \leq s_2 \\
 \tau_b &= \tau_{b,max} - (\tau_{b,max} - \tau_{b,f}) \cdot \frac{s - s_2}{s - s_3} & s_2 \leq s \leq s_3 \\
 \tau_b &= \tau_{b,f} & s_3 \leq s
 \end{aligned} \tag{82}$$



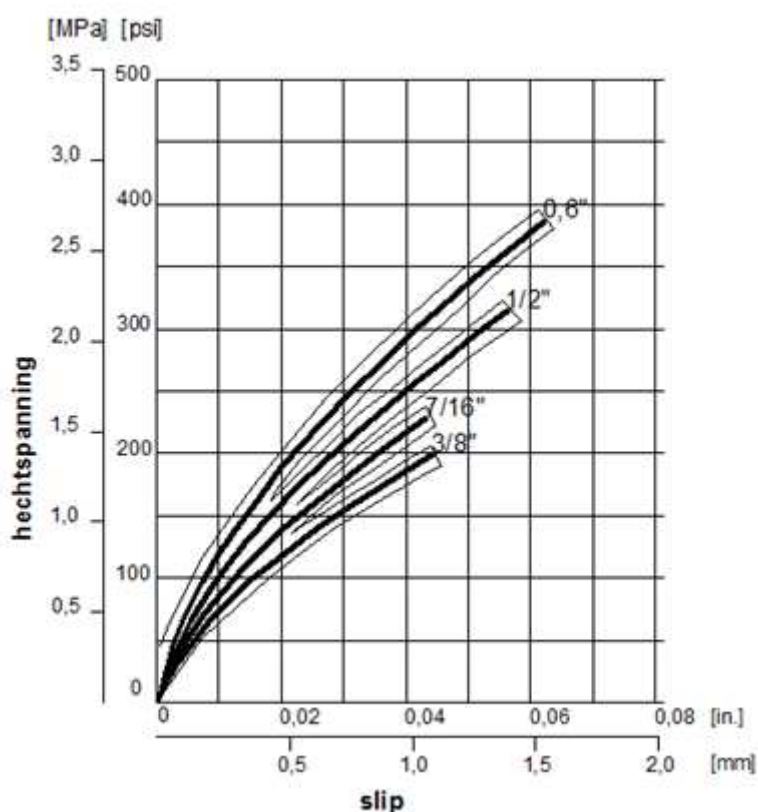
Figuur 83: Schets van het rekenmodel van *fib Model Code 2010* [10]

De waarde van de maximale hechtspanning $\tau_{b,max}$ wordt in de *fib Model Code 2010* evenredig genomen met de wortel van de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} . De waarde van de residuele hechtspanning $\tau_{b,f}$ wordt dan weer evenredig genomen met $\tau_{b,max}$. Verder zijn s_1 , s_2 , s_3 en b nader te bepalen constanten.

3.2 Pull-out proeven aan de Universiteit van Missouri in Columbia

Uit de pull-out proeven aan de Universiteit van Missouri, zijn er ook verbanden gehaald tussen de nominale hechtspanning en de slip van de strengen. Hierbij werd opgemerkt dat de diameter van de strengen een rol speelt in de relatie hechtspanning-slip.

De testen werden uitgevoerd totdat het punt van algemene slip bereikt werd. Dit punt werd geselecteerd als punt van falen omdat de stabiliteit niet steeds verkregen kon worden na dit punt binnen een redelijke tijdsperiode. Bij de testen werd ook vastgesteld dat geen splijtbreuk optrad, maar afschuifbreuk.



Figuur 84: Slip t.o.v. hechtspanning voor verschillende strengdiameters [17]

3.3 Aanbevelingen voor implementatie in fib Model Code 2010

Bovenstaande grafiek (zie Figuur 84) geeft de resultaten weer van de proeven, uitgevoerd op proefstukken waarvan de ingebedde lengte gelijk is aan 30" en dit voor verschillende diameters van de strengen. De karakteristieken van deze proefstukken worden in Tabel 71 herhaald.

Tabel 71: Karakteristieken van de proefstukken

geval	lengte [in]	ϕ [in.]	f_{cm} [psi]	lengte [mm]	ϕ [mm]	f_{cm} [MPa]
a2	30	0,5	5660	762	12,7	39,0
b1	30	0,6	4930	762	15,2	34,0
b2	30	0,4375	5520	762	11,1	38,1
b3	30	0,375	6020	762	9,5	41,5

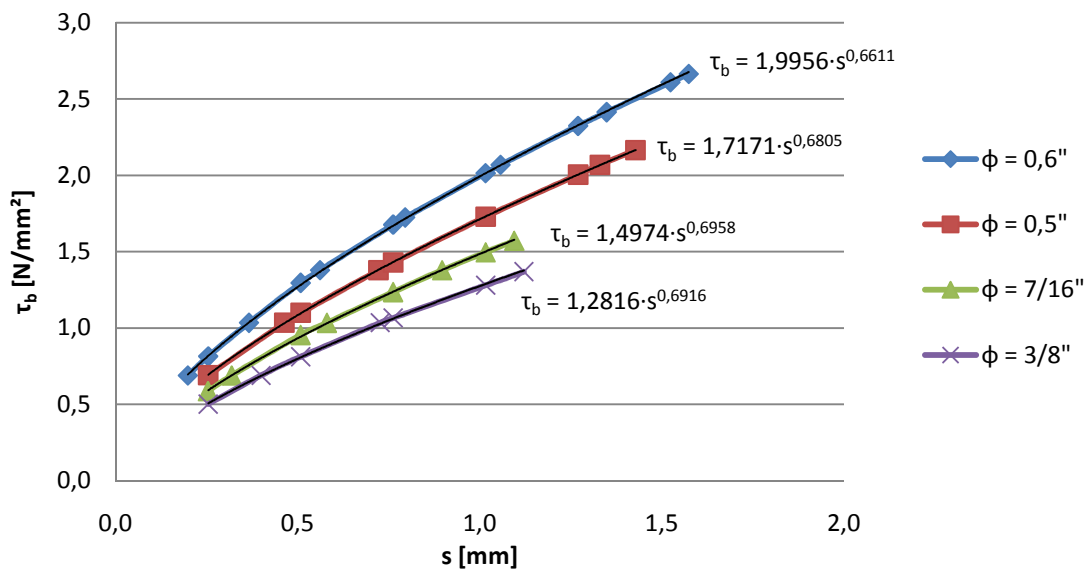
De proeven worden uitgevoerd totdat het punt van algemene slip bereikt wordt. Dit wil zeggen dat in het rekenmodel van de MC2010 enkel het eerste deel van de curve doorlopen wordt ($0 \leq s \leq s_1$). Er wordt verondersteld dat het falingspunt gehaald uit de proeven, overeenstemt met $\tau_{b,max}$. Voor de verschillende diameters wordt nu een curve van de vorm:

$$\tau_b = \tau_{b,max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^b \quad (83)$$

opgesteld die overeenstemt met de gemiddelde waarden gehaald uit de proeven. Verder is:

$$\tau_{b,max} = a \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (84)$$

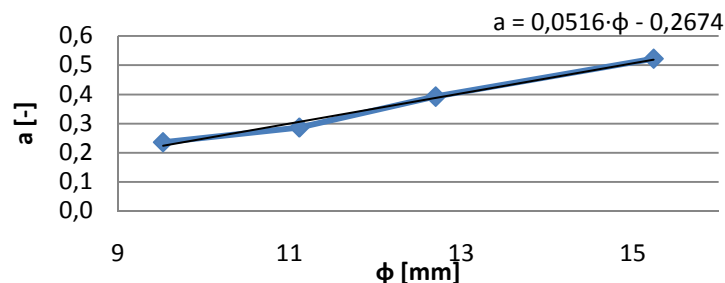
Om de coëfficiënten (a, b en s_1) te bepalen, worden de proefresultaten omgezet naar een grafiek. Voor elke diameter wordt dan een bestpassende machtsfunctie getekend. De resultaten zijn terug te vinden in Figuur 85.



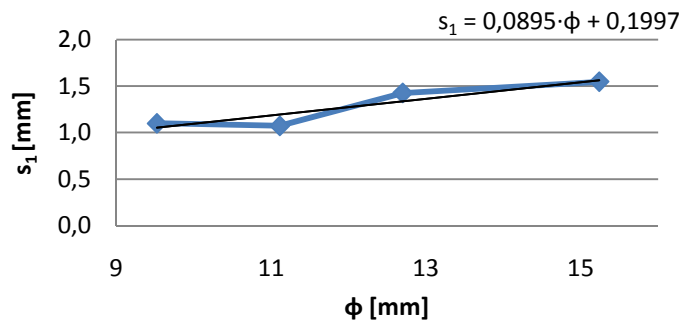
Figuur 85: Verband hechtspanning-slip

Er wordt nu verondersteld dat de macht b dezelfde is voor de vier verschillende diameters. De macht wordt dus gelijk gesteld aan de gemiddelde waarde van de macht bekomen voor de vier verschillende diameters (afgerond op 2 decimalen). Hierdoor verkrijgt men een macht b gelijk aan 0,68.

s_1 en a worden wel afhankelijk van de diameter verondersteld. Deze twee coëfficiënten worden dan ook uitgezet in functie van de verschillende diameters. Verder wordt er ook een lineaire verhouding tussen de coëfficiënten (a en s_1) en de strengdiameter ϕ verondersteld (zie Figuur 86 en Figuur 87).



Figuur 86: Coëfficiënt a in functie van de diameter ϕ



Figuur 87: Coëfficiënt s_1 in functie van de diameter ϕ

De waarden van de coëfficiënten zijn dus:

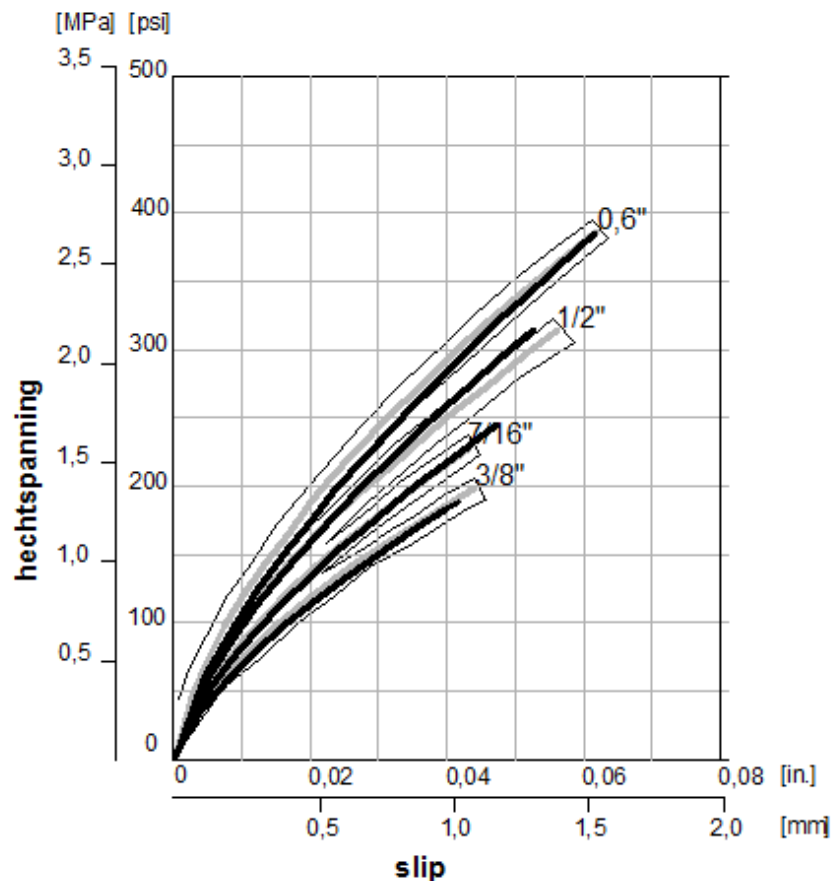
$$b = 0,68 \quad (85)$$

$$a = 0,0516 \cdot \phi + 0,2674 \quad (86)$$

$$s_1 = 0,0895 \cdot \phi + 0,1997 \text{ mm} \quad (87)$$

In deze formules wordt de diameter van de strengen ϕ in mm ingegeven.

Met deze waarden voor de constanten wordt opnieuw de hechtspanning in functie van de slip berekend volgens het rekenmodel van *fib* Model Code 2010. Deze worden dan uitgezet ten opzichte van de proefresultaten (Figuur 88).



Figuur 88: Verband slip-hechtspanning

(grijs —: gemiddelde van de proefresultaten;

zwart —: berekening volgens de formules van *fib* Model Code 2010 met nieuwe constanten)

Men kan dus vaststellen dat er een goede overeenkomst is tussen de proefresultaten en de berekende waarden.

4 Conclusie en aanbevelingen

Ondanks het feit dat in de prefab-betonindustrie niet-gespannen strengen meer en meer gebruikt worden, bestaat er nog geen rationele ontwerpmethodologie voor het bepalen van de verankeringslengte en de hechtsterkte van niet-gespannen strengen.

In dit deel zijn, op basis van pull-outproeven uitgevoerd op niet-gespannen 3-draadsstrengen aan de Universiteit van Missouri in Columbia, de formules voor de verankeringslengte zoals terug te vinden in de NBN EN 1992-1-1 [12][6] gecontroleerd voor niet-gespannen strengen. Ook zijn de formules van de hechtsterkte die terug te vinden zijn in de *fib* Model Code 2010 aangepast, zodat ze gelden voor niet-gespannen strengen.

Als eerste is de formule voor de verankeringslengte naderbij bekeken. Hierbij is er opgemerkt dat er een factor in de formule van de hechtsterkte voorkomt, die afhankelijk is van het soort wapening.

$$f_{bd} = factor \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (88)$$

Zo is deze factor gelijk aan 2,25 voor geribde wapeningsstaven en gelijk aan 1,2 voor niet-gespannen voorspanstrengen volgens prNBN B 21-605 [6]. De factor voor niet-gespannen strengen wordt gecontroleerd gebruik makend van de pull-outproeven uitgevoerd door de Universiteit van Missouri. Uiteindelijk is het voorstel een factor 1,23 te gebruiken voor de bepaling van de hechtsterkte, wanneer de wapening bestaat uit niet-gespannen strengen. Deze factor verschilt niet van de factor 1,2 die terug te vinden is in prNBN B 21-605 wanneer men veilig afrondt en men kan dus besluiten dat er een goede overeenkomst is tussen de factor van de norm en de experimenteel bekomen factor.

Ten tweede is het verband tussen de hechtspanning en de slip van niet-gespannen strengen bestudeerd. In de *fib* Model Code 2010, wordt een rekenmodel vooropgesteld, dat afhankelijk is van enkele constanten ($\tau_{bmax} = a \cdot \sqrt{f_{ck}}$, s_1 en b).

$$\tau_b = \tau_{b,max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^b \quad 0 \leq s \leq s_1 \quad (83)$$

Deze constanten worden in de Model Code 2010 [10] gegeven voor geribde staven.

$$b = 0,4 \quad (89)$$

$$s_1 = 1,0\text{mm} \quad (90)$$

$$\tau_{bmax} = 2,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (91)$$

Voor niet-gespannen strengen zijn hiervoor geen waarden beschikbaar in de literatuur. Aan de hand van de pull-outproeven uitgevoerd aan de universiteit van Missouri, is een voorstel gedaan voor deze constanten, namelijk:

$$b = 0,68 \quad (88)$$

$$a = 0,0516 \cdot \phi + 0,2674 \quad (86)$$

$$\tau_{bmax} = a \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (84)$$

$$s_1 = 0,0895 \cdot \phi + 0,1997\text{mm} \quad (87)$$

Wanneer de waarden van de coëfficiënten vergeleken worden, ziet men dat voor niet-gespannen strengen de waarde van de macht b groter is. Door deze grotere macht, zal de hechtspanning-slip curve een steilere helling vertonen. Ook de waarde van s_1 is groter voor relevante waarden voor de strengdiameter ϕ . Hierdoor zal de hechtspanning-slip curve dan weer een minder steile helling vertonen. Deze twee effecten zullen elkaar deels opheffen. Verder is de waarde van τ_{bmax} veel lager dan $2,5\sqrt{f_{ck}}$, waardoor de maximale hechtspanning van niet-gespannen strengen, zoals verwacht, kleiner zal zijn dan de hechtspanning van geribde staven.

Referenties

- [1] American concrete institute (ACI), Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05), 2005
- [2] Bertagnoli G.& Mancini G., failure analysis of hollow-core slabs tested in shear, Structural Concrete, Vol. 10, No. 3 , 2009, p.139-152
- [3] Bertagnoli G. & Mancini G. & Pajari M., discussion: failure analysis of hollow-core slabs tested in shear, Structural concrete, Vol. 11, No.4 , 2010, p.229-230
- [4] Brehm E., Schmidt H., Graubner C.-A., “model uncertainties for shear capacity prediction of reinforced concrete members”, Chair of concrete and masonry structures, Technische Universität Darmstadt
- [5] Buettner D.R. & Becker R.J., PCI (precast/prestressed concrete institute) manual for the design of hollow core slabs, Chicago, Illinois, 1988
- [6] Bureau voor Normalisatie, Belgische norm prNBN B 21-605: geprefabriceerde betonproducten – Holle vloerplaten – Nationale aanvulling bij NBN EN 1168+A2:2009, Brussels, Belgium, 2009
- [7] Bureau voor Normalisatie, Geregistreerde Belgische norm NBN EN 1168+A2: geprefabriceerde betonproducten – Holle vloerplaten, Brussels, Belgium, 2009
- [8] Cecat H., “studie van de krachtsoverdracht in de verankeringszone van geprefabriceerde holle vloerplaten”, afstudeerwerk academiejaar 1991-92, Universiteit Gent
- [9] Comité Euro-internationale du beton-Federation Internationale du Beton (CEB-FIP), Model Code 1990, Thomas Telford, London, 1993
- [10] Comité Euro-internationale du Beton-Federation Internationale du Beton (CEB-FIP), Model Code 2010, Thomas Telford, London, Maart 2010
- [11] Comité Européen de Normalisation. EN1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, Brussels, Belgium, 2010
- [12] European committee for standardization, EN1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, Brussels, Belgium, 2004
- [13] Febe, “ontwerpen van constructies in prefab beton”, geraadpleegd op 20 september 2010, op http://www.febe.be/nl_BE/publications
- [14] Hawkins N.M.& Gosh S.K., Shear strength of hollow-core slabs, PCI-journal, Januari-Februari 2006, p.110-114

- [15] Noppakunwijai P. et al., Pullout capacity of non-prestressed bent strands for prestressed concrete girders, PCI Journal, Juli-Augustus 2002, p.90-104
- [16] Poppe A.-M., Verstraeten A., “studie van de dwarskrachtsterkte van verankeringszones van geprefabriceerde spanbetonelementen”, afstudeerwerk academiejaar 1995-1996, Universiteit Gent
- [17] Salmons J.R., McCrate T. E. - Bond characteristics of untensioned prestressing strand – PCI Journal/ January-February 1977 p.52-65
- [18] Taerwe L. , Gewapend beton, Universiteit Gent, Faculteit ingenieurswetenschappen
- [19] Taerwe L., Voorgespannen beton, Universiteit Gent, Faculteit ingenieurswetenschappen
- [20] Vanhooymissen L., Spegelaere M., Van Gysel A. & De Vylder W., gewapend beton-berekening volgens NBN B15-002, Gent, Academia Press, 2002
- [21] Vincart N., “Synthese van de formules voor de berekening van dwarskrachtwapening in elementen van gewapend beton”, afstudeerwerk academiejaar 1997-1998, Universiteit Gent
- [22] Yang L., Design of prestressed hollow core slabs with reference to web shear failure, Journal of Strucural Engineering, Vol. 120, No. 9, September 1994, p.2675-2696

