

Faculteit Industriële
Ingenieurswetenschappen

master in de industriële wetenschappen:
bouwkunde

Masterthesis

Gedrag en ontwerp van wapeningskorven in CSM-beschoeiingswanden

Stef Jacobs
Maartje Nauwelaerts

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

PROMOTOR :
Prof. dr. ir. Herve DEGEE

PROMOTOR :
Dhr. Bas BAETEN

Gezamenlijke opleiding UHasselt en KU Leuven



Universiteit Hasselt | Campus Diepenbeek | Faculteit Industriële Ingenieurswetenschappen | Agoralaan Gebouw H - Gebouw B | BE 3590 Diepenbeek

Universiteit Hasselt | Campus Diepenbeek | Agoralaan Gebouw D | BE 3590 Diepenbeek
Universiteit Hasselt | Campus Hasselt | Martelarenlaan 42 | BE 3500 Hasselt



2024
2025

Faculteit Industriële Ingenieurswetenschappen

master in de industriële wetenschappen:
bouwkunde

Masterthesis

Gedrag en ontwerp van wapeningskorven in CSM-beschoeiingswanden

Stef Jacobs

Maartje Nauwelaerts

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

PROMOTOR :

Prof. dr. ir. Herve DEGEE

PROMOTOR :

Dhr. Bas BAETEN



KU LEUVEN

Woord vooraf

The end of an era.

Met deze masterproef sluiten we onze opleiding tot industrieel ingenieur af. Het was een intens, maar leerrijk traject waarin we onze kennis uit de lessen sterkteleer eindelijk écht in de praktijk konden brengen. Het gekozen onderwerp bood ons niet alleen een stevige technische uitdaging, maar bleek ook verrassend relevant voor de bouwsector. Dat Smet Group effectief verder aan de slag kan met onze resultaten, maakt het voor ons extra waardevol.

Natuurlijk hadden we dit alles niet kunnen realiseren zonder de hulp van enkele mensen, aan wie we graag onze dank uitspreken.

Eerst en vooral willen we Prof. Dr. Ir. Hervé Degée bedanken voor zijn begeleiding, zijn constructieve feedback en het vertrouwen dat hij ons gaf om zelfstandig te werken aan dit project.

Ook het team van het Applicatiecentrum Beton & Bouw (ACB²-labo) willen we graag bedanken. In het bijzonder Dr. Ing. Rik Steensels en Dan Dragan, die ons met veel kennis en geduld door de proefopstellingen loodsten. Hun inzichten hielpen ons een grote stap vooruit in de verwerking van de resultaten.

Tot slot willen we Smet Group, en in het bijzonder Bas Baeten en Jan Verstraelen, bedanken voor het aanbieden van dit interessante onderwerp en het realiseren van de wanden waarop wij later onze proeven konden uitvoeren. Dankzij hun bijdrage konden we werken met realistische en grootschalige proefstukken.

Aan iedereen die ons geholpen, ondersteund of gemotiveerd heeft: bedankt!

Inhoudsopgave

Woord vooraf	1
Inhoudsopgave.....	3
Lijst van tabellen	7
Lijst van figuren	9
Verklarende woordenlijst.....	11
Abstract.....	13
Abstract in English.....	15
1 Inleiding	17
2 Literatuurstudie	19
2.1 <i>Inleiding tot de soilmixtechniek</i>	19
2.1.1 Ontwikkeling.....	19
2.1.2 Toepassing in de bouwsector	19
2.1.3 Voordelen t.o.v. traditionele methoden	19
2.2 <i>Uitvoering op de werf</i>	20
2.2.1 Mengpompinstallatie	20
2.2.2 Freesstelling.....	20
2.2.3 Uitvoering van een aaneengesloten wand	21
2.2.4 Dimensies van een CSM-paneel	22
2.2.5 Samenstelling van het grout	22
2.3 <i>Aangrijpende belastingen.....</i>	23
2.3.1 Eigengewicht	23
2.3.2 Actieve en passieve horizontale gronddruk	24
2.3.3 Horizontale waterdruk.....	25
2.3.4 Verticale waterdruk.....	25
2.3.5 Bovenbelasting.....	25
2.4 <i>Belastingoverdracht naar de wapening.....</i>	26
2.4.1 Staalprofielen	26
2.4.2 Wapeningskorven	26
2.5 <i>Ontwerpprincipes en dimensionering van de wapening.....</i>	27
2.5.1 Strut-and-tie model voor stalen profielen	27
2.5.2 Strut-and-tie model aangepast voor wapeningskorven	30
2.5.3 Eurocode 2	31
2.6 <i>Stijfheidseigenschappen van het grout.....</i>	37
2.6.1 Elasticiteitsmodulus van het soilmix-materiaal.....	37
2.6.2 Ongescheurde buigstijfheid E_{l} ongescheurd	37
2.6.3 Gescheurde buigstijfheid E_{l} gescheurd	38
2.6.4 Effectieve buigstijfheid E_{leff}	39

3	Testprocedure	40
3.1	<i>Doel en relevantie van de testen</i>	40
3.2	<i>Proefsopstelling</i>	40
3.2.1	Schets van de proefopstelling.....	40
3.2.2	Meetapparatuur.....	42
3.3	<i>Proefstukken</i>	43
3.4	<i>Eigenschappen van het grout</i>	44
4	Testresultaten driepuntsbuigproeven	47
4.1	<i>Driepuntsbuigproef op proefstuk 1A.....</i>	47
4.2	<i>Driepuntsbuigproef op proefstuk 1B</i>	49
4.3	<i>Driepuntsbuigproef op proefstuk 2A.....</i>	51
4.4	<i>Driepuntsbuigproef op proefstuk 2B</i>	53
5	Evaluatie van de resultaten op vlak van sterkte	55
5.1	<i>Proefstuk 1A.....</i>	57
5.2	<i>Proefstuk 1B.....</i>	59
5.3	<i>Proefstuk 2A.....</i>	61
5.4	<i>Proefstuk 2B.....</i>	63
5.5	<i>Conclusie i.v.m. de sterkte van CSM-wanden.....</i>	65
6	Evaluatie van de resultaten op vlak van stijfheid	66
6.1	<i>Bepaling van EI a.d.h.v. de testresultaten</i>	66
6.1.1	Ongescheurde buigstijfheid	66
6.1.2	Gescheurde buigstijfheid	66
6.1.3	Effectieve buigstijfheid	67
6.2	<i>Proefstuk 1A.....</i>	68
6.2.1	Ongescheurde buigstijfheid	68
6.2.2	Gescheurde buigstijfheid	68
6.2.3	Effectieve buigstijfheid	70
6.3	<i>Proefstuk 1B.....</i>	70
6.3.1	Ongescheurde buigstijfheid	70
6.3.2	Gescheurde buigstijfheid	71
6.3.3	Effectieve buigstijfheid	72
6.4	<i>Proefstuk 2A.....</i>	73
6.4.1	Ongescheurde buigstijfheid	73
6.4.2	Gescheurde buigstijfheid	73
6.4.3	Effectieve buigstijfheid	75
6.5	<i>Proefstuk 2B.....</i>	75
6.5.1	Ongescheurde buigstijfheid	75
6.5.2	Gescheurde buigstijfheid	76
6.5.3	Effectieve buigstijfheid	77

6.6	<i>Overzicht van de praktische resultaten</i>	78
6.7	<i>Bepaling van EI a.d.h.v. theoretische berekeningen</i>	78
6.8	<i>Overzicht van de theoretische resultaten</i>	80
6.9	<i>Vergelijking praktische en theoretische waarden</i>	81
6.9.1	Proefstuk 1A	81
6.9.2	Proefstuk 1B	82
6.9.3	Proefstuk 2A	82
6.9.4	Proefstuk 2B	83
6.10	<i>Conclusie i.v.m. de stijfheid van CSM-wanden</i>	84
7	Besluit	86
8	Referentielijst	87
9	Bijlagen	88
9.1	<i>Bijlage A: Weerstand proefstukken</i>	88
9.1.1	Proefstuk 1A	88
9.1.2	Proefstuk 1B	90
9.1.3	Proefstuk 2A	92
9.1.4	Proefstuk 2B	94
9.2	<i>Bijlage B: Stijfheid proefstukken.....</i>	96
9.2.1	Proefstuk 1A	96
9.2.2	Proefstuk 1B	98
9.2.3	Proefstuk 2A	100
9.2.4	Proefstuk 2B	102

Lijst van tabellen

Tabel 1: Resultaten drukproeven en E-modulusmetingen op groutkernen	44
Tabel 2: Vergelijking sterktewaarden ontwerp vs. testresultaten - Proefstuk 1A	58
Tabel 3: Vergelijking sterktewaarden ontwerp vs. testresultaten - Proefstuk 1B.....	60
Tabel 4: Vergelijking sterktewaarden ontwerp vs. testresultaten - Proefstuk 2A	62
Tabel 5: Vergelijking sterktewaarden ontwerp vs. testresultaten - Proefstuk 2B.....	64
Tabel 6: Overzicht resultaten o.b.v. sterkte.....	65
Tabel 7: Overzicht resultaten o.b.v. stijfheid afgeleid uit testresultaten	78
Tabel 8: Gegevens proefstuk 1A	78
Tabel 9: Overzicht resultaten o.b.v. stijfheid berekend a.d.h.v. theoretische formules.....	80
Tabel 10: Vergelijking stijfheidswaarden berekeningen vs. testresultaten - Proefstuk 1A.....	81
Tabel 11: Vergelijking stijfheidswaarden berekeningen vs. testresultaten - Proefstuk 1B	82
Tabel 12: Vergelijking stijfheidswaarden berekeningen vs. testresultaten - Proefstuk 2A.....	83
Tabel 13: Vergelijking stijfheidswaarden berekeningen vs. testresultaten - Proefstuk 2B	84
Tabel 14: Overzicht resultaten o.b.v. stijfheid berekend a.d.h.v. theoretische formules.....	85
Tabel 15: Overzicht resultaten o.b.v. stijfheid afgeleid uit testresultaten	85

Lijst van figuren

Figuur 1: Mengpompinstallatie	20
Figuur 2: Freesstelling.....	20
Figuur 3: Freeswielen.....	21
Figuur 4: Schematische voorstelling uitvoering CSM-wanden.....	21
Figuur 5: Schematische voorstelling CSM-paneel.....	22
Figuur 6: Aangrijpende belastingen	23
Figuur 7: Belastingsoverdracht CSM-wand gewapend met staalprofielen	26
Figuur 8: Belastingsoverdracht CSM-wand gewapend met wapeningskorven.....	26
Figuur 9: Boogwerking CSM-wand gewapend met staalprofielen	27
Figuur 10: Krachtswerking op de aanzet van het profiel	28
Figuur 11: Boogwerking CSM-wand gewapend met wapeningskorven.....	30
Figuur 12: N'aanzet ontbinden in N1	31
Figuur 13: N'aanzet ontbinden in N2	31
Figuur 14: Rekdiagram in UGT	32
Figuur 15: Geometrie, rekken, spanningen en krachten.....	32
Figuur 16: Ritter en Mörsch	36
Figuur 17: Geometrie, rekken, spanningen en krachten in een gescheurde betondoorsnede	38
Figuur 18: Proefopstelling buigproeven.....	41
Figuur 19: Proefopstelling dwarskrachtproeven	41
Figuur 20: Scharnierende oplegging	41
Figuur 21: Drukpers met verdeelbalk.....	41
Figuur 22: Roloplegging	41
Figuur 23: Schematische voorstelling van een lineaire verplaatsingspotentiometer.....	42
Figuur 24: Doorsneden proefstuk 1A.....	43
Figuur 25: Doorsneden proefstuk 1B	43
Figuur 26: Doorsneden proefstuk 2A.....	43
Figuur 27: Doorsneden proefstuk 2B	43
Figuur 28: Belastingsverloop drukproef op de eerste 17 groutkernen	45
Figuur 29: Gebroken groutkernen geordend volgens druksterkte	45
Figuur 30: Normaalverdeling druksterkte	46
Figuur 31: Proefopstelling 1A [mm]	47
Figuur 32: Kracht-verplaatsingsdiagram 1A.....	47
Figuur 33: Aangepaste kracht-verplaatsingsdiagram 1A	48
Figuur 34: Scheurvorming en falen proefstuk 1A (1)	48
Figuur 35: Scheurvorming en falen proefstuk 1A (2)	48
Figuur 36: Proefopstelling 1B [mm]	49
Figuur 37: Kracht-verplaatsingsdiagram 1B	49
Figuur 38: Scheurvorming en falen proefstuk 1B (1)	50
Figuur 39: Scheurvorming en falen proefstuk 1B (2)	50
Figuur 40: Scheurvorming en falen proefstuk 1B (3)	50
Figuur 41: Scheurvorming en falen proefstuk 1B (4)	50
Figuur 42: Proefopstelling 2A [mm]	51
Figuur 43: Kracht-verplaatsingsdiagram 2A	51
Figuur 44: Scheurvorming en falen proefstuk 2A (1)	52
Figuur 45: Scheurvorming en falen proefstuk 2A (2)	52

Figuur 46: Scheurvorming en falen proefstuk 2A (3)	52
Figuur 47: Scheurvorming en falen proefstuk 2A (4)	52
Figuur 48: Proefopstelling 2B [mm]	53
Figuur 49: Kracht-verplaatsingsdiagram 2B	53
Figuur 50: Scheurvorming en falen proefstuk 2B (1)	54
Figuur 51: Scheurvorming en falen proefstuk 2B (2)	54
Figuur 52: Scheurvorming en falen proefstuk 2B (3)	54
Figuur 53: Diagram 1A - theorie vs. praktijk	57
Figuur 54: Vrijlichaamschema, dwarskrachten- en momentenlijn 1A	58
Figuur 55: Diagram 1B - theorie vs. praktijk	59
Figuur 56: Vrijlichaamschema, dwarskrachten- en momentenlijn 1B	60
Figuur 57: Diagram 2A - theorie vs. praktijk	61
Figuur 58: Vrijlichaamschema, dwarskrachten- en momentenlijn 2A	62
Figuur 59: Diagram 2B - theorie vs. praktijk	63
Figuur 60: Vrijlichaamschema, dwarskrachten- en momentenlijn 2B	64
Figuur 61: Bepaling ongescheurde en gescheurde zones	67
Figuur 62: Diagram 1A - lineair gedrag vóór het scheurmoment	68
Figuur 63: Diagram 1A - gebruikte kracht en doorbuiging	69
Figuur 64: Ongescheurde en gescheurde zones 1A	69
Figuur 65: Diagram 1A – secansstijfheid	70
Figuur 66: Diagram 1B - lineair gedrag vóór het scheurmoment	71
Figuur 67: Diagram 1B - gebruikte kracht en doorbuiging	71
Figuur 68: Ongescheurde en gescheurde zones 1B	72
Figuur 69: Diagram 1B - secansstijfheid	72
Figuur 70: Diagram 2A - lineair gedrag vóór het scheurmoment	73
Figuur 71: Diagram 2A - gebruikte kracht en doorbuiging	74
Figuur 72: Ongescheurde en gescheurde zones 2A	74
Figuur 73: Diagram 2A – secansstijfheid	75
Figuur 74: Diagram 2B - lineair gedrag vóór het scheurmoment	76
Figuur 75: Diagram 2B - gebruikte kracht en doorbuiging	76
Figuur 76: Ongescheurde en gescheurde zones 2B	77
Figuur 77: Diagram 2B – secansstijfheid	77

Verklarende woordenlijst

b	Totale breedte van een doorsnede
c_{nom}	Betondekking
d	Effectieve hoogte
e	Excentriciteit
EI	Buigstijfheid
f_{cd}	Rekenwaarde van de druksterkte van beton
f_{ck}	Karakteristieke cilinderdruksterkte van beton
$f_{c,mean}$	Gemiddelde druksterkte
f_{yd}	Rekenwaarde van de vloeigrens van wapeningsstaal
f_{yk}	Karakteristieke vloeigrens van wapeningsstaal
h	Hoogte
I	Traagheidsmoment
k	Coëfficiënt, factor
s	Tussenafstand dwarskrachtwapening
z	Hefboomsarm
α	Hoek
α_{cc}	Factor voor beton in op druk belaste rand
β	Hoek; coëfficiënt
γ	Partiële factor
ε_c	Betonstuik
ε_s	Rek van het wapeningstaal
θ	Hoek
ρ	Wapeningsverhouding
σ_c	Drukspanning in het beton
τ	Schuifspanning
φ	Veiligheidsfactor
A_c	Oppervlakte van de betondoorsnede
A_s	Oppervlakte van de doorsnede van de wapening
A_{s1}	Oppervlakte van de doorsnede van de trekwapening
A_{s2}	Oppervlakte van de doorsnede van de drukwapening
A_{sw}	Oppervlakte van de doorsnede van de dwarskrachtwapening
E_{cm}	Elasticiteitsmodulus solmixmateriaal
E_s	Elasticiteitsmodulus wapeningsstaal
N	Normaalkracht
M_{Ed}	Aangrijpend buigmoment
$M_{Rd,max}$	Maximaal weerstandbiedend moment
$M_{Rd,pl}$	Plastisch weerstandsmoment
$M_{Rd,el}$	Elastisch weerstandsmoment
$V_{Rd,max}$	Maximaal weerstandbiedende dwarskracht

Abstract

Deze masterproef onderzoekt de structurele prestaties van Cutter Soil Mixing (CSM)-wanden gewapend met wapeningskorven. Deze techniek biedt een duurzamer en goedkoper alternatief voor de gangbare wapening met stalen profielen, maar wordt momenteel vaak conservatief gedimensioneerd.

Vier grootschalige driepuntsbuigproeven op wanden met verschillende wapeningsconfiguraties bepalen de werkelijke buig- en dwarskrachtcapaciteit. De resultaten werden vergeleken met theoretische voorspellingen op basis van Eurocode 2 en het Buildwise-handboek voor soilmixwanden.

Zowel de werkelijke elastische en plastische momentcapaciteit liggen systematisch hoger dan theoretisch voorspeld, wat suggereert dat het huidige rekenmodel ruimte biedt voor optimalisatie. De resultaten voor de gescheurde stijfheid bevestigen de betrouwbaarheid van het theoretische model en de structurele bijdrage van de gedrukte zone en de wapening na scheurvorming.

Drukproeven tonen aan dat de sterkte en stijfheid van het grout sterk variëren door verschillen in cementconcentratie, wat het belang van een goed gecontroleerd mengproces benadrukt.

Deze studie levert waardevolle inzichten in het gedrag van korfgewapende CSM-wanden en toont aan dat de huidige rekenprocedure betrouwbaar is, ondanks de conservatieve benadering. De resultaten ondersteunen een bredere toepassing van deze techniek, ook in streng gereguleerde markten zoals Nederland. Door het ontwerp te optimaliseren dalen het materiaalgebruik en de kosten, wat direct bijdraagt aan een duurzamere bouwpraktijk.

Abstract in English

This master's thesis investigates the structural performance of Cutter Soil Mixing (CSM) walls reinforced with reinforcement cages. This technique offers a more sustainable and cost-effective alternative to conventional reinforcement with steel profiles but is currently often conservatively designed.

Four large-scale three-point bending tests on walls with various reinforcement configurations were conducted to determine their actual bending and shear capacity. The results were compared to theoretical predictions based on Eurocode 2 and the Buildwise design manual for soil mix walls.

Both the actual elastic and plastic moment capacities consistently exceeded theoretical predictions, suggesting that the current design model offers room for optimization. The results for the cracked stiffness confirm the reliability of the theoretical model and the structural contribution of the compressed zone and the reinforcement after cracking.

Compression tests show that the strength and stiffness of the grout vary significantly due to differences in cement concentration, highlighting the importance of a well-controlled mixing process.

This study provides insights into the behavior of cage-reinforced CSM walls and demonstrates that the current design procedure is reliable, despite its conservative nature. The findings support more extensive application of this technique, even in highly regulated regions. By optimizing the design, material use and costs can be reduced, directly contributing to more sustainable construction practices.

1 Inleiding

Het soilmix-proces, dat zijn oorsprong vindt in de jaren 70 in Japan en Scandinavië, is al decennialang een gevestigde methode voor grondverbetering. Bij dit proces wordt een speciaal ontworpen machine gebruikt om de bodem ter plaatse te mengen met een bindmiddel, meestal cement, om de eigenschappen van de bodem te verbeteren. Sinds de vroege jaren 2000 wordt de soilmix-technologie steeds vaker toegepast voor de constructie van grond- en waterkerende wanden. Deze ontwikkeling is niet verwonderlijk, gezien de talrijke voordelen van soilmix-wanden ten opzichte van traditionele methoden, zoals het beperken van trillingen, het vermijden van grondwaterverlaging, en de mogelijkheid om grondstoffen op de bouwplaats te hergebruiken.

In 2016 publiceerde Buildwise het ‘Handboek Soilmix-wanden: Ontwerp en uitvoering’, waarin richtlijnen zijn opgenomen voor het ontwerpen en bouwen van soilmix-wanden versterkt met stalen IPE- of HEA-profielen. Hoewel staalprofielen zorgen voor structurele sterkte, kan het gebruik ervan leiden tot overdimensionering en inefficiënt materiaalgebruik. Wapeningskorven worden steeds vaker beschouwd als een economisch alternatief, maar de huidige dimensioneringsmethoden, gebaseerd op richtlijnen zoals Eurocode 2 en 7, geven niet altijd een nauwkeurige weergave van de werkelijke prestaties. Uit praktijkervaring blijkt dat soilmix-wanden vaak sterker zijn dan theoretisch berekend, maar hier is geen empirisch bewijs van. Dit gebrek aan bewijs belemmert de toepassing van deze techniek in landen met strenge regelgeving, zoals Nederland.

Deze masterproef heeft als doel na te gaan in welke mate de berekeningsprocedure uit Eurocode 2, die bedoeld is voor betonwanden, ook betrouwbaar kan worden toegepast op CSM-wanden met wapeningskorven, zoals momenteel toegepast door Smet Group. Dit gebeurt door middel van grootschalige driepuntsbuigproeven op proefstukken met verschillende wapeningsconfiguraties. De verkregen experimentele resultaten worden vervolgens vergeleken met de theoretisch voorspelde weerstand en buigstijfheid volgens de toegepaste rekenmethode.

In deze masterproef wordt ook kort het strut-and-tie model toegelicht als achtergrond bij de krachtswerking in CSM-wanden. Deze bespreking is louter informatief; het model wordt niet gebruikt voor berekeningen.

De centrale onderzoeksvraag luidt: Hoe betrouwbaar zijn de huidige ontwerpregels voor korfgewapende soilmix-wanden wanneer ze getoetst worden aan praktijkmetingen?

2 Literatuurstudie

2.1 Inleiding tot de soilmixtechniek

2.1.1 Ontwikkeling

Soilmix-technologie, ook wel "soil mixing" genoemd, vindt zijn oorsprong in de tweede helft van de 20e eeuw als een methode voor grondverbetering. Ingenieurs ontwikkelden deze techniek om de stabiliteit van zwakke of instabiele gronden te vergroten door deze ter plekke te mengen met bindmiddelen zoals cement of kalk. Dit bood een kosteneffectieve en milieuvriendelijke oplossing waarbij grote hoeveelheden grond niet afgevoerd of vervangen hoefden te worden.

Door de ontwikkeling van geavanceerdere mengmachines, diepere mengfreezen en specifiek samengestelde bindmiddelen evolueerde soilmix tot een bouwtechniek die niet alleen grondversteving bood, maar ook geschikt werd voor de aanleg van grond- en waterkerende wanden.

2.1.2 Toepassing in de bouwsector

Eerder werd soilmix toegepast voor grondverbetering bij bouwwerken op slappe gronden, funderingen van wegen en spoorwegen, en milieusanering door het isoleren van verontreinigde grondlagen en het voorkomen van grondwaterverontreiniging. Tegenwoordig wordt soilmix echter ook breed toegepast in de realisatie van grond- en waterkerende structuren, waaronder bouwkuipen, damwanden, kademuuren en funderingen van ondergrondse constructies zoals tunnels en parkeergarages.

Doordat soilmix-technologie nagenoeg trillingvrij is, kan deze effectief worden ingezet in dichtbebouwde stedelijke gebieden en nabij bestaande structuren. Bovendien biedt de methode mogelijkheden voor zowel waterremmende als waterkerende toepassingen, afhankelijk van de gekozen mengverhoudingen en bindmiddelen.

2.1.3 Voordelen t.o.v. traditionele methoden

Vergeleken met conventionele grondverbeteringstechnieken biedt soilmix-technologie verschillende voordelen.

- Duurzaamheid en milieuvriendelijkheid: door de aanwezige bodem in situ te stabiliseren en te versterken, wordt de noodzaak voor het afgraven, transporteren en vervangen van grote hoeveelheden grond gereduceerd. Dit vermindert de ecologische voetafdruk van bouwprojecten en draagt bij aan circulair bouwen.
- Kostenefficiëntie: doordat minder materiaalbeweging en -verwijdering nodig is, kunnen bouwkosten verlaagd worden. Daarnaast leidt de snelle uitvoerbaarheid van het proces tot kortere bouw tijden en minder hinder op de bouwplaats.
- Minimale omgevingsimpact: de techniek genereert weinig geluid en trillingen, wat essentieel is voor werkzaamheden in stedelijke of kwetsbare gebieden. Dit maakt de methode bijzonder geschikt voor projecten waar traditionele funderings- en grondverbeteringstechnieken beperkingen kennen.
- Gecontroleerde en veelzijdige toepassing: door middel van geavanceerde injectiesystemen en bindmiddeldosering kan de sterkte, waterdichtheid en duurzaamheid van het grout nauwkeurig afgestemd worden op de technische eisen van een specifiek project. Hierdoor is de techniek breed toepasbaar in uiteenlopende grondsoorten [1], [2].

2.2 Uitvoering op de werf

Bij soilmixing wordt de grond ter plaatse vermengd met een cementgebonden bindmiddel, wat resulteert in een solide wandstructuur. De specifieke uitvoeringsmethode van soilmix-wanden kan echter variëren per aannemer. Deze paper behandelt de methode die wordt toegepast door Smet Group, namelijk Cutter-Soil-Mixing (CSM) [3].

De volledige soilmix-installatie bestaat uit een semi- of volautomatische mengpompinstallatie en een freesstelling die getoond worden in Figuur 1 en Figuur 2.



Figuur 1: Mengpompinstallatie



Figuur 2: Freesstelling

2.2.1 Mengpompinstallatie

De mengpompinstallatie speelt een cruciale rol in het CSM-proces en zorgt voor de nauwkeurige dosering en verdeling van het bindmiddel in de bodem. Dit systeem bestaat uit verschillende componenten die naadloos samenwerken om een homogeen en kwalitatief hoogwaardig mengsel te garanderen.

In de mengkamer worden cement en water gemengd om klontervorming te voorkomen en een consistente samenstelling te bereiken. Vervolgens wordt het mengsel via pijpleidingen naar de injectiepunten gepompt. De pomp regelt de toevoer van het bindmiddel en zorgt voor een constante, gelijkmatige stroming. Kleppen en regelkranen garanderen dat de juiste hoeveelheid bindmiddel op de juiste locatie wordt geïnjecteerd.

Moderne systemen maken gebruik van sensoren die de druk en het debiet continu monitoren. Hierdoor kunnen real-time gegevens over de dosering en verspreiding van het bindmiddel verzameld worden. Dankzij deze digitale systemen worden automatisch aanpassingen gedaan op basis van wisselende bodemomstandigheden, wat zorgt voor een uniforme menging en een constante kwaliteit van de CSM-wand.

2.2.2 Freesstelling

De kern van de uitvoering bestaat uit het gebruik van gespecialiseerde freeswielen die getoond worden in Figuur 3. Deze wielen zijn uitgerust met roterende mengkoppen en injectiepijpen en verrichten in één continu proces twee belangrijke handelingen, namelijk het frezen en injecteren van de grond.

De machine freest een sleuf in de bodem op de vooraf bepaalde diepte en breedte. Dit gebeurt met behulp van roterende koppen die mechanisch de bodem losmaken. De geometrie van de sleuf wordt nauwkeurig

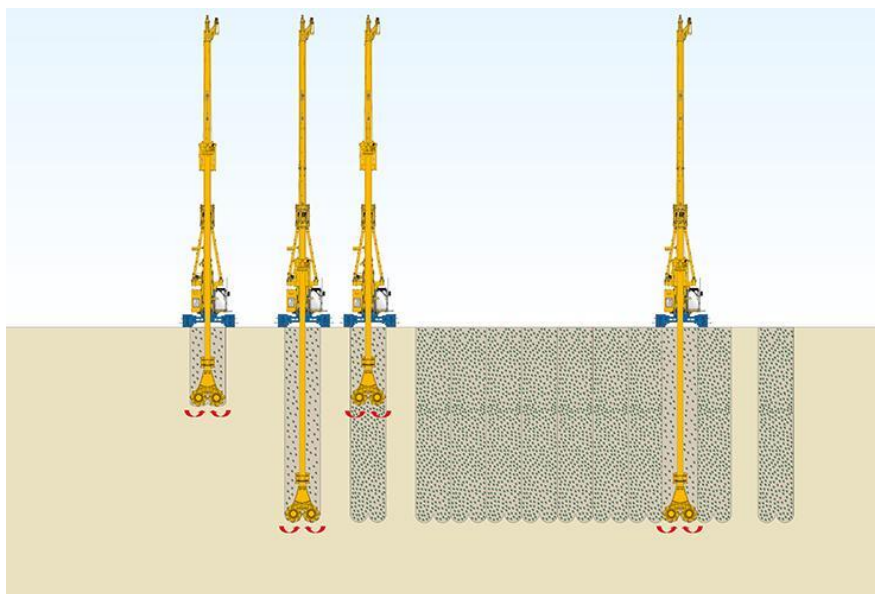
bewaakt via geïntegreerde sensoren en positioneringssystemen. Tegelijkertijd met het frezen wordt het bindmiddel in de sleuf geïnjecteerd. De injectiepijpen zorgen ervoor dat het bindmiddel in de juiste verhoudingen wordt toegevoegd aan de losgemaakte bodem. Vervolgens wordt de grond samen met het bindmiddel gemengd door de roterende mengkoppen. De injectieparameters, zoals de dosering van het cement en de mengsnelheid, worden in real-time gecontroleerd en aangepast om te voldoen aan de vooraf opgestelde ontwerpcriteria.



Figuur 3: Freeswielen

2.2.3 Uitvoering van een aaneengesloten wand

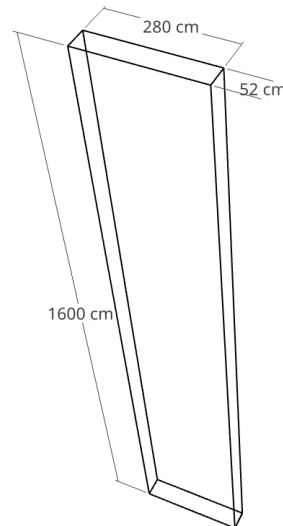
Figuur 4 illustreert een schematische voorstelling van de uitvoering van CSM-wanden. Een CSM-wand is opgebouwd uit paneelvormige elementen die in twee fasen uitgevoerd worden. In de eerste fase worden de primaire panelen geplaatst, waarbij er ruimte tussen de panelen vrij gelaten wordt. In de tweede fase wordt deze tussenruimte opgevuld met de secundaire panelen. Door de overlap van de primaire en secundaire panelen ontstaat een doorlopende, gesloten wand. Na de uitvoering kunnen zowel de primaire als secundaire panelen voorzien worden van wapening.



Figuur 4: Schematische voorstelling uitvoering CSM-wanden

2.2.4 Dimensies van een CSM-paneel

Zoals besproken in de vorige alinea worden wanden opgebouwd uit aaneengeschakelde panelen. Deze panelen hebben specifieke afmetingen. Bij CSM-wanden uitgevoerd door Smet Group is de paneeldikte doorgaans 0,52 m en de standaard paneelbreedte bedraagt 2,80 m. De paneeldiepte is vrij te kiezen en afhankelijk van de specifieke eisen van het project. Doorgaans wordt er gewerkt met panelen van 16 m tot 20 m. Als de projectomstandigheden dit vereisen, kunnen deze wanden aangelegd worden tot een maximale diepte van 30 m. Figuur 5 geeft een schematische voorstelling van een paneel met zijn afmetingen weer.



Figuur 5: Schematische voorstelling CSM-paneel

2.2.5 Samenstelling van het grout

Het in de grond gevormde grout garandeert de stabiliteit en waterdichtheid van de CSM-wand. Dit groutmengsel bestaat hoofdzakelijk uit water, cement, zand en, indien vereist, additieven zoals superplastificatoren en bindingsversnellers. Deze componenten worden zorgvuldig gedoseerd om de gewenste materiaaleigenschappen te optimaliseren.

Tijdens het injecteren van de grond vult het water-cementmengsel de poriën van de grond en reageert het met de aanwezige mineralen. Dit proces leidt tot verstijving en cementatie van de grondmatrix. De hoeveelheid cement in het grout, uitgedrukt in kg/m^3 , wordt bepaald door de water-cementfactor (W/c). Deze parameter bepaalt de uiteindelijke materiaaleigenschappen van het grout, zoals druksterkte, verwerkbaarheid en permeabiliteit. De optimale W/c is afhankelijk van de bodemkarakteristieken en de technische vereisten van de constructie.

Na injectie start het hydratatieproces van het cement, waarbij cementhydraten ontstaan die de gronddeeltjes met elkaar verbinden. Deze exotherme reactie zorgt ervoor dat het mengsel geleidelijk uithardt tot een betonachtige structuur. Tijdens dit uithardingsproces is de stabiliteit van de sleufwanden van essentieel belang om instorting te voorkomen. Het grout biedt weerstand tegen de effectieve grondspanningen door de vorming van een dunne, compacte laag aan de binnenzijde van het freesgat, de zogenaamde 'cake-laag'.

Deze cake-laag ontstaat doordat water uit het groutmengsel de omliggende bodem insijpelt, waardoor fijne deeltjes zoals cement en klei zich concentreren aan de randen en een dichte, compacte laag vormen. Deze laag verbetert de hechting tussen het grout en de grond, vermindert waterdoorlatendheid en draagt

bij aan de stabiliteit van de CSM-wand. De schuifsterkte τ van deze laag wordt berekend aan de hand van de Mohr-Coulomb-theorie:

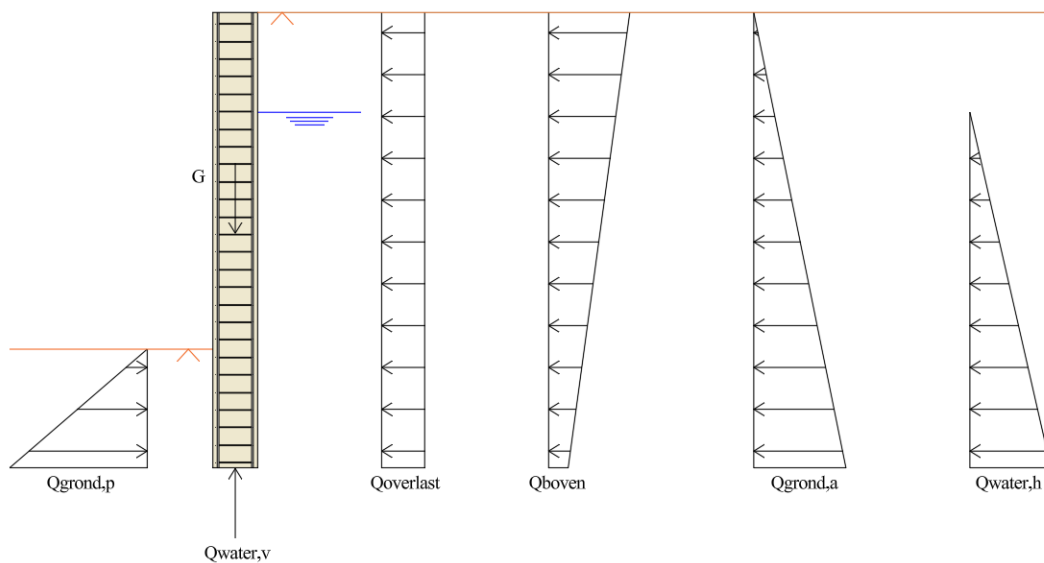
$$\tau = c + k \cdot \sigma \cdot \nu \cdot \tan(\varphi) \quad (1)$$

Waarbij c de cohesie van het materiaal aangeeft, k de permeabiliteit van de grond, σ de spanning die loodrecht op het vlak werkt, ν is de coëfficiënt van Poisson en φ de interne wrijvingshoek.

Daarnaast draagt de cementatie van het grout bij aan een verminderde doorlatendheid van de wand, waardoor waterinfiltratie beperkt wordt. Afhankelijk van de dikte en overlapping van de panelen kunnen hiermee waterkerende structuren gerealiseerd worden.

2.3 Aangrijpende belastingen

Zoals eerder vermeld worden CSM-wanden ingezet als grond- en waterkering bij de aanleg van ondergrondse constructies. De interactie tussen de wand en de omliggende grond is hierbij van cruciaal belang en vraagt om een gedetailleerde beschouwing van de inwerkende belastingen. In Figuur 6 worden alle belastingen die op een CSM-wand inwerken schematisch weergegeven en in de volgende paragrafen worden deze parameters nader toegelicht [4], [5].



Figuur 6: Aangrijpende belastingen

2.3.1 Eigengewicht

Het eigengewicht G is de zwaartekrachtbelasting die wordt veroorzaakt door de massa van de CSM-wand zelf. Dit gewicht wordt berekend op basis van het volume van de wand V_{wand} en het soortelijk gewicht van het grout γ_{grout} en bijkomend het volume van de wapening $V_{wapening}$ en het soortelijk gewicht van staal γ_{staal} .

$$G = V_{wand} \cdot \gamma_{grout} + V_{wapening} \cdot \gamma_{staal} \quad (2)$$

2.3.2 Actieve en passieve horizontale gronddruk

Bij een CSM-beschoeiingswand spelen de actieve en passieve gronddruk een cruciale rol in de stabiliteit en sterkte van de constructie. Bij actieve gronddruk beweegt de grond van de wand weg, waardoor de druk lager wordt dan de neutrale gronddruk. Bij passieve gronddruk wordt de grond samengedrukt door de wand, wat resulteert in een hogere druk dan de neutrale gronddruk. De berekening van de zijwaartse druk op keerwanden gebeurt met behulp van de Rankine- of Coulomb-theorie. De zijwaartse gronddruk Q_{grond} op een diepte z is gelijk aan:

$$Q_{grond,a} = K_a \cdot \gamma_{grond} \cdot z \quad (3)$$

$$Q_{grond,p} = K_p \cdot \gamma_{grond} \cdot z \quad (4)$$

Waarbij γ_{grond} het volumegewicht van de grond is en K de gronddrukcoëfficiënt. Men maakt een onderscheid tussen een actieve gronddrukcoëfficiënt K_a en een passieve gronddrukcoëfficiënt K_p .

De Rankine-theorie geldt voor verticale wanden en gaat ervan uit dat er geen wrijving is tussen de wand en de grond en dat de gronddruk alleen afhangt van de grondsoort en de wrijvingshoek φ . Volgens de theorie van Rankine kunnen K_a en K_p als volgt berekend worden:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6)$$

De Coulomb-theorie houdt wel rekening met wandwrijving en een hellingshoek van de grond achter de wand. Volgens Coulomb worden de gronddrukcoëfficiënten als volgt bepaald:

$$K_a = \frac{\cos^2(\beta - \varphi)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\delta + \varphi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos^2(\beta)}} \right)^2} \quad (7)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\beta + \varphi)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\delta - \varphi) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta - \varphi) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos^2(\beta)}} \right)^2} \quad (8)$$

Waarbij δ de wrijvingshoek tussen de wand en de grond is en β de hellingshoek van de grond achter de wand.

2.3.3 Horizontale waterdruk

Horizontale waterdruk wordt veroorzaakt door het statische waterniveau en grondwaterstroming. Bij een ondoordringbare of slecht doorlatende CSM-wand kan de waterdruk aan één zijde van de wand aanzienlijk oplopen, wat extra belastingen veroorzaakt.

Eenzijds is er de hydrostatische waterdruk u die ontstaat door het gewicht van stilstaand water. De hydrostatische druk wordt berekend met de basiswet van de hydrostatica, afkomstig uit de wet van Pascal:

$$u = \gamma_{water} \cdot h_w \quad (9)$$

Waarbij γ_{water} het soortelijk gewicht van water is en h_w de diepte van de wand onder de grondwatertafel.

In de praktijk is grondwater nooit hydrostatisch, want verschillen in grondwaterpotentiaal veroorzaken grondwaterstroming. Deze hydrodynamische druk $Q_{water,h}$ wordt bepaald met de wet van Darcy:

$$Q_{water,h} = k \cdot i \cdot S \quad (10)$$

Waarbij k de permeabiliteit van de grond is, i het hydraulisch verhang en S de doorstroomsectie van het grondwater.

2.3.4 Verticale waterdruk

De verticale waterdruk is de oprijvende kracht die het water op de wand uitoefent. Deze kracht is gelijk aan het gewicht van het water dat door de wand verplaatst wordt. Dit resulteert in een verticale kracht die naar boven werkt, tegen de zwaartekracht in. Deze oprijvende waterkracht $Q_{water,v}$ wordt afgeleid uit de wet van Archimedes:

$$Q_{water,v} = \gamma_{water} \cdot h_w \cdot A \quad (11)$$

Waarbij γ_{water} het soortelijk gewicht van water is, h_w de diepte van de wand onder de grondwatertafel en A de doorsnede van de wand.

2.3.5 Bovenbelasting

Naast de permanente lasten van de grond en het water kan er ook een extra bovenbelasting Q_{boven} optreden door bijvoorbeeld:

- verkeersbelasting als de wand grenst aan een weg;
- gebouwbelastingen of tijdelijke constructies die in de buurt van de wand gerealiseerd worden.

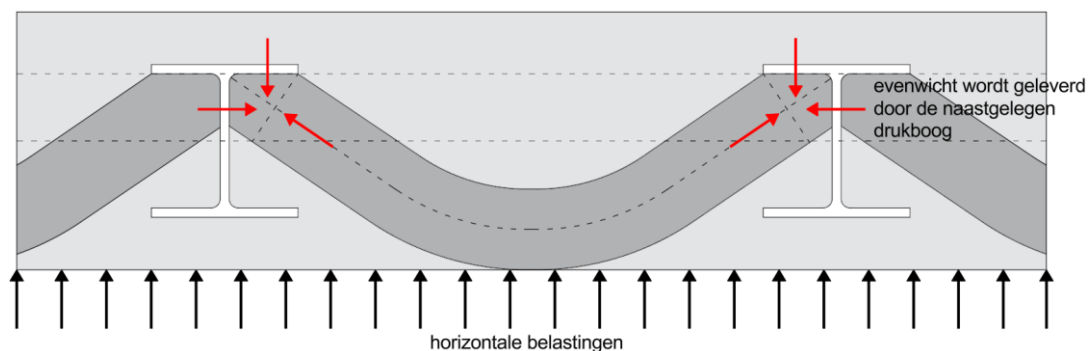
Deze extra belasting verhoogt de druk op de achterliggende grond, wat resulteert in een hogere actieve gronddruk op de wand.

2.4 Belastingoverdracht naar de wapening

Alle opgelegde belastingen dienen te worden opgenomen door de CSM-wand. De structurele stabiliteit van een CSM-wand verschilt van die van traditioneel gewapende betonnen wanden, aangezien het grout aanzienlijk zwakker is, met name wat betreft de treksterkte. Bovendien bemoeilijkt de heterogeniteit van de bodem het waarborgen van een uniforme wandkwaliteit. Om de stabiliteit van CSM-wanden te garanderen, is de toepassing van wapening noodzakelijk.

2.4.1 Staalprofielen

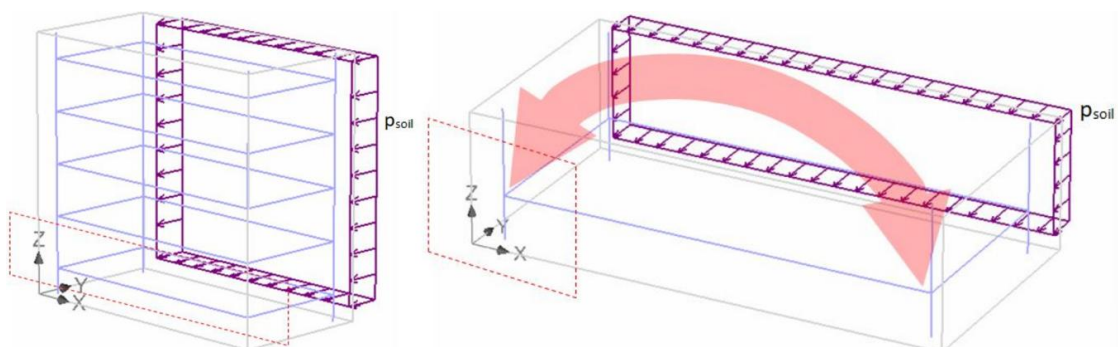
In een wand gewapend met stalen profielen ontwikkelt zich een drukboog, Figuur 7 toont het bijhorende principe. Deze drukboog verspreidt alle op de wand werkende krachten via druk naar de stalen profielen, waarbij trekspanningen in het zwakke grout vermeden worden. De stalen profielen nemen de drukkrachten op en dragen ze over naar de ondergrond of de ankers. Dankzij hun hoge stijfheid kunnen deze profielen aanzienlijke belastingen overdragen zonder grote vervormingen, wat de stabiliteit van de wand waarborgt.



Figuur 7: Belastingoverdracht CSM-wand gewapend met staalprofielen

2.4.2 Wapeningskorven

In wanden waar wapeningskorven toegepast worden in plaats van stalen profielen, verloopt de krachtsoverdracht gelijkaardig. De krachten worden opnieuw via een drukboog overgedragen op de beugels. Het belangrijkste verschil tussen de twee methoden van wapenen is de continuïteit van de profielen vergeleken met de beugels die verdeeld zijn langs de hoogte van de wand. Als gevolg hiervan moeten de spanningen van de drukbogen zowel horizontaal als verticaal herverdeeld worden zoals getoond in Figuur 8. De mate van herverdeling hangt af van de diameter van de beugels en de afstand tussen opeenvolgende staven.



Figuur 8: Belastingoverdracht CSM-wand gewapend met wapeningskorven

2.5 Ontwerpprincipes en dimensionering van de wapening

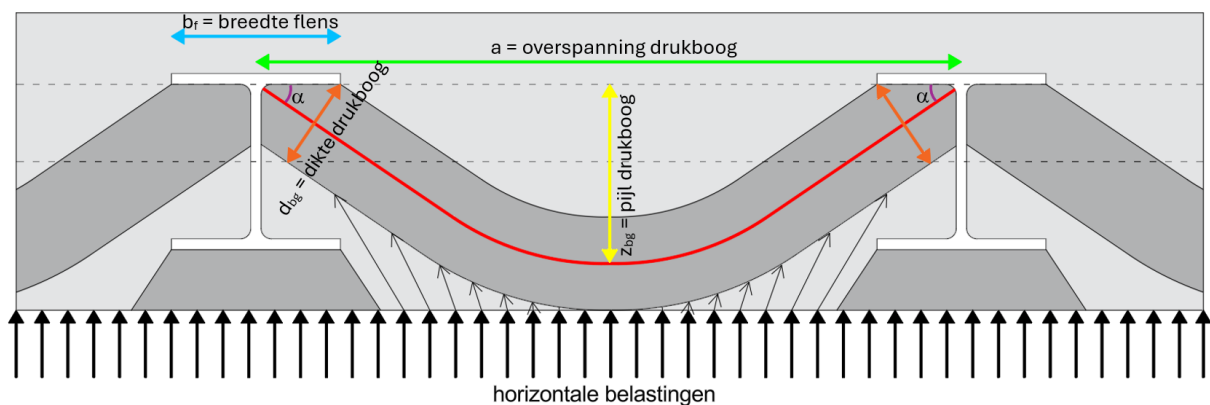
Een goed ontwerp van de wapening is van essentieel belang. De doorsnede van de profielen of de geometrie van de wapeningskorf moeten nauwkeurig afgestemd worden op de belastingseisen en de eigenschappen van het grout.

2.5.1 Strut-and-tie model voor stalen profielen

Voor de wapening van CSM-wanden met stalen profielen zijn theoretische ontwerprichtlijnen ontwikkeld en vastgelegd in het handboek soilmix-wanden van het WTCB [2]. Deze richtlijnen zijn gebaseerd op de drukboogmethode voor het bepalen van de drukkrachten in de CSM-wand. Verder maakt deze methode gebruik van een strut-and-tie-model om de krachtoverdracht via drukstaven en knopen te garanderen. De krachtwerving van een drukboog ontstaat wanneer er sprake is van een gedrongen constructie. Volgens Eurocode 2 [6] is dit het geval wanneer:

$$a < 3 \cdot h_{bg} \quad (12)$$

waarbij a de overspanning van de drukboog is en h_{bg} de maximale beschikbare hoogte voor de drukboog. Deze parameters zijn ter verduidelijking aangeduid op Figuur 9.



Figuur 9: Boogwerking CSM-wand gewapend met staalprofielen

Om de geometrie van de drukboog te bepalen, worden diverse aannamen gehanteerd. Zo wordt de hoogte van de drukboog z_{bg} vastgesteld volgens de nationale bijlage van EN 1992-1-1.

$$z_{bg} = 0,2 \cdot a + 0,4 \cdot h_{bg} \quad (13)$$

$$z_{bg} < 0,6 \cdot a \quad (14)$$

$$z_{bg} < h_{bg} - \frac{d_{bg,mid}}{3} \quad (15)$$

Eveneens wordt de hoek van de aanzet van de drukboog bepaald op basis van het parabolische verloop, waarbij de afgeleide van de parabolische functie de hoek α oplevert.

$$\alpha = \text{boogtan}\left(\frac{4 \cdot z_{bg}}{a}\right) \quad (16)$$

Deze hoek α bepaald ook de dikte van de drukdiagonaal d_{bg} ten opzichte van de flens van het profiel en de breedte van die flens b_f .

$$0,5 d_{bg} = 0,5 \cdot b_f \cdot \sin(\alpha) \quad (17)$$

$$d_{bg} = b_f \cdot \sin(\alpha) \quad (18)$$

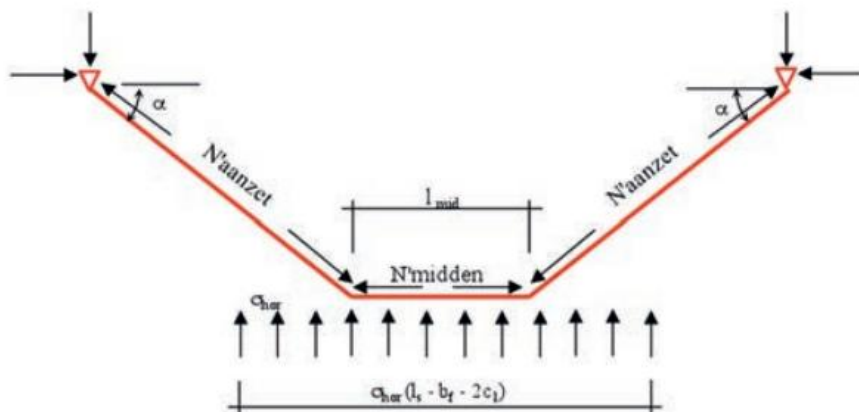
Een vierde en laatste benadering is dat de dikte van de drukboog groter wordt ter hoogte van de middelste doorsnede.

$$d_{bg,midden} = b_f \cdot \tan(\alpha) \quad (19)$$

De krachtsverdeling in de drukboog wordt vervolgens vastgesteld met behulp van een strut-and-tie model. Dit model bestaat uit drie drukstaven die het drukspanningsveld in de drukboog representeren, aangevuld met een oplegging die loodrecht op het lijf van het profiel staat en een oplegging die loodrecht op de flens staat. De dimensionering van deze staafwerkcomponenten verloopt volgens de rekenregels van EN 1992-1-1.

Eerst wordt de kracht op de aanzet van het profiel N'_{aanzet} berekend op basis van de geometrie van het model. Deze kracht is aangeduid in Figuur 10.

$$N'_{aanzet} = \frac{0,5 \cdot f_{hor,drukboog}}{\sin(\alpha)} = \frac{0,5 \cdot \sigma_{hor} \cdot (a - b_f - 2 \cdot c_1)}{\sin(\alpha)} \quad (20)$$



Figuur 10: Krachtwerking op de aanzet van het profiel

De maximaal optredende drukspanning in de aanzet van de boog $\sigma'_{boog,aanzet}$ bedraagt dan:

$$\sigma'_{boog,aanzet} = \frac{N'_{aanzet}}{d_{bg}} \quad (21)$$

Voor de maximale drukspanning in het midden van de drukboog wordt gebruik gemaakt van de geometrie van het stut tand tie model. Via Pythagoras wordt N'_{midden} gevonden:

$$N'_{midden} = \sqrt{(N'_{aanzet})^2 - V_{mid}^2} \quad (22)$$

Waarbij V_{mid} de dwarskracht t.p.v de knik in het staafwerkmodel is. Deze waarde wordt gevonden a.d.h.v. volgende formule:

$$V_{midden} = 0,5 \cdot l_{mid} \cdot \sigma_{hor} = 0,25 \cdot a \cdot \sigma_{hor} \quad (23)$$

De spanning in het midden van de drukboog $\sigma'_{boog,midden,gem}$ is dan:

$$\sigma'_{boog,midden,gem} = \frac{N'_{midden}}{d_{bg,midden}} \quad (24)$$

De spanning in de middendoorsnede is echter niet uniform verdeeld. Vanwege de beperkte momentwerking mag worden aangenomen dat de maximaal opneembare trekspanning is bereikt en als 0 wordt gesteld. Dit betekent dat aan de trekzijde de normale drukspanning, die door N'_{midden} ontstaat, volledig wordt gecompenseerd door het moment. Aan de drukzijde resulteert dit in een verdubbeling van de normale drukspanning.

$$\sigma'_{boog,midden,max} = 2 \cdot \sigma'_{boog,midden,gem} \quad (25)$$

Daarnaast wordt ook de maximale schuifspanning in het strut-and-tie model τ_{ed} vastgesteld.

$$\tau_{ed} = \frac{1,5 \cdot V_{midden}}{d_{bg,midden}} \quad (26)$$

De toetsing van de spanningen in de drukboog gebeurt door deze te vergelijken met de maximaal toegestane spanningen in de knopen en schoren, zoals voorgeschreven in EN 1992-1-1. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de toelaatbare drukspanning bij de aanzet, in de middendoorsnede en de toelaatbare schuifspanning in de boog.

$$\sigma'_{boog,aanzet} \leq K_2 \cdot v \cdot f_{cd} \text{ met } K_2 = 0,85 \quad (27)$$

$$\sigma'_{boog,midden,max} \leq K_2 \cdot v \cdot f_{cd} \text{ met } K_2 = 0,6 \quad (28)$$

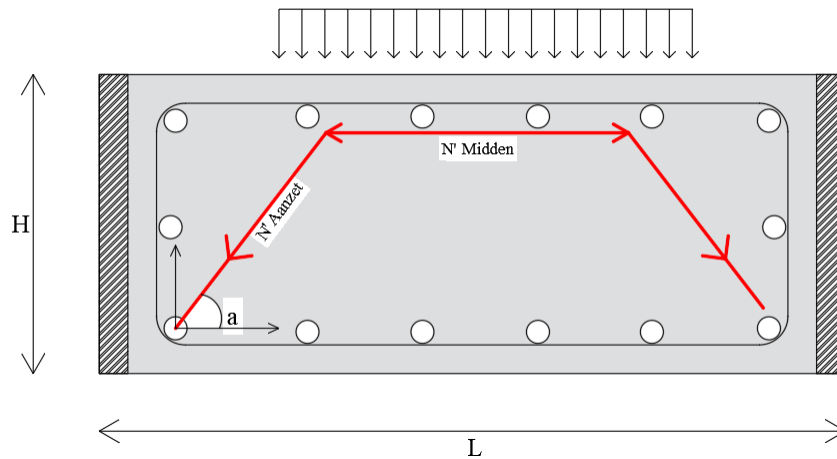
$$\tau_{ed} \leq \tau_{rsm,d} + 0,15 \cdot \sigma'_{boog,midden,gem} \quad (29)$$

2.5.2 Strut-and-tie model aangepast voor wapeningskorven

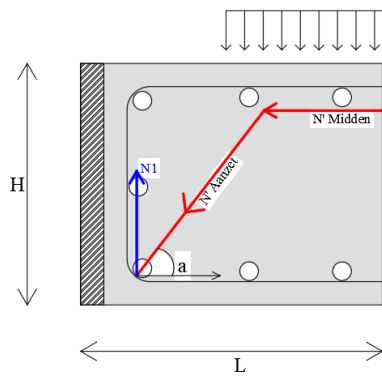
In dit onderzoek ligt de focus op de toepassing van wapeningskorven in plaats van stalen profielen. Dit roept de vraag op in hoeverre de bestaande richtlijnen voor spanningscontrole, die specifiek zijn geoptimaliseerd voor stalen profielen, ook toepasbaar zijn op wapeningskorven.

Om de richtlijnen voor wapeningsprofielen in CSM-wanden te kunnen toepassen op wapeningskorven in CSM-wanden, moeten enkele theoretische aanpassingen gemaakt worden. Zo moet de overspanning van de drukboog gedefinieerd worden als de hart-op-hart afstand tussen de middelpunten van de wapeningskorven. En omdat wapeningskorven niet over een traditionele flensbreedte beschikken, wordt de omtrek van de beugels gebruikt om een equivalente flensbreedte te bepalen.

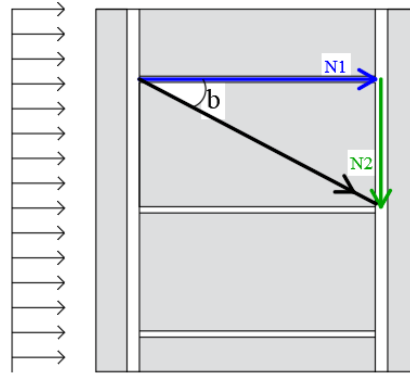
Een onderzoek aan de TUDelft [7] toont aan dat wapeningskorven boogwerking vertonen volgens hetzelfde principe als stalen profielen. Dit principe is voorgesteld in Figuur 11. Hierdoor is het in theorie mogelijk om door de krachten in het strut-and-tie model te ontbinden, de krachten en spanningen in de wapeningsstaven van de korf te bepalen. Zo wordt de normaalkracht in de drukschoor opgesplitst in de krachten N_1 en N_2 die aangeduid zijn in Figuur 12 en Figuur 13.



Figuur 11: Boogwerking CSM-wand gewapend met wapeningskorven



Figuur 12: N'_{aanzet} ontbinden in N_1



Figuur 13: N'_{aanzet} ontbinden in N_2

N_1 representeert de normaalkracht in de beugelwapening en N_2 in de langswapening. Op basis hiervan kan de benodigde wapening A_{wap} berekend worden met volgende formule:

$$A_{wap} = \frac{N}{f_y} \quad (30)$$

Op deze manier biedt het strut-and-tie model een geïntegreerde benadering voor zowel traditionele wapening met stalen profielen als voor wapeningskorven, waarbij de theoretische grondslagen van EN 1992-1-1 van toepassing zijn.

2.5.3 Eurocode 2

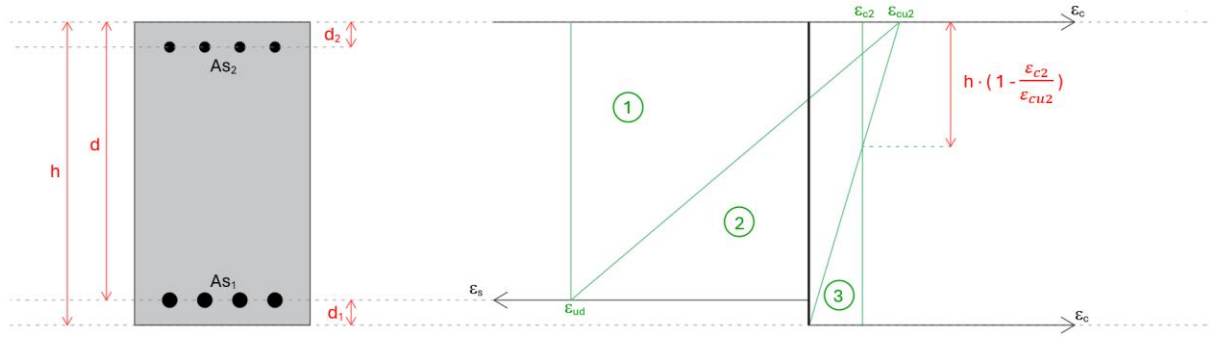
Smet Group hanteert een alternatieve en vereenvoudigde methode, gebaseerd op Eurocode 2 [6]. In deze benadering wordt de CSM-wand gemodelleerd als een gewapende betonwand.

2.5.3.1 Langswapening

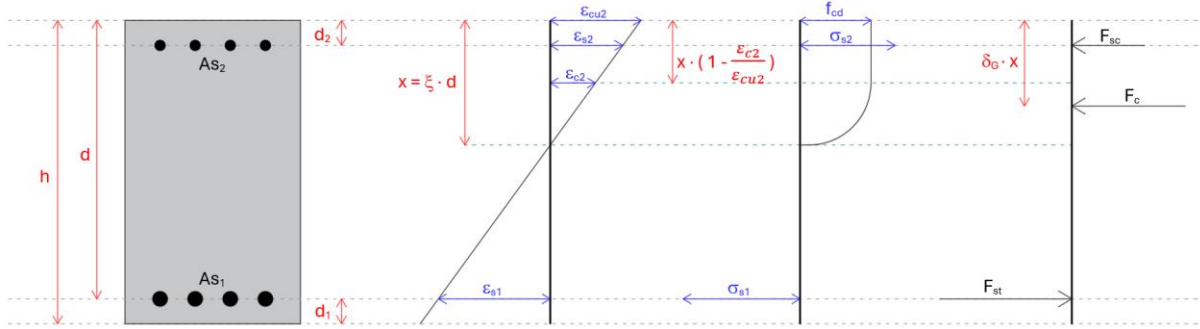
De langswapening wordt bepaald op basis van het rekdiagram van een betonnen doorsnede, zoals weergegeven in Figuur 14 en Figuur 15. Hierbij worden formules afgeleid uit de volgende principes:

- Het verband tussen de spanning en de stuik in beton;
- Het verband tussen de rekken op basis van gelijkvormige driehoeken;
- Het verband tussen de spanning en de rek in staal;
- Een translatie-evenwicht, waarbij de drukkracht in het beton gelijk is aan de trekkracht in het staal;
- Een rotatie-evenwicht, waarbij het weerstand biedend moment gelijk is aan het sollicerend moment.

De verkregen formules worden herleid tot dimensieloze parameters die de basis vormen voor verdere berekeningen.



Figuur 14: Rekdiagram in UGT



Figuur 15: Geometrie, rekken, spanningen en krachten

Om de hoeveelheid langswapening te bepalen, wordt eerst het gereduceerde moment μ_d en de limietwaarde van dit moment $\mu_{d,lim,right}$ berekend. Indien het gereduceerde moment kleiner is dan deze limietwaarde, is zowel trek- als drukwapening noodzakelijk. Wanneer het gereduceerde moment groter is dan de limietwaarde, volstaat het om enkel trekwapening aan te brengen.

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (31)$$

$$\mu_{d,lim,right} = \Psi \cdot \xi_{lim,right} \cdot (1 - \delta_G \cdot \xi_{lim,right}) \quad (32)$$

In deze formules is M_{Ed} het optredende moment berekend in UGT-B, b de breedte van de doorsnede en f_{cd} de rekenwaarde van de betondruksterkte. Verder is Ψ de vullingsgraad, ξ de parameter die de ligging van de neutrale lijn bepaald en δ_G de zwaartepuntscoëfficiënt. Deze parameters worden als volgt bepaald:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} \quad (33)$$

$$\Psi = 0,810 \quad (34)$$

$$\xi_{lim,right} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \frac{f_{yd}}{E_s}} \quad (35)$$

$$\delta_G = 0,416 \quad (36)$$

Indien drukwapening niet vereist is, wordt nog steeds een minimaal aantal wapeningsstaven aangebracht om de beugels aan te bevestigen. Wanneer drukwapening wel noodzakelijk is, wordt de benodigde sectie A_{s2} als volgt berekend:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \mu_{d,lim,right} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}{\sigma_{s2} \cdot (d - d_2)} \quad (37)$$

$$d_2 = c_{nom} + \phi_{beugel} + \frac{\phi_{drukwapening}}{2} \quad (38)$$

Hierin is σ_{s2} de spanning in het gedrukte staal. De parameter d_2 wordt bepaald op basis van de ligging van de drukwapening en is weergegeven in Figuur 14. De toevoeging van drukwapening resulteert in een herverdeling van de krachten, want deze drukwapening neemt een deel van het totale buigend moment M_{Ed} op. Het resterende moment dat opgenomen moet worden, wordt aangeduid als M_n .

$$M_n = M_{Ed} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - d_2) \quad (39)$$

Wanneer M_n bekend is, kan de sectie van de trekwapening A_{s1} als volgt bepaald worden:

$$\mu_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (40)$$

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \delta_G}{\Psi} \cdot \mu_n}}{2 \cdot \delta_G} \quad (41)$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{(1 - \xi)}{\xi} \cdot \varepsilon_{cu2} \quad (42)$$

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s \leq f_{yd} \quad (43)$$

$$A_{sn} = \frac{\Psi \cdot \xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{\sigma_{s1}} \quad (44)$$

$$A_{s1} = A_{sn} + A_{s2} \quad (45)$$

In deze formules is ε_{s1} de rek in het getrokken staal. Deze wordt bepaald a.d.h.v. gelijkvormige driehoeken in het rekdiagram afgebeeld op Figuur 15.

Aan de hand van de gekozen wapeningstaven kan de weerstand van de CSM-wand bepaald worden. Dit gebeurt door het rotatie-evenwicht op te stellen rond de neutrale lijn van het spanning-rekdiagram. Hierbij is x de afstand tot de neutrale lijn, deze wordt als volgt gevonden:

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{s1}} \quad (46)$$

Een eerste weerstand biedende kracht is de drukkracht van het beton F_c .

$$F_c = \psi \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (47)$$

Daarnaast neemt ook de drukwapening een bepaalde kracht op, deze wordt F_{sc} genoemd.

$$F_{sc} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \quad (48)$$

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} \leq f_{yd} \quad (49)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(x - d_2)}{x} \leq 10 \text{ ‰} \quad (50)$$

De grootste weerstand wordt geleverd door de trekwapening, die een trekkracht F_{st} opneemt.

$$F_{st} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \quad (51)$$

$$\sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} \leq f_{yd} \quad (52)$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(d - x)}{x} \leq 10 \text{ ‰} \quad (53)$$

Door alle weerstand biedende krachten te transformeren over hun respectievelijke hefboomsarm en op te tellen, wordt het totale en maximale weerstand biedend moment $M_{Rd,max}$ verkregen.

$$M_{Rd,max} = F_c \cdot (x - \delta_G \cdot x) + F_{sc} \cdot (x - d_2) + F_{st} \cdot (d - x) \quad (54)$$

2.5.3.2 Dwarskrachtwapening

De rekenwaarde van de dwarskrachtweerstand $V_{Rd,c}$ van een element zonder dwarskrachtwapening wordt in Eurocode 2 gegeven als:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (55)$$

De parameters in deze formule worden als volgt bepaald:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (56)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (57)$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (58)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (59)$$

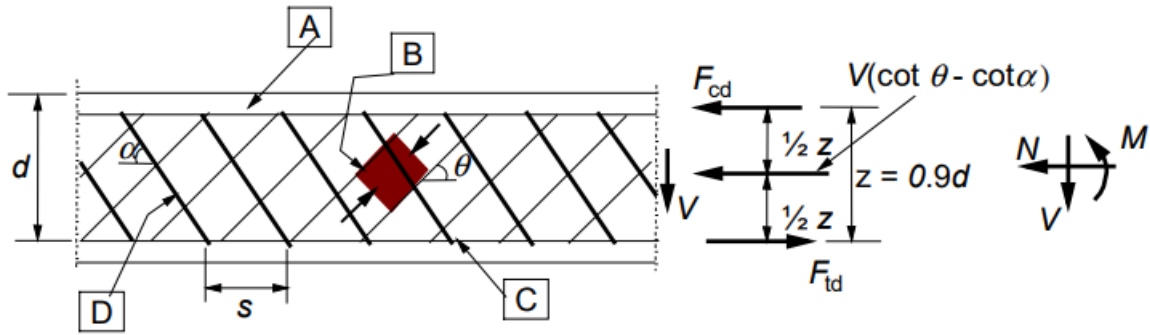
$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} \quad (60)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (61)$$

In deze formules is A_{s1} de sectie van de trekwapening en b_w de kleinste breedte van de dwarsdoorsnede in de zone onder trek.

In de gebieden van het element waar de dwarskrachtweerstand groter is dan de optredende dwarskracht, is het aanbrengen van dwarskrachtwapening niet noodzakelijk. In de praktijk wordt echter altijd een minimaal aantal beugels geplaatst. Als een betonnen balk is voorzien van dwarskrachtwapening, zijn de eerder behandelde formules niet langer van toepassing.

De berekening van gewapende doorsnedes is gebaseerd op het principe van een vakwerkconstructie, een methode die voor het eerst werd geïntroduceerd door Ritter en verder ontwikkeld door Mörsch. Dit principe modelleert de krachswerking in gewapend beton als een vakwerkstructuur bestaande uit vier hoofdelementen, zoals weergegeven in Figuur 16: een betonnen rand onder drukbelasting (A), betonnen drukschoren (B), een op trek belaste rand in de vorm van langswapening (C) en de dwarskrachtwapening (D). In de vakwerkanalogie van Ritter en Mörsch wordt aangenomen dat de hoek θ tussen de drukschoor en de as van de ligger loodrecht op de dwarskracht, gelijk is aan 45° .



Figuur 16: Ritter en Morsch

Indien de dwarskrachtwapening verticaal ligt, kan de dwarskrachtweerstand $V_{Rd,max}$ als volgt bepaald worden:

$$V_{Rd,max} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) \leq \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (62)$$

Merk op dat $V_{Rd,s}$ de rekenwaarde is van de dwarskracht die opgenomen wordt door de dwarskrachtwapening bij het bereiken van de vloeigrens, het aanwezige beton of grout heeft geen invloed op deze weerstand.

Deze formule geldt enkel als:

$$1 < \cot(\theta) \leq 2,5 \quad (63)$$

De parameters in de dwarskrachtformule worden als volgt bepaald:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b_w \quad (64)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (65)$$

$$s = \pi \cdot \frac{\phi_{beugel}^2}{4} \cdot \frac{n}{\frac{A_{sw}}{s}} \leq s_{max} \quad (66)$$

$$s_{max} = 0,75 \cdot d \quad (67)$$

$$\sin(\theta)^2 = \frac{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}}{b \cdot v_1 \cdot f_{cd}} \quad (68)$$

Hierbij is A_{sw} de sectie van de dwarskrachtwapening, s de hart-op-hart afstand van de beugels, ν_1 een reductiefactor voor het scheuren van het beton onder invloed van dwarskracht. α_{cw} is een factor waarmee de spanning in de op druk belaste rand in rekening gebracht wordt. De waarde van deze laatste twee parameters wordt gegeven in de Nationale bijlage van Eurocode 2.

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (69)$$

$$\alpha_{cw} = 1 \quad (70)$$

2.6 Stijfheidseigenschappen van het grout

Het buiggedrag van gewapende betonelementen wordt gekenmerkt door twee structurele fasen: de ongescheurde en de gescheurde toestand. Deze fasen beïnvloeden de buigstijfheid van het element op een fundamenteel verschillende manier en zijn van belang voor zowel lineair-elastische als niet-lineaire structurele analyses.

In de ongescheurde toestand gedraagt het beton zich lineair-elastisch. De volledige doorsnede, inclusief de trekzone, draagt bij aan het opnemen van het buigend moment. Dit resulteert in een hoge initiële stijfheid, die zichtbaar is als een steile helling in het begin van de kracht-verplaatsingscurve. Zodra de trekspanningen in het beton de treksterkte overschrijden, treedt scheurvorming op en wordt het zogenaamde scheurmoment bereikt.

Na het ontstaan van de eerste scheuren komt het element in de gescheurde toestand terecht. Het beton in de trekzone verliest geleidelijk zijn draagvermogen, en de trekweerstand wordt vanaf dat moment vrijwel uitsluitend geleverd door de wapening. Het beton in de drukzone blijft wel actief bijdragen aan de momentopname. Door de scheurvorming neemt de effectieve hoogte van de werkzame doorsnede af, wat leidt tot een lager traagheidsmoment en dus een lagere buigstijfheid. In de kracht-verplaatsingscurve uit zich dit in een minder steile helling na het optreden van het scheurmoment. Bij verdere belasting zal de wapening uiteindelijk gaan vloeien, wat het begin markeert van het plastisch gedrag van het element.

2.6.1 Elasticiteitsmodulus van het soilmix-materiaal

Tijdens een proefcampagne van het WTCB (nu Buildwise) op soilmix-wanden werd de secans elasticiteitsmodulus afgeleid uit cilindrische drukproeven, op basis van de gemeten spannings-rekrelatie. Op basis van de resultaten werd een benaderende correlatie vastgesteld tussen de gemiddelde elasticiteitsmodulus E_{cm} en de gemiddelde druksterkte van het soilmix-materiaal $f_{c,mean}$ [2]. Deze empirische relatie wordt als volgt weergegeven:

$$E_{cm} = 1482 \cdot f_{c,mean}^{0,8} \quad (71)$$

2.6.2 Ongescheurde buigstijfheid $EI_{ongescheurd}$

De ongescheurde stijfheid $EI_{ongescheurd}$ van een soilmix-element wordt bepaald op basis van het traagheidsmoment van de volledige, ongescheurde doorsnede $I_{ongescheurd}$.

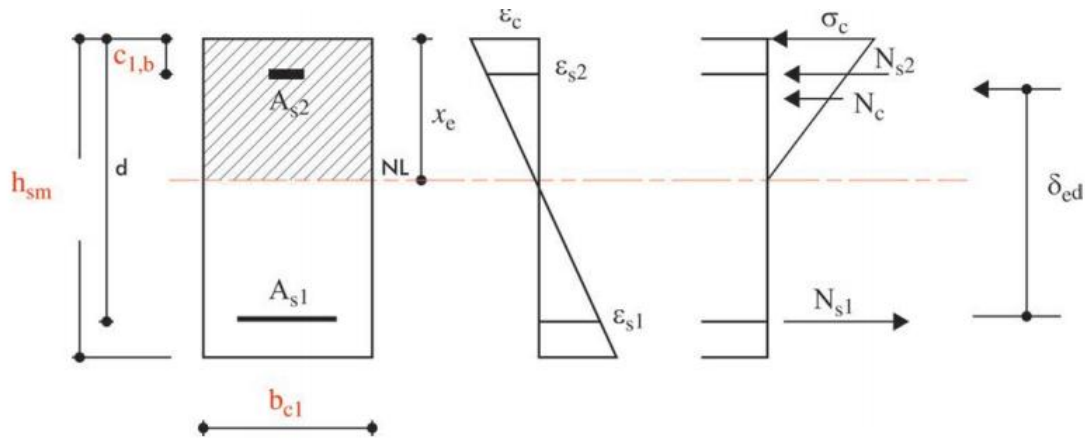
$$I_{ongescheurd} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (72)$$

$$EI_{ongescheurd} = E_{cm} \cdot I_{ongescheurd} \quad (73)$$

2.6.3 Gescheurde buigstijfheid $EI_{gescheurd}$

Door de lage treksterkte van het grout treedt bij trekbelasting snel scheurvorming op. Bij de berekening van de gescheurde stijfheid worden daarom alle getrokken zones verwaarloosd. De aanwezige trek- en drukwapening draagt wel nog bij aan de resterende stijfheid.

De aanwezige scheuren leiden tot een aanzienlijke afname van de stijfheid. In gescheurde toestand is de stijfheid voornamelijk afhankelijk van de drukzone in de doorsnede, aangezien daar geen trekkrachten optreden. De hoogte van deze gedrukte zone x_e wordt aangeduid in Figuur 17.



Figuur 17: Geometrie, rekken, spanningen en krachten in een gescheurde betondoorsnede

Door het momentenevenwicht rond de neutrale lijn uit te schrijven krijgt men volgende vergelijking:

$$b \cdot x_e^2 + 2 \cdot \alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot x_e - 2 \cdot \alpha \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2) = 0 \quad (74)$$

Waarin:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (75)$$

Deze vergelijking oplossen naar x_e geeft:

$$x_e = \frac{-\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot \alpha \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)}{b}} \quad (76)$$

Nu x_e gekend is kan het gescheurde traagheidsmoment $I_{gescheurd}$ berekend worden.

$$I_{gescheurd} = \frac{b \cdot x_e^3}{12} + x_e \cdot b \cdot \left(\frac{x_e}{2}\right)^2 + (x_e - d_2)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s2} + (d - x_e)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s1} \quad (77)$$

Elke term in deze vergelijking heeft een specifieke betekenis:

- $\frac{b \cdot x_e^3}{12}$: het traagheidsmoment van de drukzone in het grout, berekend ten opzichte van haar eigen zwaartepunt.
- $x_e \cdot b \cdot \left(\frac{x_e}{2}\right)^2$: een correctie op basis van de stelling van Steiner (parallele assen), die de verplaatsing van het zwaartepunt naar de neutrale lijn compenseert.
- $(x_e - d_2)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s2}$: de bijdrage van de drukwapening, gelegen op een afstand $(x_e - d_2)$ tot de neutrale lijn.
- $(d - x_e)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s1}$: de bijdrage van de trekwapening, gelegen op een afstand $(d - x)$ tot de neutrale lijn

De gescheurde buigstijfheid $EI_{gescheurd}$ is dan als volgt:

$$EI_{gescheurd} = E_{cm} \cdot I_{gescheurd} \quad (78)$$

2.6.4 Effectieve buigstijfheid EI_{eff}

De effectieve buigstijfheid kan op twee manieren bepaald worden. De eerste methode is het meest aangewezen om een realistische inschatting te maken van de buigstijfheid van een gescheurde soilmix-wand. Deze methode is gebaseerd EN 1992-1-1 [6]. Hierbij wordt de effectieve buigstijfheid EI_{eff} berekend als het gemiddelde van de ongescheurde stijfheid $EI_{ongescheurd}$ en de gescheurde stijfheid $EI_{gescheurd}$.

$$EI_{eff1} = \frac{EI_{ongescheurd} + EI_{gescheurd}}{2} \quad (79)$$

Bij de tweede methode wordt de effectieve buigstijfheid bepaald door enkel rekening te houden met de bijdrage van de gedrukte zone in de soilmixdoorsnede. Hier wordt aangenomen dat de neutrale vezel in het midden ligt. De buigstijfheid wordt dan als volgt berekend:

$$EI_{eff2} = E_{cm} \cdot \left[\frac{b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3} \right] \quad (80)$$

3 Testprocedure

3.1 Doel en relevantie van de testen

In deze studie worden driepuntsbuigproeven uitgevoerd op CSM-wanden. In plaats van traditioneel beton bestaan deze wanden uit grout, wat leidt tot een fundamenteel ander materiaalprofiel. Daarnaast zijn de geteste CSM-wanden versterkt met wapeningskorven in plaats van de door het WTCB voorgeschreven stalen I- of H-profielen.

Door deze wanden onder gecontroleerde buigbelastingen te testen, wordt onderzocht of de traditionele rekenmethodes voor beton ook toepasbaar zijn op grout-gebaseerde wanden. Naast de validatie van bestaande modellen biedt dit onderzoek de kans om de berekeningen verder te verfijnen op basis van experimentele gegevens. Dit kan resulteren in een nauwkeurigere methode die beter rekening houdt met de specifieke eigenschappen van grout en de interactie met de wapening.

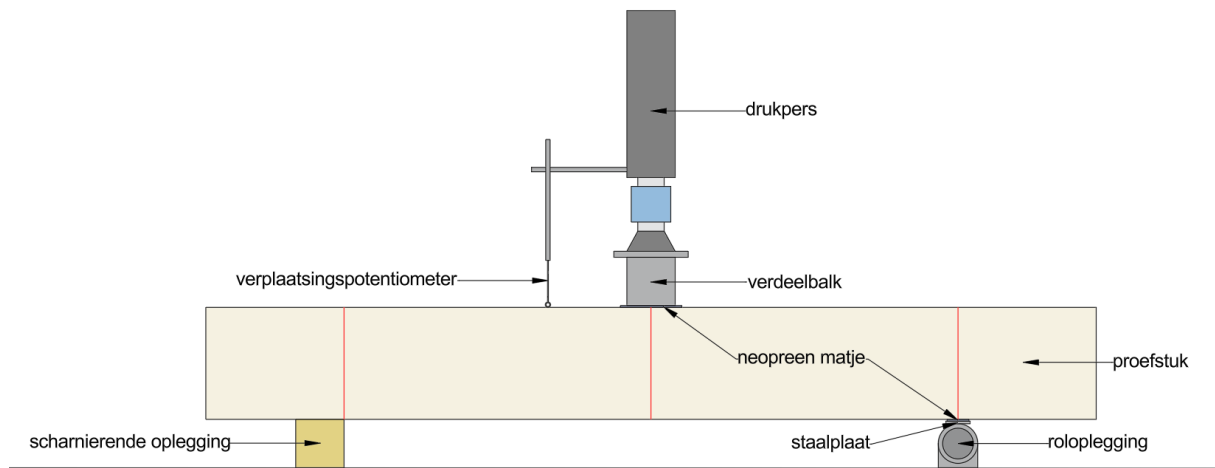
Een verbeterde ontwerpaanpak maakt efficiënter materiaalgebruik mogelijk, wat zowel kosten bespaart als de milieu-impact verlaagt. Door de wapening voor CSM-wanden te optimaliseren, draagt dit onderzoek niet alleen bij aan technische verbeteringen, maar ook aan een duurzamere bouwpraktijk.

3.2 Proefsopstelling

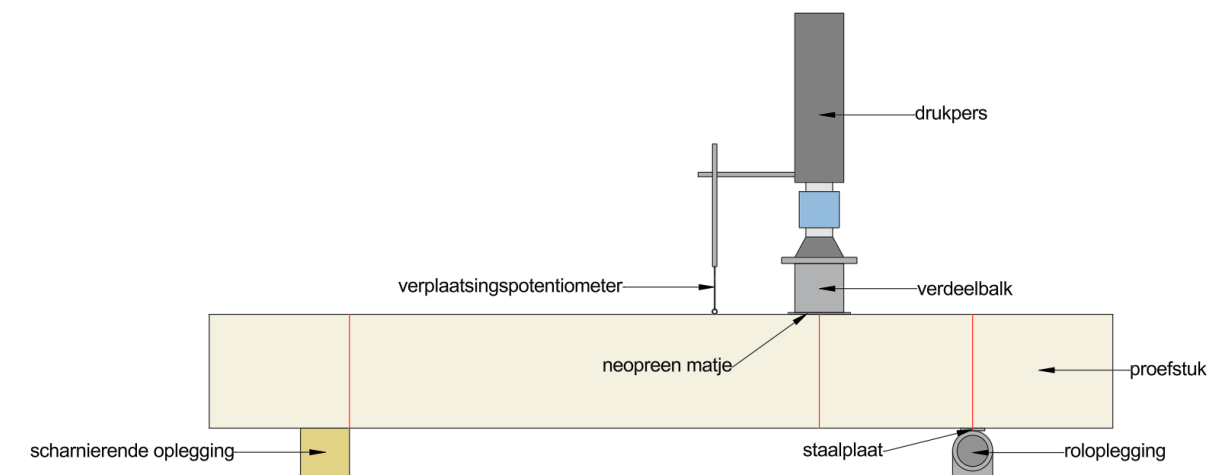
3.2.1 Schets van de proefopstelling

Figuur 18 en Figuur 19 tonen een driepuntsbuigproef, een proefopstelling die wordt gebruikt om de buigsterkte en stijfheid van een balkvormig proefstuk te bepalen. Hieronder volgt een beschrijving van de belangrijkste onderdelen en hun functie:

- Proefstuk: het testmateriaal dat wordt onderworpen aan een buigbelasting. Dit proefstuk rust op twee opleggingen en wordt belast in het midden of aan de rand.
- Scharnierende oplegging: een oplegging die verticale en horizontale beweging voorkomt, maar rotatie toelaat. In het labo werd hier een stalen profiel voor gebruikt, dit wordt getoond in Figuur 20.
- Roloplegging met staalplaat: een oplegging die verticale beweging verhindert, maar zowel rotatie als horizontale verplaatsing toestaat. In het labo werd hier een stalen rol voor gebruikt die in een frame zit, hierop wordt het proefstuk geplaatst. Deze rol wordt weergegeven in Figuur 22.
- Neopreen matje: een elastisch matje dat tussen de verdeelbalk en het proefstuk wordt geplaatst om lokale spanningsconcentraties te verminderen en de belasting gelijkmatig te verdelen.
- Verdeelbalk: een balk die de door de drukpers uitgeoefende kracht uniform over het proefstuk verdeelt.
- Drukpers: een mechanisme dat een neerwaartse kracht uitoefent via de verdeelbalk, waardoor het proefstuk wordt belast en vervormt. Figuur 21 illustreert de opstelling van de drukpers en de verdeelbalk. Tijdens de proef wordt de kracht geleidelijk verhoogd totdat het proefstuk bezwijkt of een kritische doorbuiging bereikt.
- Verplaatsingspotentiometer: een meetinstrument dat de doorbuiging van het proefstuk registreert. De werking van een verplaatsingspotentiometer wordt uitgebreid besproken in sectie 3.2.2.



Figuur 18: Proefopstelling buigproeven



Figuur 19: Proefopstelling dwarskrachtproeven



Figuur 20: Scharnierende oplegging



Figuur 21: Drukpers met verdeelbalk



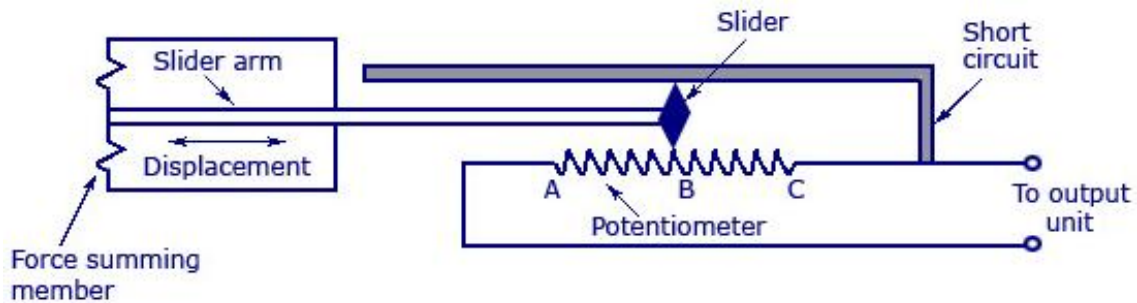
Figuur 22: Roloplegging

3.2.2 Meetapparatuur

In driepuntsbuigproeven wordt de doorbuiging van een proefstuk gemeten om de mechanische eigenschappen, zoals de buigstijfheid en elasticiteitsmodulus, te bepalen. Het ACB²-labo gebruikt een verplaatsingspotentiometer om deze verplaatsing met hoge nauwkeurigheid te registreren.

Tijdens de proef wordt de verplaatsingspotentiometer strategisch gepositioneerd, zo dicht mogelijk bij de locatie waar de maximale doorbuiging verwacht wordt. De sensor bestaat uit een vaste weerstandsstrip en een beweegbaar schuifcontact dat mechanisch verbonden is met de balk. Naarmate de belasting op het proefstuk toeneemt en de balk doorbuigt, beweegt de balk ten opzichte van het referentiepunt van de sensor. Hierdoor verschuift het schuifcontact over de weerstandsstrip.

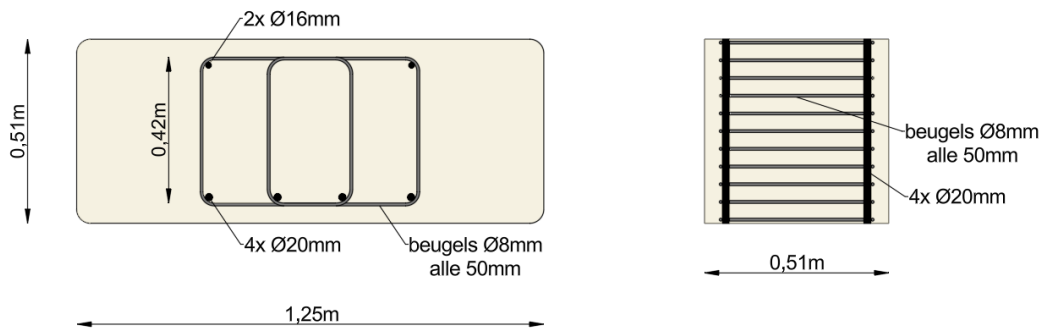
De uiteinden van de weerstandsstrip zijn aangesloten op een constante spanningsbron, wat een spanningsverloop creëert over de lengte van de strip. Het schuifcontact tapt de spanning af op een specifieke positie langs deze strip, afhankelijk van de verticale verplaatsing. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 23. Omdat de uitgangsspanning recht evenredig is met de positie van het schuifcontact, kan de geregistreeerde spanning eenvoudig omgerekend worden naar een lineaire verplaatsing [8].



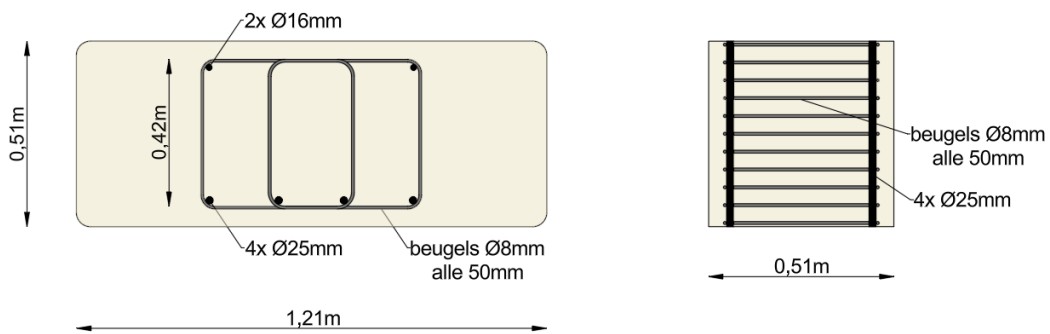
Figuur 23: Schematische voorstelling van een lineaire verplaatsingspotentiometer

3.3 Proefstukken

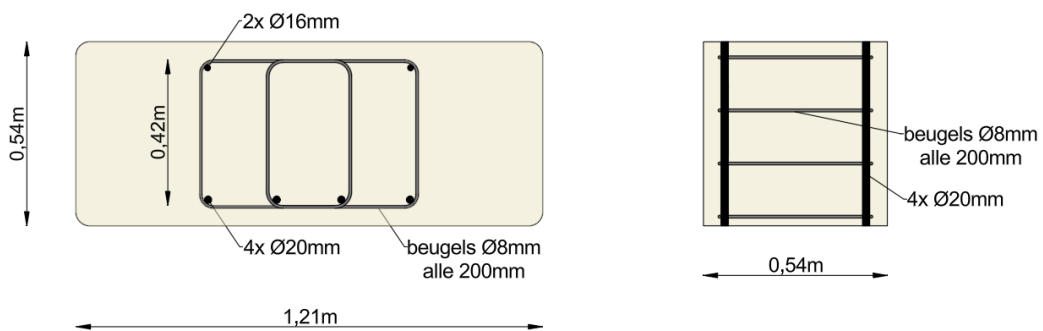
De experimenten worden uitgevoerd op vier verschillende proefstukken, elk met een unieke wapeningsconfiguratie, zoals weergegeven in Figuur 24, Figuur 25, Figuur 26 en Figuur 27.



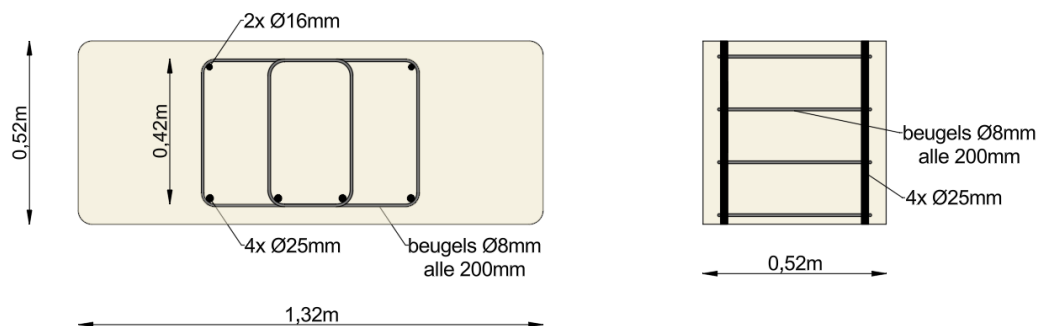
Figuur 24: Doorsneden proefstuk 1A



Figuur 25: Doorsneden proefstuk 1B



Figuur 26: Doorsneden proefstuk 2A



Figuur 27: Doorsneden proefstuk 2B

3.4 Eigenschappen van het grout

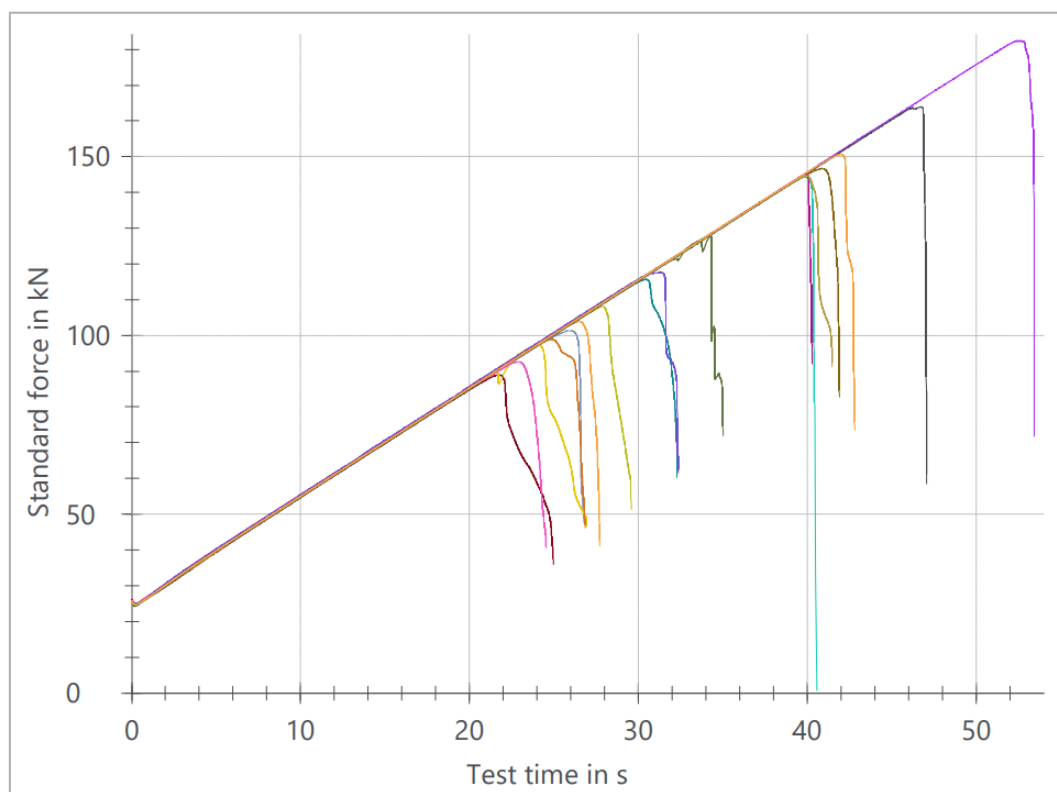
De samenstelling van het grout heeft een belangrijke invloed op de sterkte van de CSM-wanden. Om deze eigenschappen te karakteriseren, werden uit het grout van de proefstukken 27 kernen geboord. Op alle kernen zijn drukproeven uitgevoerd om de druksterkte $f_{c,mean}$ te bepalen. Daarnaast werden 10 van deze kernen onderworpen aan testen voor de bepaling van de elasticiteitsmodulus E_{mean} , uitgevoerd volgens de procedure beschreven in EN 12390-13:2013.

De resultaten van deze proeven zijn samengevat in Tabel 1. Voor elke kern zijn de massa, diameter, lengte, volumieke massa, maximale drukkracht, elasticiteitsmodulus en druksterkte weergegeven.

Tabel 1: Resultaten drukproeven en E-modulusmetingen op groutkernen

NR	<i>M</i>	<i>Ø</i>	<i>L</i>	<i>ρ</i>	<i>F</i>	<i>E</i>	<i>f_c</i>
	[g]	[mm]	[mm]	[kg/m³]	[kN]	[Gpa]	[MPa]
1	1670,5	79,34	168,33	2008	103,84	27,8	21,01
2	1633,5	79,85	158,17	2062	144,46	24,6	28,85
3	1591,0	79,71	159,17	2003	89,00		17,84
4	1596,5	79,61	159,50	2011	108,13	17,5	21,72
5	1672,5	80,40	159,67	2063	182,46	22,2	35,94
6	1646,0	80,20	158,50	2056	146,69		29,04
7	1584,5	79,76	158,83	1997	101,36		20,29
8	1620,0	80,14	159,00	2020	115,73		22,94
9	1673,0	79,79	159,33	2100	163,98		32,79
10	1644,0	79,28	158,67	2099	97,39		19,73
11	1692,5	80,00	159,00	2118	127,80		25,43
12	1592,5	79,49	160,00	2006	98,90	21,7	19,93
13	1576,0	79,67	159,67	1980	92,67		18,59
14	1596,5	79,44	158,67	2030	117,66		23,74
15	1672,0	79,77	159,33	2100	145,16		29,04
16	1680,0	79,80	160,67	2091	144,63		28,92
17	1654,5	79,66	159,33	2084	150,70		30,24
18	814,9	79,86	78,06	2084	100,37		20,04
19	1388,5	80,80	135,18	2003	95,23	15,86	18,57
20	829,6	80,04	77,92	2116	135,47		26,92
21	1464,1	79,80	141,00	2076	98,09	17,60	19,61
22	818,1	79,79	77,79	2103	91,40		18,28
23	1501,6	79,81	143,82	2087	106,02	19,01	21,19
24	851,3	79,81	78,24	2175	95,04		19,00
25	1610,7	79,86	155,04	2074	89,88	14,60	17,94
26	823,8	79,80	77,78	2118	111,40		22,27
27	1653,1	80,25	155,71	2099	91,24	18,82	18,04

In Figuur 28 wordt het kracht-tijddiagram weergegeven voor de eerste 17 kernen die werden onderworpen aan een drukproef. De kernen zijn afkomstig uit grout van twee verschillende CSM-wanden, waarbij de exacte herkomst van elke kern niet gekend is. Op basis van het belastingsverloop kan een onderscheid gemaakt worden tussen twee groepen: een groep kernen met een lagere druksterkte en een groep met een hogere druksterkte. Aangenomen wordt dat elke groep overeenkomt met één van de wanden, wat duidt op een verschil in de kwaliteit van het grout tussen beide wanden.



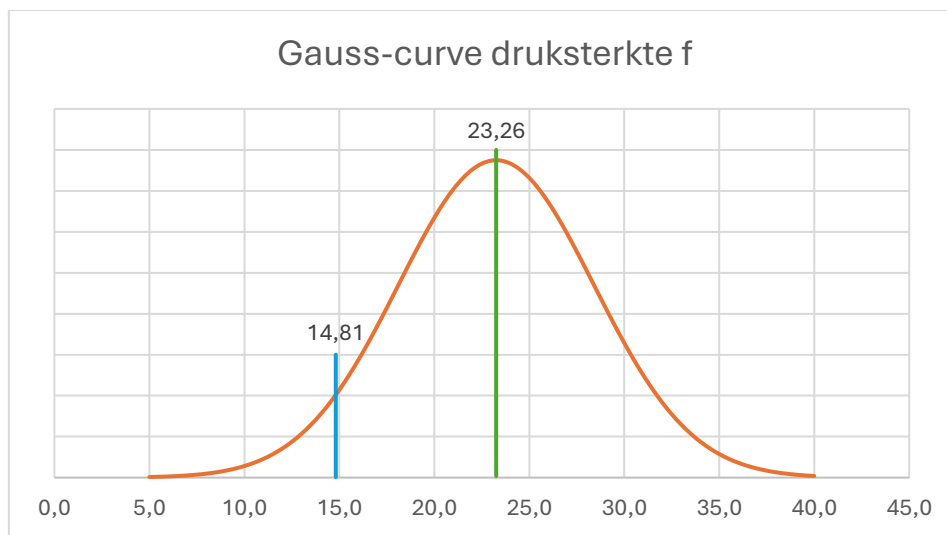
Figuur 28: Belastingsverloop drukproef op de eerste 17 groutkernen

Na de drukproeven werden de kernen doormidden gespleten. Hierbij werd vastgesteld dat sommige kernen duidelijke sporen van oxidatie vertoonden, zichtbaar als een donkerdere kleur. De kernen werden vervolgens gerangschikt op basis van hun gemeten druksterkte, zoals weergegeven in Figuur 29. Uit deze rangschikking bleek een duidelijke tendens: kernen met meer uitgesproken oxidatie vertoonden over het algemeen een hogere druksterkte. De aanwezigheid van oxidatie kan wijzen op een verhoogde cementconcentratie in het grout, wat de toegenomen druksterkte van deze kernen mogelijk verklaart.



Figuur 29: Gebroken groutkernen geordend volgens druksterkte

De gemiddelde elasticiteitsmodulus E_{mean} bedraagt 19,97 GPa. Daarnaast werd een normaalverdeling opgesteld voor de druksterkte, weergegeven in Figuur 30. Het berekende gemiddelde μ bedraagt 23,26 N/mm², met een standaardafwijking σ van 5,81 N/mm². Hieruit volgt een gemiddelde druksterkte $f_{c,mean}$ van 23,26 MPa en een karakteristieke druksterkte $f_{c,k}$ van 14,81 MPa. Deze karakteristieke druksterkte kent een 95% betrouwbaarheidsinterval.

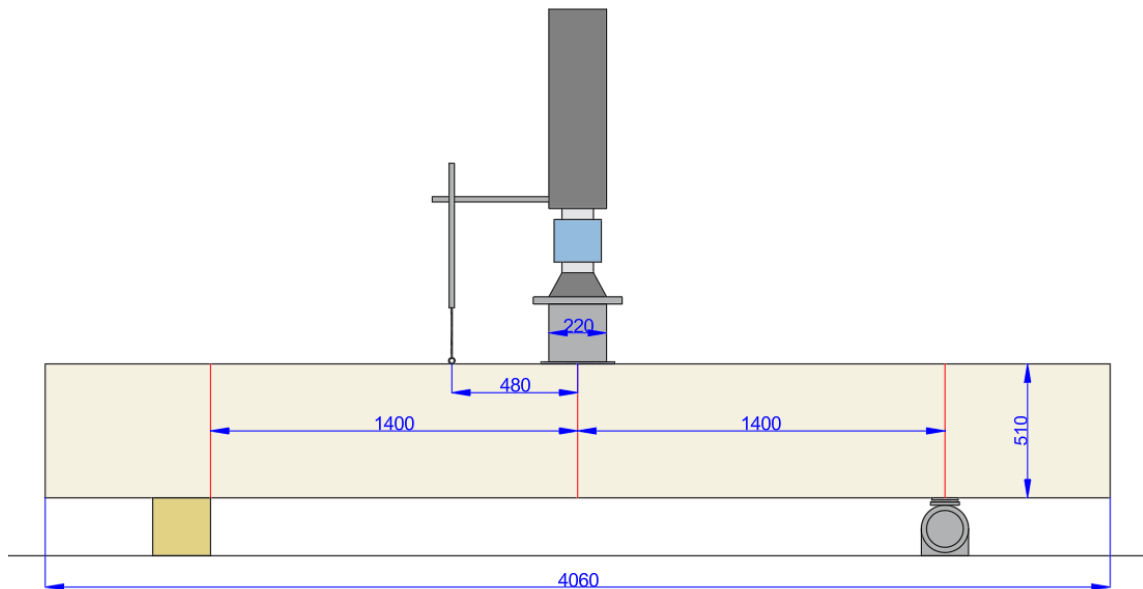


Figuur 30: Normaalverdeling druksterkte

4 Testresultaten driepuntsbuigproeven

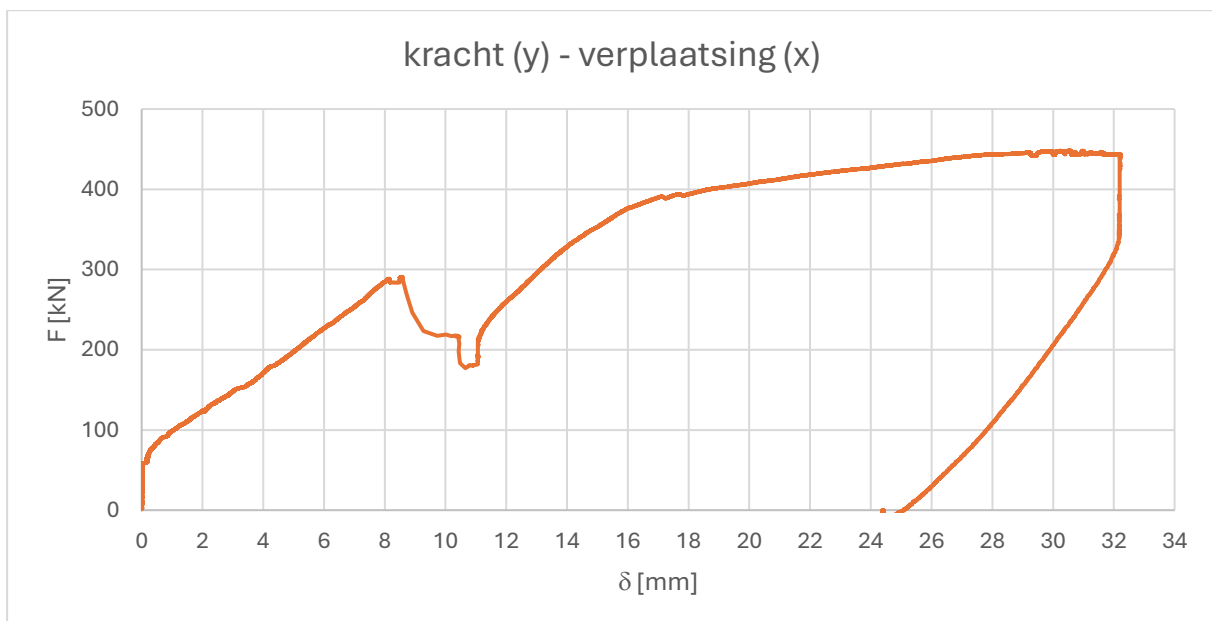
4.1 Driepuntsbuigproef op proefstuk 1A

Figuur 31 toont de proefopstelling van de eerste driepuntsbuigproef uitgevoerd op proefstuk 1A. De belasting wordt centraal aangebracht en de balk wordt ondersteund over een overspanning van 2800 mm. De verplaatsing wordt geregistreerd op locatie x op 480 mm afstand van het belastingspunt.



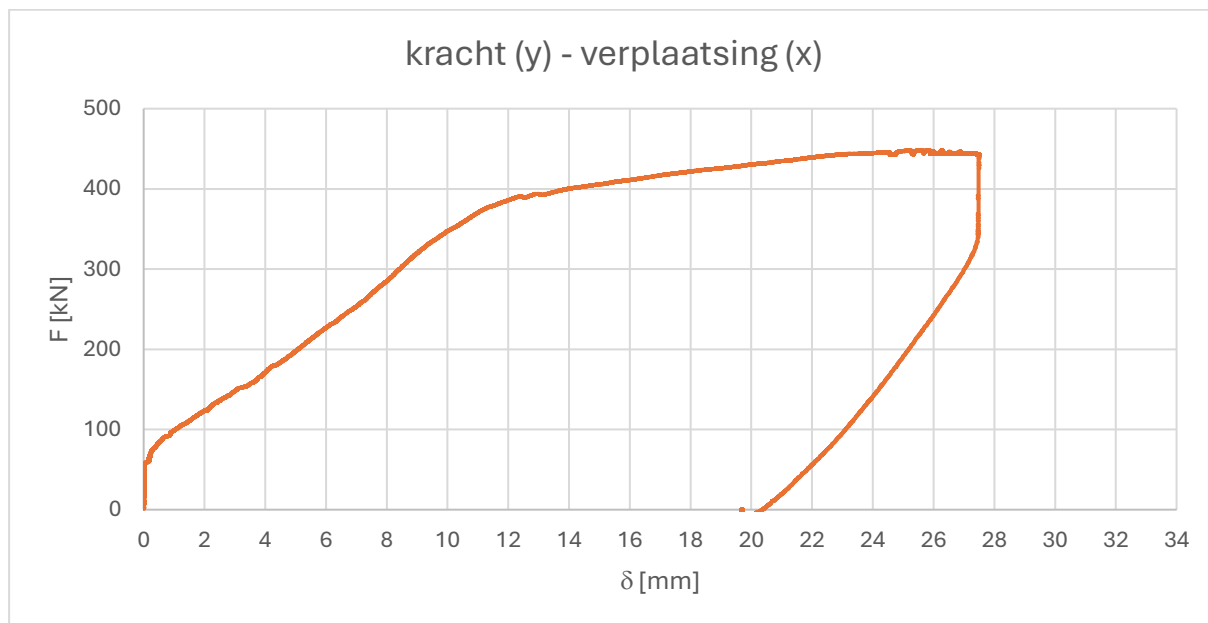
Figuur 31: Proefopstelling 1A [mm]

De meetresultaten zijn weergegeven in Figuur 32 en Figuur 33 in de vorm van een kracht-verplaatsingsdiagram. Op de horizontale as staat de verplaatsing δ uitgedrukt in millimeter, en op de verticale as de corresponderende kracht F in kilonewton.



Figuur 32: Kracht-verplaatsingsdiagram 1A

In de oorspronkelijke grafiek van Figuur 32 is een tijdelijke terugval zichtbaar rond 8 à 10 mm. Deze afwijking werd veroorzaakt doordat de CSM-wand tijdens het belasten kortstondig verschoof ten opzichte van het linker steunpunt. Hierdoor zakte het element licht, wat de meting verstoorde. Om dit te corrigeren, werden deze verstoorde meetwaarden verwijderd en werd het verschil in verplaatsing afgetrokken van de resterende data. Figuur 33 toont het aangepaste resultaat, waarbij de grafiek opnieuw een continue en representatieve belasting-verplaatsingsrelatie vertoont.



Figuur 33: Aangepaste kracht-verplaatsingsdiagram 1A

Tijdens de proef trad uiteindelijk een breuk op ten gevolge van buiging. Dit is duidelijk te herkennen op Figuur 34 en Figuur 35, waar een verticale scheurvorming zichtbaar is in het midden van het proefstuk. De schade bevindt zich hoofdzakelijk in de trekzone aan de onderzijde, wat kenmerkend is voor buigfaalgedrag bij betonconstructies.



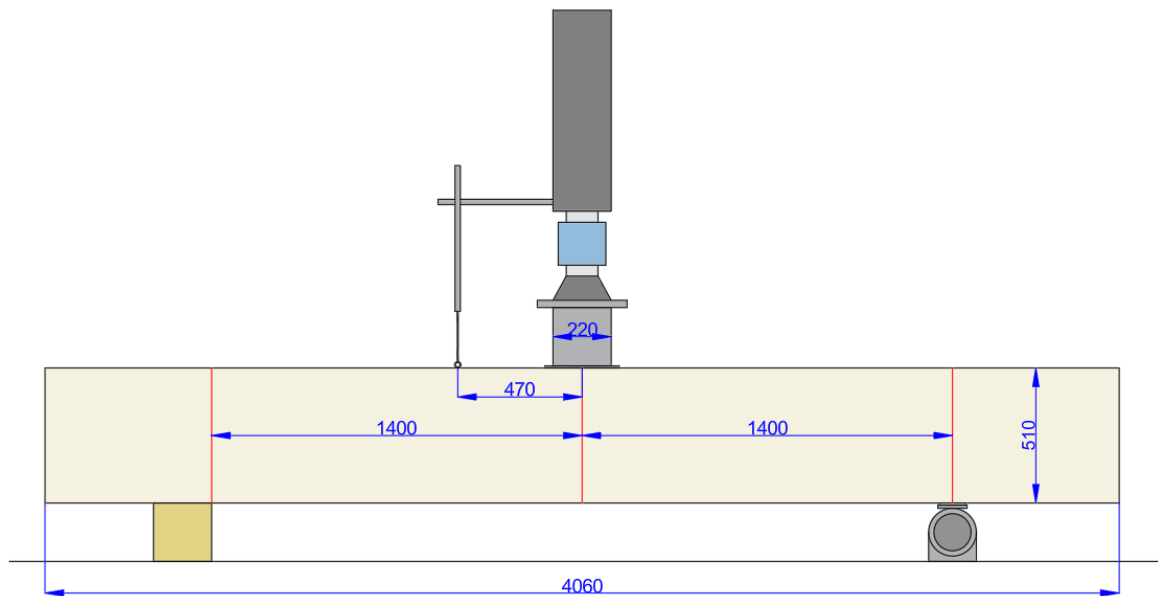
Figuur 34: Scheurvorming en falen proefstuk 1A (1)



Figuur 35: Scheurvorming en falen proefstuk 1A (2)

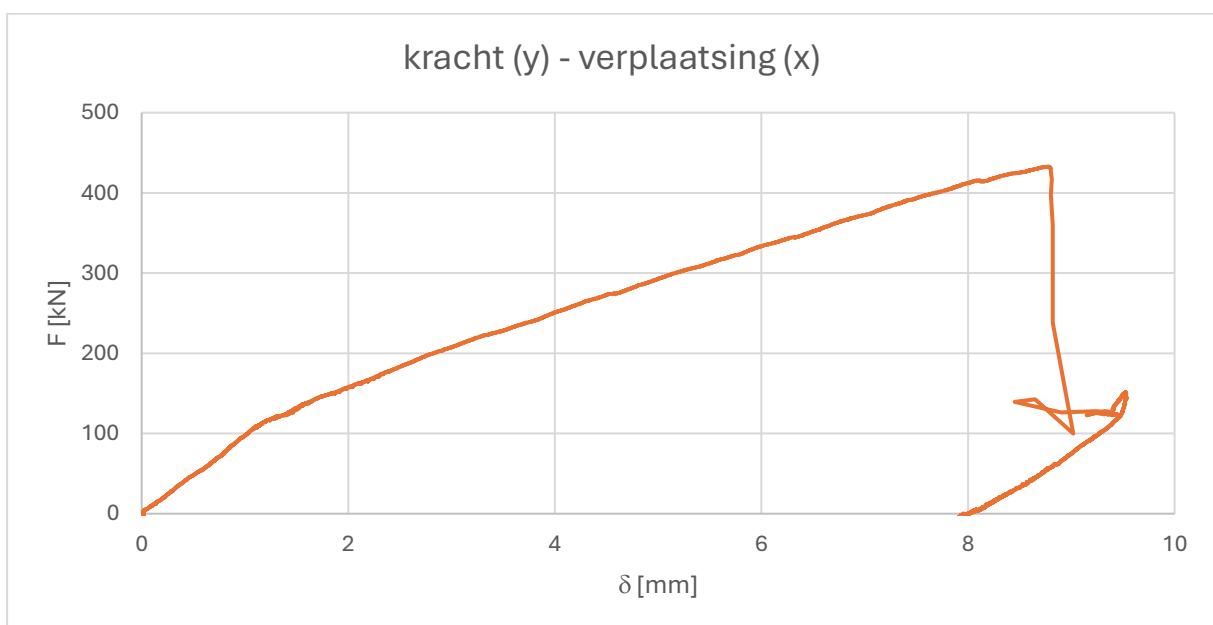
4.2 Driepuntsbuigproef op proefstuk 1B

Figuur 36 stelt de configuratie voor van de tweede driepuntsbuigproef, uitgevoerd op proefstuk 1B. De belasting wordt centraal aangebracht. Het element rust op twee steunpunten die symmetrisch rond het midden zijn gepositioneerd, wat resulteert in een effectieve overspanning van 2800 mm. De verticale verplaatsing wordt geregistreerd op meetpunt x, gelegen op 470 mm afstand van het belastingpunt.



Figuur 36: Proefopstelling 1B [mm]

Figuur 37 toont opnieuw de relatie tussen de aangebrachte belasting en de geregistreerde verplaatsing. De grafiek vertoont een stijgende lijn tot een maximumwaarde van ± 440 kN bij een verplaatsing van $\pm 8,7$ mm. Na dit maximum volgt een plotse daling, wat wijst op een abrupt falen van het proefstuk.

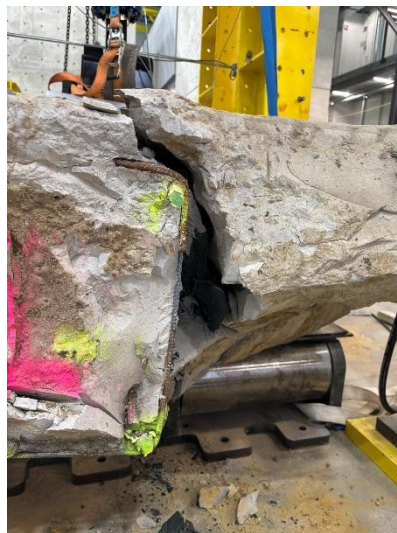


Figuur 37: Kracht-verplaatsingsdiagram 1B

Het falen is te wijten aan een verlies van hechting tussen de wapening en het omliggende grout. Dit komt doordat de wapeningskorf zeer excentrisch gepositioneerd zat binnen de doorsnede van de CSM-wand. Hierdoor kon de belasting niet optimaal verdeeld worden en ontstonden er hoge spanningsconcentraties. Op de foto's van Figuur 38, Figuur 39, Figuur 40 en Figuur 41 zijn de scheuren duidelijk zichtbaar. Er is een uitgesproken breuklijn waarneembaar, evenals losgekomen betonfragmenten aan de rand van de wapeningskorf.



Figuur 38: Scheurvorming en falen proefstuk 1B (1)



Figuur 39: Scheurvorming en falen proefstuk 1B (2)



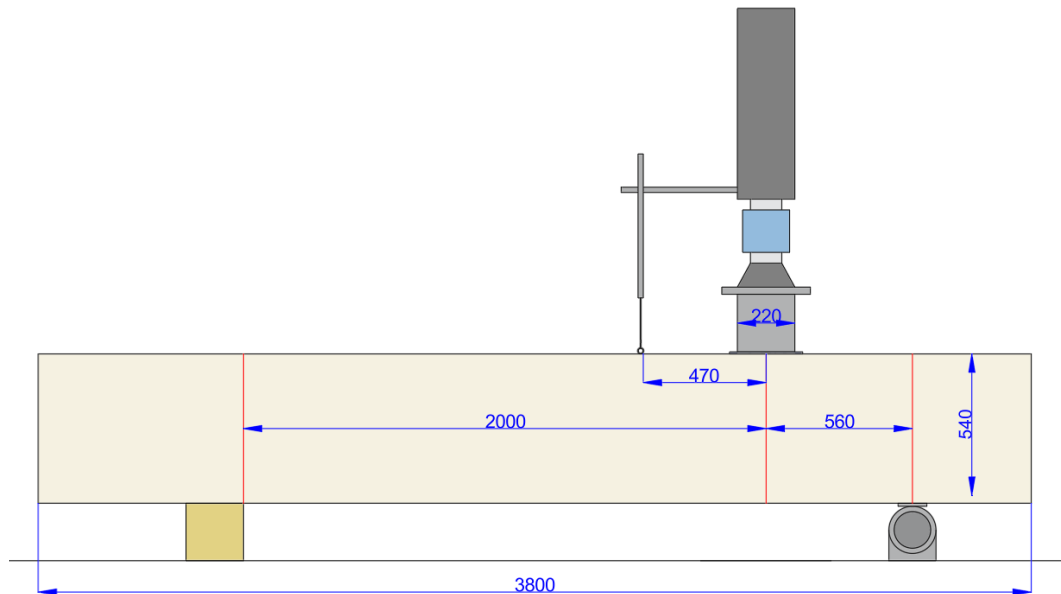
Figuur 40: Scheurvorming en falen proefstuk 1B (3)



Figuur 41: Scheurvorming en falen proefstuk 1B (4)

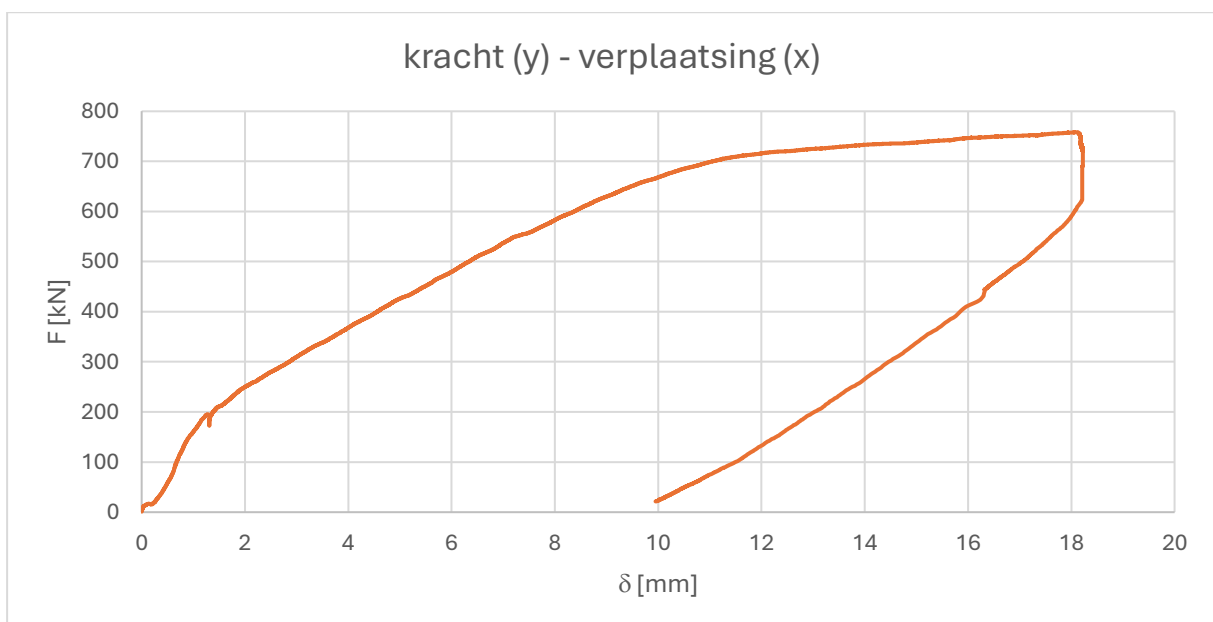
4.3 Driepuntsbuigproef op proefstuk 2A

Figuur 42 toont de configuratie van de derde driepuntsbuigproef, uitgevoerd op proefstuk 2A. In tegenstelling tot de eerdere testen werd hier gekozen voor een asymmetrische opstelling: de kracht werd aangebracht op 2000 mm van het linker steunpunt en slechts 560 mm van het rechter steunpunt. De verticale verplaatsing werd geregistreerd op een punt 470 mm links van het belastingpunt.



Figuur 42: Proefopstelling 2A [mm]

Het kracht-verplaatsingsverloop is weergegeven in Figuur 43. De curve stijgt gestaag tot een maximale kracht van ongeveer 750 kN bij een verplaatsing van ± 18 mm. Rond dit punt blijft de kracht min of meer constant, wat resulteert in een plateau in de grafiek. Deze horizontale ontwikkeling geeft aan dat het proefstuk zijn maximale draagvermogen bereikt heeft, waarna de test werd stopgezet.



Figuur 43: Kracht-verplaatsingsdiagram 2A

De bijhorende schadebeelden, te zien in Figuur 44, Figuur 45, Figuur 46 en Figuur 47, tonen typische kenmerken van buigscheuren. Verticale en schuine scheuren ontwikkelden zich voornamelijk aan de trekzijde van het element, ter hoogte van de drukpers. De scheurvorming bevestigt dat de proef is bezweken onder buiging, waarbij het element zijn buigcapaciteit heeft overschreden zonder direct afbrokkelgedrag.



Figuur 44: Scheurvorming en falen proefstuk 2A (1)



Figuur 45: Scheurvorming en falen proefstuk 2A (2)



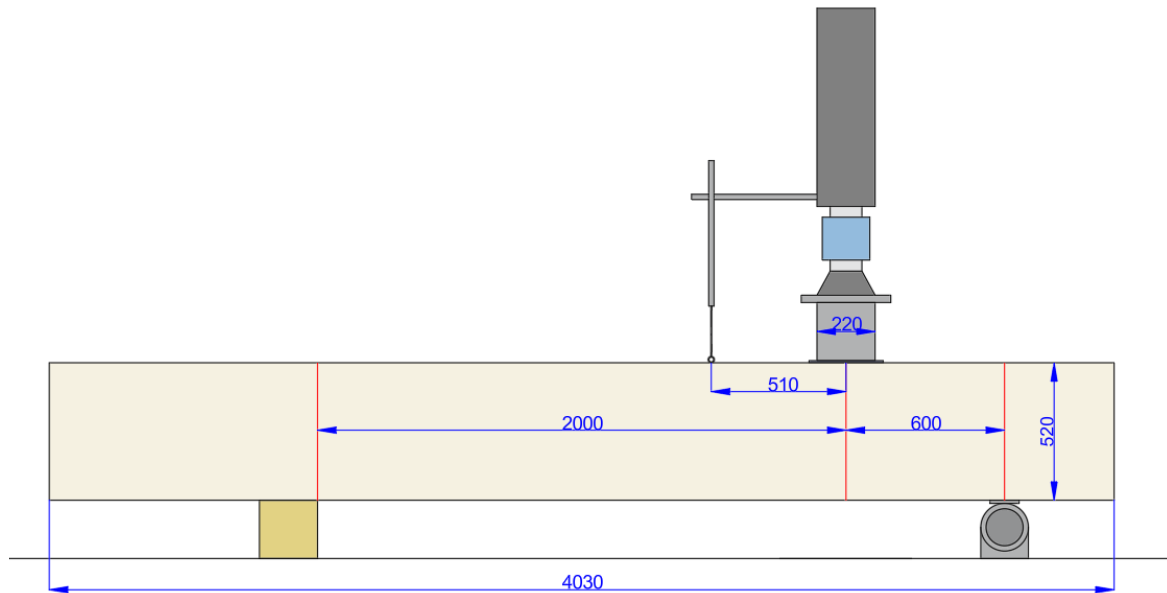
Figuur 46: Scheurvorming en falen proefstuk 2A (3)



Figuur 47: Scheurvorming en falen proefstuk 2A (4)

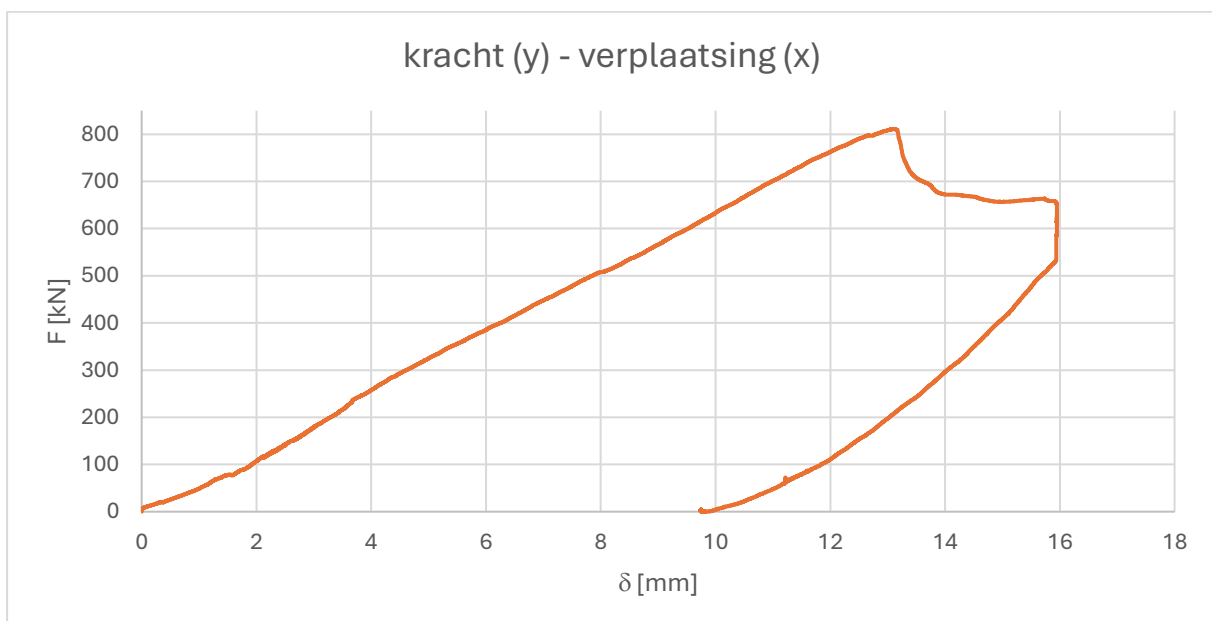
4.4 Driepuntsbuigproef op proefstuk 2B

Figuur 48 geeft de opstelling weer van de vierde driepuntsbuigproef op proefstuk 2B. De belasting werd opnieuw excentrisch opgelegd: de afstand tot het linker steunpunt bedraagt 2000 mm, tot het rechter slechts 600 mm. Door deze ongelijke ligging ontstaat een hogere dwarskracht nabij het dichtstbijzijnde steunpunt. De verplaatsing werd gemeten op 510 mm van het punt waar de kracht werd aangebracht.



Figuur 48: Proefopstelling 2B [mm]

Figuur 49 toont het kracht-verplaatsingsverloop van deze proef. De curve stijgt vrij steil tot een maximale belasting van ± 800 kN bij een verplaatsing van ± 13 mm. Vrijwel meteen na het bereiken van deze piek volgt een abrupte daling van de kracht, zonder dat er een uitgesproken plateau zichtbaar is. Dit gedrag is typerend voor bezwijken op dwarskracht, waarbij het falen plots optreedt zodra de schuifcapaciteit van het element overschreden wordt.



Figuur 49: Kracht-verplaatsingsdiagram 2B

De schadebeelden in Figuur 50, Figuur 51 en Figuur 52 bevestigen dit faalmechanisme. Op de foto's zijn uitgesproken schuine scheuren te zien die vertrekken vanuit de zone nabij het steunpunt en onder een hoek richting het belastingpunt lopen. Deze diagonale scheurvorming is kenmerkend voor dwarskrachtfalen, en ontstaat wanneer de interne schuifspanningen de weerstand van het beton overschrijden. In tegenstelling tot buigscheuren, die zich meestal onder het belastingpunt ontwikkelen, treedt dit type schade op tussen het steunpunt en de belastingaanleg, waar de dwarskracht maximaal is.



Figuur 50: Scheurvorming en falen proefstuk 2B (1)



Figuur 51: Scheurvorming en falen proefstuk 2B (2)



Figuur 52: Scheurvorming en falen proefstuk 2B (3)

5 Evaluatie van de resultaten op vlak van sterkte

Vanwege de variërende wapeningsconfiguraties verschilt ook de buigweerstand M_{Rd} en dwarskrachtweerstand V_{Rd} van elke wand. De weerstand van elk proefstuk wordt theoretisch bepaald volgens de methode die beschreven staat in sectie 2.5.3. De gedetailleerde berekeningen zijn opgenomen in bijlage A.

Bij de beoordeling van de buigcapaciteit worden drie grensmomenten onderscheiden. Het maximale weerstandsmoment $M_{Rd,max}$ vertegenwoordigt het maximale buigend moment dat een gewapende betondoorsnede kan opnemen. Dit moment houdt rekening met de gecombineerde bijdrage van de drukkracht in het beton, de drukwapening en de trekwapening.

$$M_{Rd,max} = F_c \cdot (x - \delta_G \cdot x) + F_{sc} \cdot (x - d_2) + F_{st} \cdot (d - x) \quad (54)$$

Hierin is:

- $F_c \cdot (x - \delta_G \cdot x)$ bijdrage van het grout aan het weerstandsmoment
- $F_{sc} \cdot (x - d_2)$ bijdrage van de drukwapening aan het weerstandsmoment
- $F_{st} \cdot (d - x)$ bijdrage van de trekwapening aan het weerstandsmoment.

Het plastisch weerstandsmoment $M_{Rd,pl}$ veronderstelt dat zowel het beton als het staal hun volledige plastische draagvermogen benutten en plastisch vervormen. Plastisch vervormen betekent dat het materiaal blijvende (niet-reduceerbare) vervormingen ondergaat nadat de vloeigrens is overschreden. In dit stadium keert het materiaal niet meer terug naar zijn oorspronkelijke vorm wanneer de belasting wordt weggenomen, in tegenstelling tot elastisch gedrag waarbij dit wel het geval is. Dit moment wordt bereikt wanneer het staal ε_s 10,0 ‰ uitgerokken wordt.

$$M_{Rd,pl} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

Met ζ gelijk aan 0,892.

Het elastisch weerstandsmoment $M_{Rd,el}$ daarentegen gaat uit van een lineair-elastisch materiaalgedrag. Hierbij zijn spanningen en vervormingen proportioneel, en wordt aangenomen dat er nog geen plastische vervormingen optreden. Dit moment gaat uit van een rek van ε_s 2,17 ‰ wanneer het staal zijn vloeigrens bereikt.

$$M_{Rd,el} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

Met ζ gelijk aan 0,743.

Deze drie begrippen vormen een essentieel onderdeel van het ontwerp van betonconstructies volgens de uiterste grenstoestand, en bieden inzicht in de ontwikkeling van het momentendraagvermogen naarmate de belasting toeneemt.

Naast buiging is ook de dwarskrachtweerstand $V_{Rd,max}$ van belang bij het dimensioneren van betonconstructies. Deze waarde geeft de maximale dwarskracht die een doorsnede kan opnemen zonder dat er dwarskrachtscheuren ontstaan of de beugels bezwijken. De capaciteit wordt bepaald op basis van zowel de bijdrage van het beton als van de aanwezige beugels. Aangezien de dwarskrachtcapaciteit sterk afhankelijk is van de beugelconfiguratie en de aanwezigheid van drukkrachten in de wand, kan ook $V_{Rd,max}$ aanzienlijk verschillen tussen de proefstukken.

$$V_{Rd,max} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) \leq \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (62)$$

Hierin is:

- $\frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)$ de capaciteit van de dwarskrachtwapening
- $\frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ de dwarskrachtcapaciteit van het grout

In dit hoofdstuk worden de verschillende proefstukken afzonderlijk besproken. Voor elk proefstuk worden zowel de theoretisch bepaalde waarden als de experimenteel gemeten resultaten geanalyseerd.

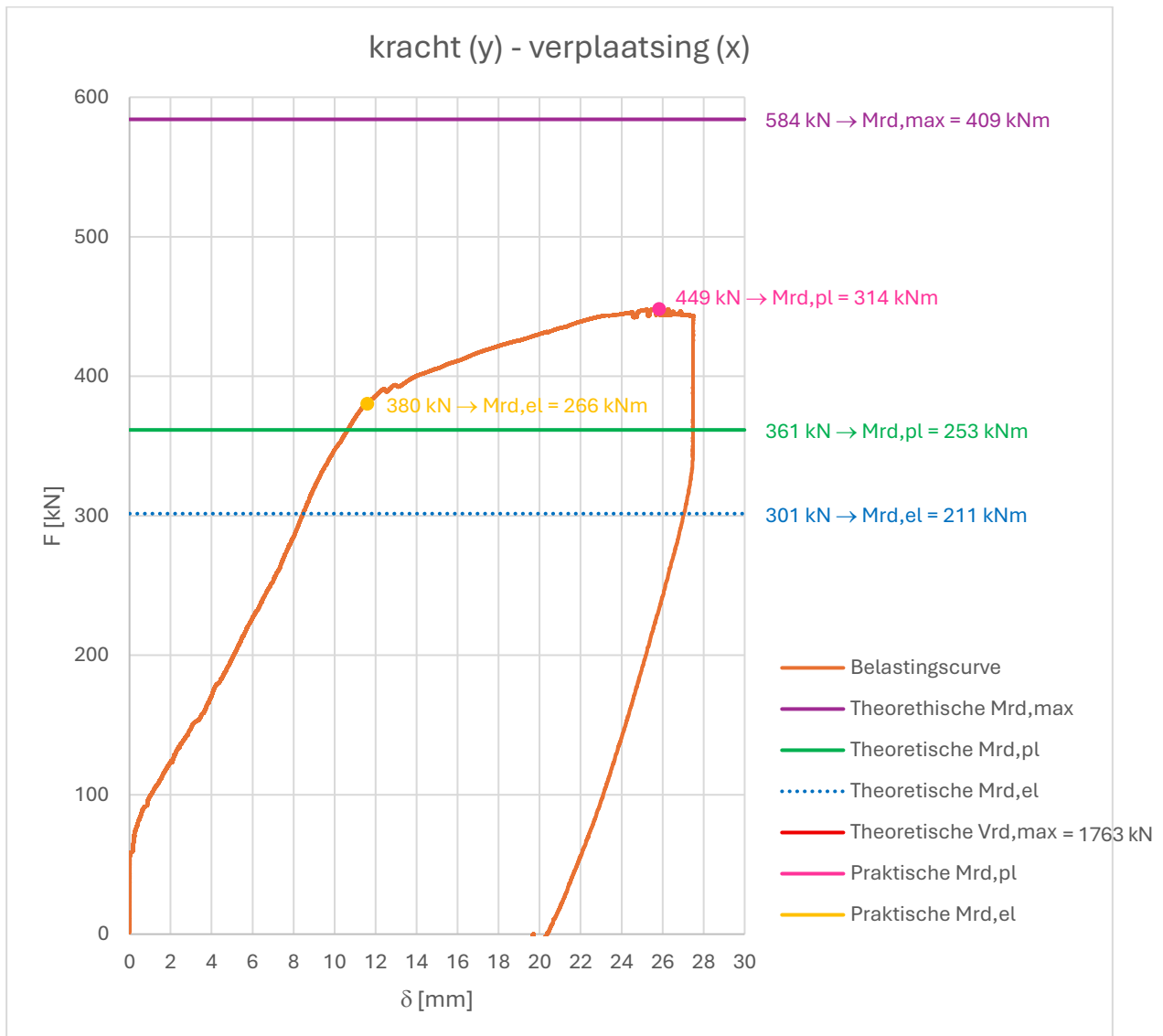
De vergelijking tussen theorie en praktijk gebeurt aan de hand van de kracht-verplaatsingsdiagrammen. In deze grafieken worden de theoretische grenswaarden weergegeven als horizontale lijnen. Deze representeren de berekende limieten op basis van de materiaal- en wapeningskenmerken. De praktische resultaten uit de proeven worden aangeduid als punten op de kracht-verplaatsingscurve, en geven aan bij welke belasting en vervorming een bepaald bezwijkcriterium werd bereikt.

Deze visuele vergelijking maakt het mogelijk om op gestructureerde wijze inzicht te verkrijgen in het bezwijkgedrag, de invloed van verschillende wapeningsconfiguraties, en eventuele afwijkingen tussen de theoretische modellen en het werkelijke gedrag.

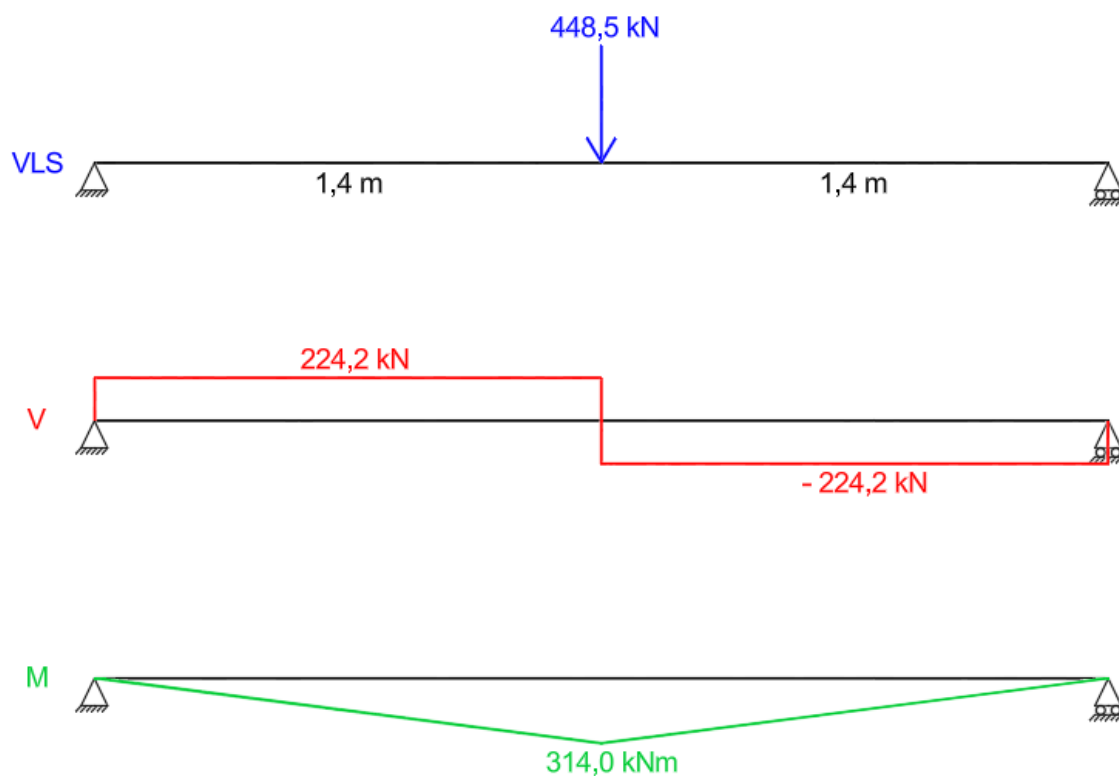
5.1 Proefstuk 1A

Figuur 53 toont het kracht-verplaatsingsdiagram van de eerste belastingsproef. De curve neemt lineair toe tot een belasting van ± 380 kN. Op dit moment bereikt de wapening zijn vloeigrens, waarna een duidelijk plateau optreedt. Vervolgens neemt de kracht licht toe tot een maximale belasting van 448,5 kN, waarna de test gestopt werd en de belasting terug afneemt. Het proefstuk werd niet volledig tot breuk belast, de druksterkte van het grout werd niet overschreden.

De maximaal opgetreden belasting is dus 448,5 kN. De bijbehorende dwarskracht- en momentenlijn zijn weergegeven in Figuur 54.



Figuur 53: Diagram 1A - theorie vs. praktijk



Figuur 54: Vrijlichaamschema, dwarskrachten- en momentenlijn 1A

Tabel 2 vergelijkt de theoretisch berekende capaciteit met de resultaten uit de praktijktesten. Het proefstuk behaalde een minimum momentcapaciteit van 314 kNm, terwijl het theoretisch berekende plastisch buigmoment 253 kNm bedraagt. Dit verschil wijst op een effectieve samenwerking tussen het grout en de wapening, wat resulteert in een bijdrage van minimum 24,1% aan het weerstandsmoment.

Verder werd berekend dat volledig bezwijken van het proefstuk zou optreden bij een moment van 409 kNm. Tijdens de proef werd deze waarde niet bereikt, aangezien de belasting werd stopgezet vóór volledige breuk van het element. Hieruit kan afgeleid worden dat proefstuk 1A een verhoogde momentcapaciteit vertoont, met een minimaal waargenomen waarde van 314 kNm.

De werkelijke dwarskrachtcapaciteit kan niet exact bepaald worden, aangezien bezwijken op buiging plaatsvond vóór het bereiken van de maximale dwarskrachtcapaciteit. Hierdoor kan enkel vastgesteld worden dat de dwarskrachtcapaciteit hoger ligt dan 224,2 kN.

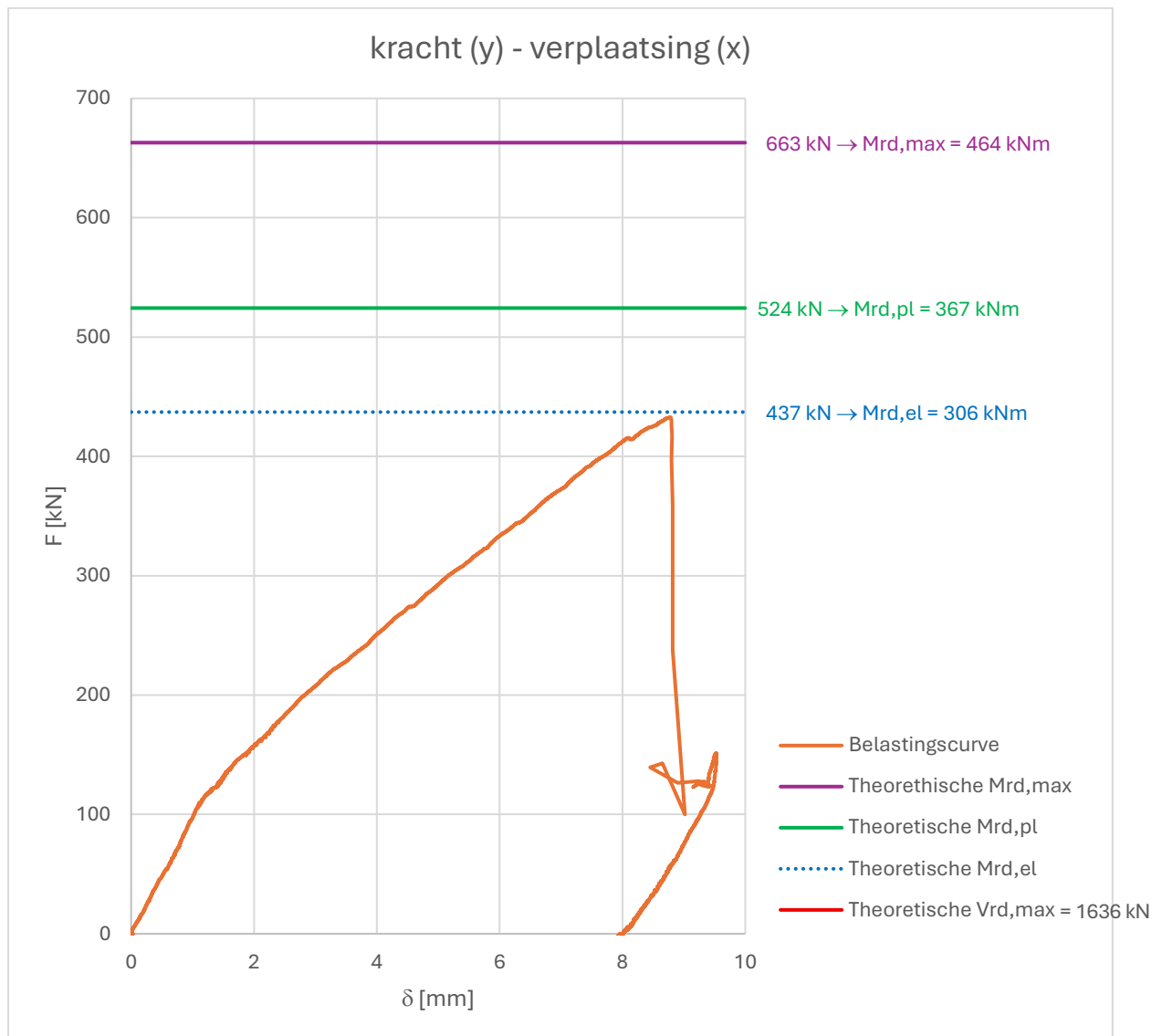
Tabel 2: Vergelijking sterkte waarden ontwerp vs. testresultaten - Proefstuk 1A

	$V_{Rd,max}$	$M_{Rd,el}$	$M_{Rd,pl}$	$M_{Rd,max}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Theoretisch berekend	1763	211	253	409
Bepaald a.d.h.v. praktijktesten	> 224	266	314	> 314

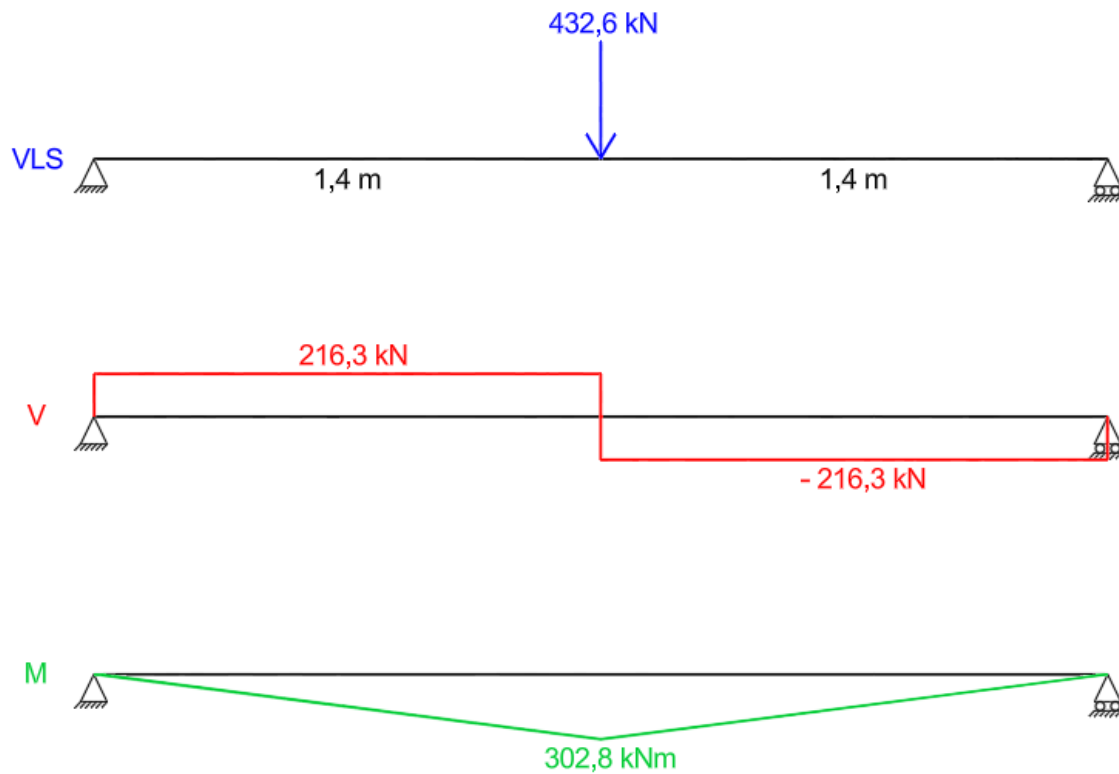
5.2 Proefstuk 1B

Figuur 55 toont het kracht-verplaatsingsgedrag van de tweede belastingsproef. De kracht neemt lineair toe tot een maximale waarde van 432,6 kN, waarna een plotse daling optreedt, gevolgd door beperkte restcapaciteit. Zoals besproken in sectie 4.2 werd de proef vroegtijdig beëindigd ten gevolge van instabiliteit. Hierdoor trad noch vloeï van de wapening, noch breuk van het beton op. Zowel het plastisch moment als de volledige bezwijkcapaciteit werden niet bereikt.

Figuur 56 geeft het vrijlichaamschema weer, samen met de bijbehorende dwarskracht- en momentenlijn, die overeen komen met een belasting van 432,6 kN.



Figuur 55: Diagram 1B - theorie vs. praktijk



Figuur 56: Vrijlichaamschema, dwarskrachten- en momentenlijn 1B

Aangezien bezwijken optrad vóór volledige uitputting van de capaciteit, kunnen enkel ondergrenzen voor de werkelijke waarden aangegeven worden. De werkelijke dwarskrachtcapaciteit is groter dan 216,3 kN en de werkelijke momentcapaciteit is groter dan 302,8 kNm. Op basis van de theoretische berekeningen zou het plastische weerstandsmoment optreden bij 367 kNm. Het maximale weerstandsmoment, waarbij het grout zou bezwijken onder druk, werd voorspeld op 464 kNm.

Tabel 3 geeft een overzichtelijke weergave van de uitkomst van de theoretische berekeningen en de resultaten uit de praktijktest.

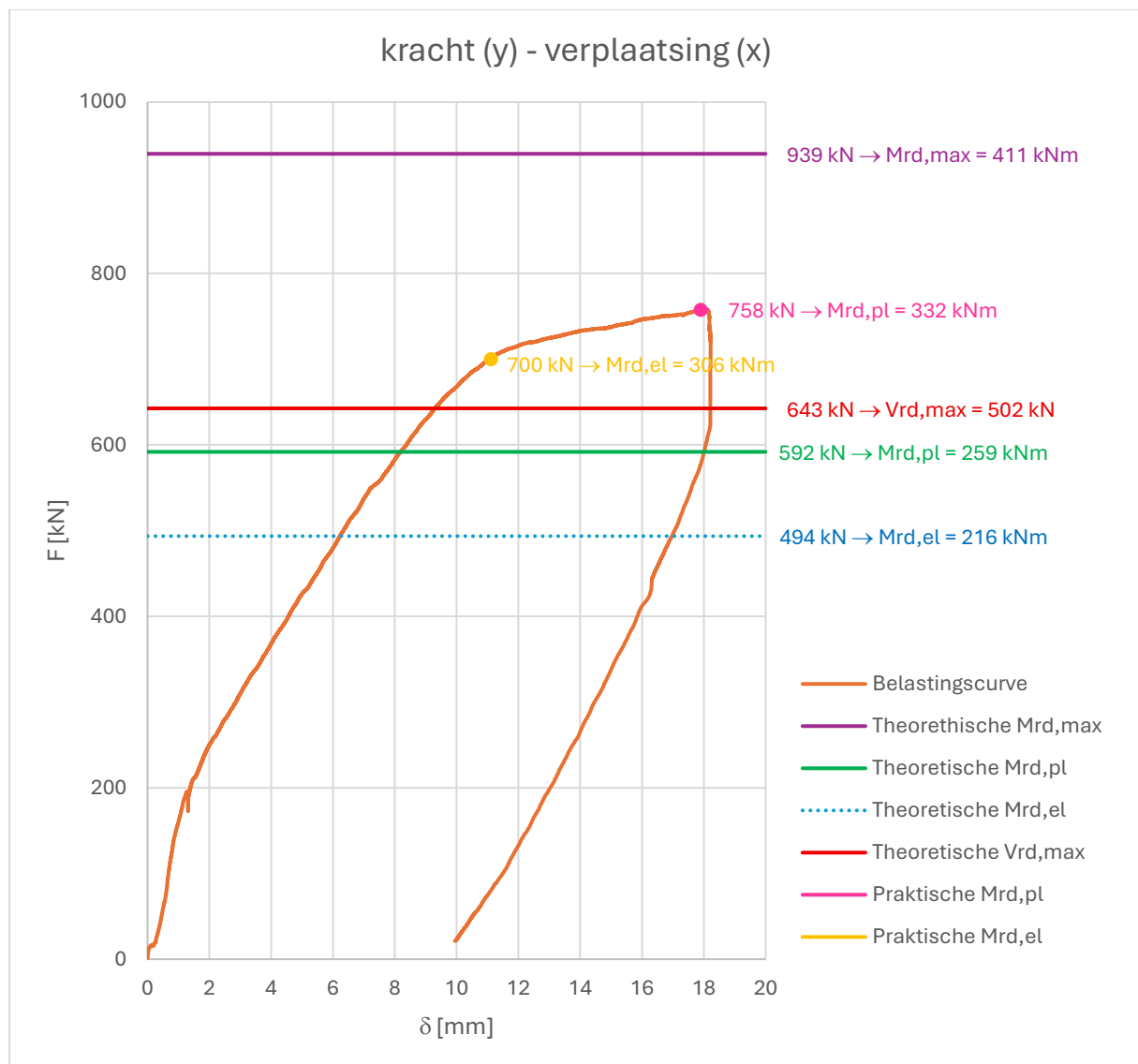
Tabel 3: Vergelijking sterktewaarden ontwerp vs. testresultaten - Proefstuk 1B

	$V_{Rd,max}$	$M_{Rd,el}$	$M_{Rd,pl}$	$M_{Rd,max}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Theoretisch berekend	1636	306	367	464
Bepaald a.d.h.v. praktijktesten	> 216	> 303	> 303	> 303

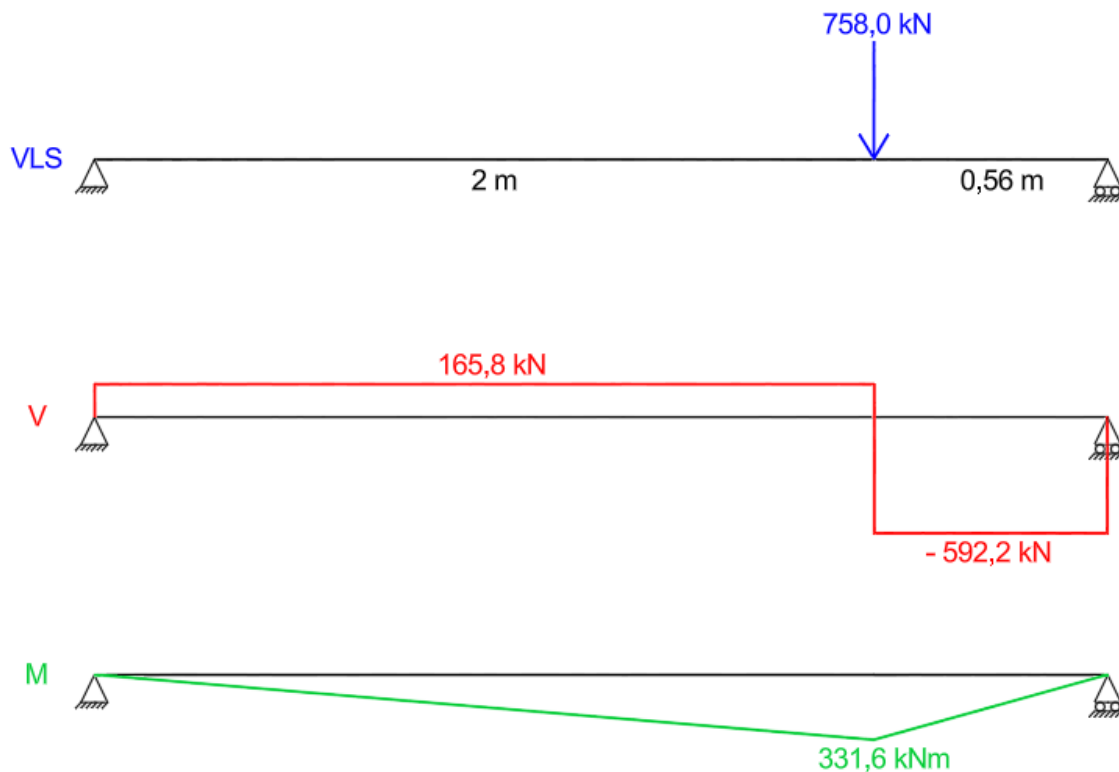
5.3 Proefstuk 2A

Figuur 57 toont het kracht-verplaatsingsgedrag van de derde belastingsproef. De opstelling van proef 3, weergegeven in Figuur 42, was ontworpen om bezwijken op dwarskracht uit te lokken. Door de korte opleggingsafstand en een grote puntbelasting werd getracht een hoge dwarskrachtbelasting te realiseren. In de praktijk bezweek het proefstuk echter door buiging.

De kracht neemt eerst lineair toe tot een belasting van ± 700 kN, op dit moment bereikt de wapening zijn vloeigrens. Na dit punt vlakt de curve af en vormt er zich een plateau. Tijdens de praktijktest werd een maximale belasting van 758,0 kN geregistreerd, wat overeenkomt met de dwarskracht- en momentenlijn afgebeeld in Figuur 58.



Figuur 57: Diagram 2A - theorie vs. praktijk



Figuur 58: Vrijlichaamschema, dwarskrachten- en momentenlijn 2A

Tabel 4 geeft een overzicht van de theoretische berekeningen en de resultaten uit de praktijktesten. Het proefstuk was oorspronkelijk ontworpen om te falen op dwarskracht, maar de berekeningen voorspelden al dat bezwijk door buiging waarschijnlijker zou zijn. In theorie begint de wapening plastisch te vervormen bij een moment van 259 kNm, wat overeenkomt met een kracht van 592 kN. Op dat moment is de dwarskracht slechts 462,5 kN, wat lager is dan de theoretische afschuifcapaciteit. Daarom werd er geen dwarskrachtfalen verwacht.

Bovendien blijkt uit de test dat de werkelijke dwarskrachtcapaciteit hoger ligt dan theoretisch werd aangenomen. Tijdens de proef werd een buigmoment van 331,6 kNm gemeten, wat ruim boven het voorspelde plastische moment van 259 kNm ligt. Dit verschil suggereert dat het grout een bijdrage van ongeveer 21,9% levert aan de buigstijfheid van het element.

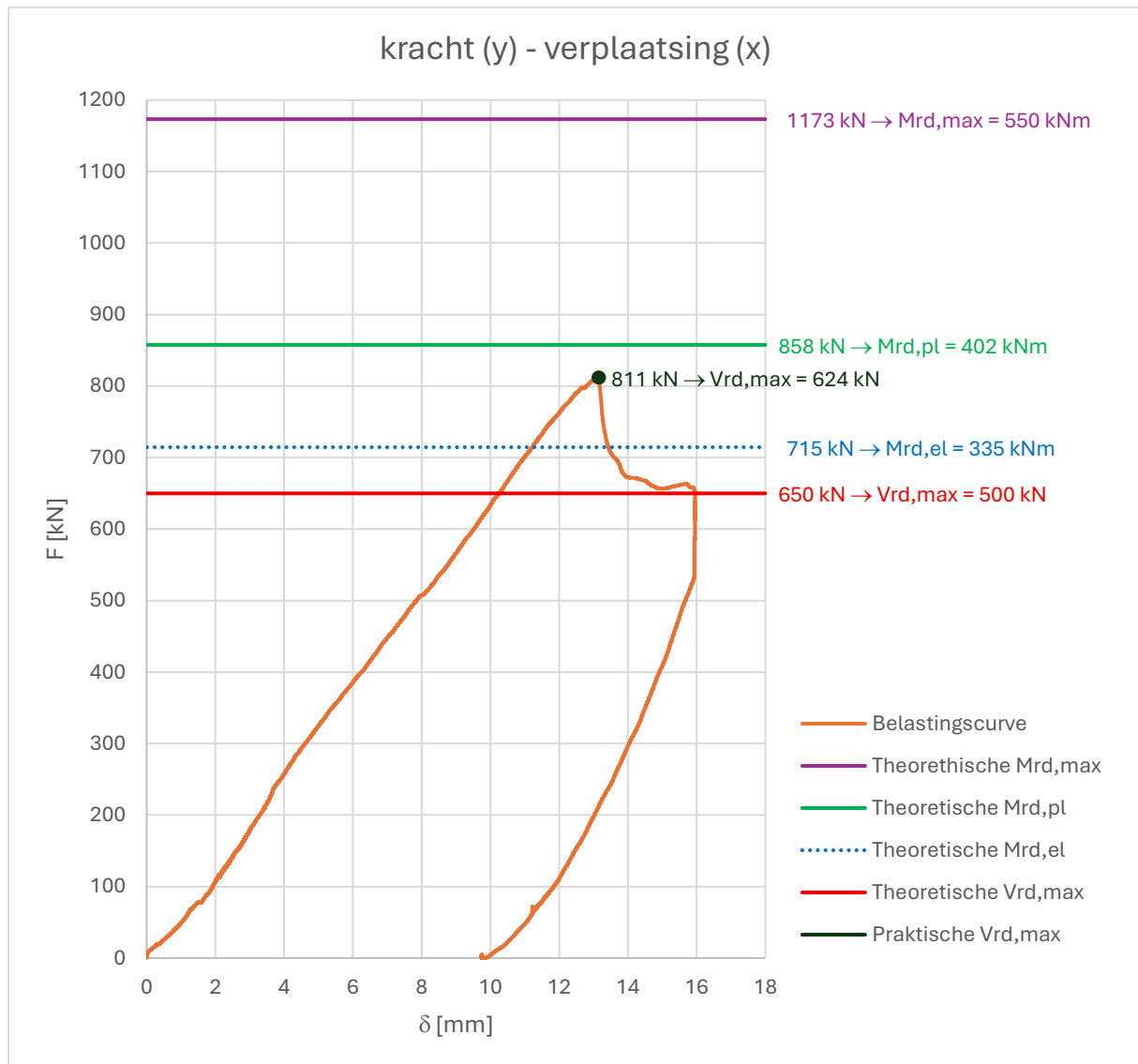
Het theoretische maximale weerstandsmoment van 411 kNm werd niet bereikt, omdat de proef vroegtijdig beëindigd werd, voor er volledige breuk van het proefstuk optrad. Wel kan uit de resultaten geconcludeerd worden dat het proefstuk minimaal een moment van 331,6 kNm kan opnemen.

Tabel 4: Vergelijking sterkte waarden ontwerp vs. testresultaten - Proefstuk 2A

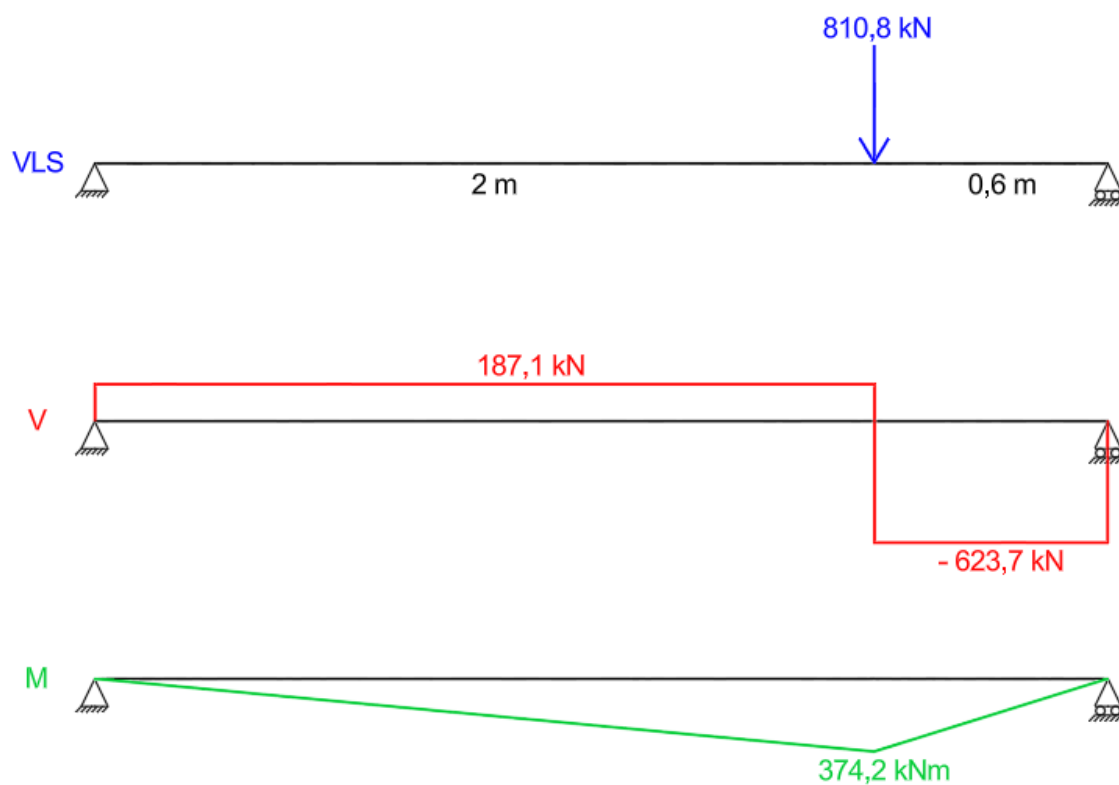
	$V_{Rd,max}$	$M_{Rd,el}$	$M_{Rd,pl}$	$M_{Rd,max}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Theoretisch berekend	502	216	259	411
Bepaald a.d.h.v. praktijktesten	> 592	306	332	> 332

5.4 Proefstuk 2B

Figuur 59 toont het kracht-verplaatsingsgedrag van de vierde belastingsproef, die specifiek werd ontworpen om te bezwijken op dwarskracht. De curve loopt eerst lineair omhoog, na het bereiken van de maximale belasting van 810,8 kN treedt een duidelijke daling op. Dit abrupte krachtverlies wijst op het bereiken van de maximale dwarskrachtcapaciteit van het proefstuk. De bijbehorende dwarskracht- en momentenlijn zijn weergegeven in Figuur 60.



Figuur 59: Diagram 2B - theorie vs. praktijk



Figuur 60: Vrijlichaamschema, dwarskrachten- en momentenlijn 2B

Tabel 5 zet de theoretische berekeningen en de resultaten uit de praktijktesten naast elkaar. De proefresultaten tonen aan dat het proefstuk een maximale dwarskracht opnam van 623,7 kN, wat 19,8% hoger ligt dan de theoretisch voorspelde capaciteit van 500 kN.

Omdat het proefstuk faalde door overschrijding van de dwarskrachtcapaciteit werd de plastische buigcapaciteit niet volledig bereikt. Dit wordt bevestigd door de maximale gemeten kracht van 810,8 kN, wat overeenkomt met een moment van 374,2 kNm wat onder het berekende plastisch moment van de wapening ligt.

Tabel 5: Vergelijking sterkte waarden ontwerp vs. testresultaten - Proefstuk 2B

	$V_{Rd,max}$	$M_{Rd,el}$	$M_{Rd,pl}$	$M_{Rd,max}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Theoretisch berekend	500	335	402	550
Bepaald a.d.h.v. praktijktesten	624	> 374	> 374	> 374

5.5 Conclusie i.v.m. de sterkte van CSM-wanden

De resultaten uit Tabel 6 tonen duidelijke verschillen tussen theoretisch berekende en experimenteel bepaalde draagcapaciteiten. Deze afwijkingen zijn sterk afhankelijk van het faalmechanisme, de wapeningstoestand en de lokale variaties in groutkwaliteit en uitvoering.

Proefstuk 2B faalde zoals voorspeld op dwarskracht, met een plots verlies van draagkracht en een duidelijk bros bezwijkmechanisme. De gemeten V_{Rd} lag hierbij hoger dan de theoretisch voorspelde waarde, wat erop wijst dat het rekenmodel mogelijk conservatief is voor dit faalmechanisme. De momentcapaciteiten werden slechts deels aangesproken, omdat het element bezweek vóórdat plastisch gedrag zich kon ontwikkelen. Deze proef bevestigt dat bij voldoende langswapening en een stijve configuratie de schuifcapaciteit beslissend wordt voor het bezwijkpunt.

Proefstukken 1A en 2A, hoewel ontworpen met verschillende testopstellingen, vertonen beide een buiggedomineerd faalgedrag. In beide gevallen werd het theoretisch plastisch moment $M_{Rd,pl}$ overschreden in de praktijk, met een meerwaarde van minimum 21%. Deze meercapaciteit kan toegeschreven worden aan de bijdrage van het grout in de drukzone, dat in de praktijk meer weerstand biedt dan in het theoretisch model wordt aangenomen. De vloeing van de wapening (aangeduid door $M_{Rd,el}$) werd duidelijk bereikt, en de overgang naar plastisch gedrag was zichtbaar in de kracht-verplaatsingscurves. De maximale momentcapaciteit $M_{Rd,max}$ werd echter in geen enkele proef bereikt, omdat de testen bewust gestopt werden vóór het element volledig bezweek. De werkelijke capaciteit van de proefstukken kan dus hoger liggen dan wat op basis van de metingen werd geregistreerd.

Proefstuk 1B toont hoe uitvoeringsverschillen een grote impact kunnen hebben. Ondanks de zware wapening faalde dit element vroegtijdig door torsie en instabiliteit, vermoedelijk veroorzaakt door excentriciteit in de wapening. Hoewel de theoretische waarden voor $M_{Rd,el}$, $M_{Rd,pl}$, en $M_{Rd,max}$ hoog liggen, werden deze in de praktijk niet effectief benut. Deze test toont aan dat de lokale uitvoeringskwaliteit en de geometrische configuratie bepalend kunnen zijn voor het faalgedrag.

Tabel 6: Overzicht resultaten o.b.v. sterkte

	$V_{Rd,max}$		$M_{Rd,el}$		$M_{Rd,pl}$		$M_{Rd,max}$	
	[kN]		[kNm]		[kNm]		[kNm]	
	T	P	T	P	T	P	T	P
1A	1763	> 224	211	266	253	314	409	> 314
1B	1636	> 216	306	> 303	367	> 303	464	> 303
2A	502	> 592	216	306	259	332	411	> 332
2B	500	624	335	> 374	402	> 374	550	> 374

6 Evaluatie van de resultaten op vlak van stijfheid

6.1 Bepaling van EI a.d.h.v. de testresultaten

6.1.1 Ongescheurde buigstijfheid

De ongescheurde buigstijfheid $EI_{ongescheurd}$ van de proefstukken werd geëvalueerd aan de hand van de kracht-verplaatsingscurves verkregen uit de buigproeven. Voor elke proef werd het scheurmoment bepaald en de lineaire zone vóór dit punt werd afzonderlijk geanalyseerd. Op deze data werd een lineaire regressie toegepast. De richtingscoëfficiënt van deze trendlijn geeft de verhouding weer tussen de toegepaste belasting F en de gemeten doorbuiging δ . Deze waarde werd vervolgens ingevuld in de klassieke doorbuigingsformule om de buigstijfheid van het proefstuk in ongescheurde toestand te berekenen.

Proefstukken 1A en 1B werden getest in een symmetrische proefopstelling. De formule voor de doorbuiging δ is dan als volgt:

$$\delta = \frac{F \cdot x}{48 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot x^2) \Rightarrow E \cdot I = \frac{F}{\delta} \cdot \frac{x \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot x^2)}{48} \quad (81)$$

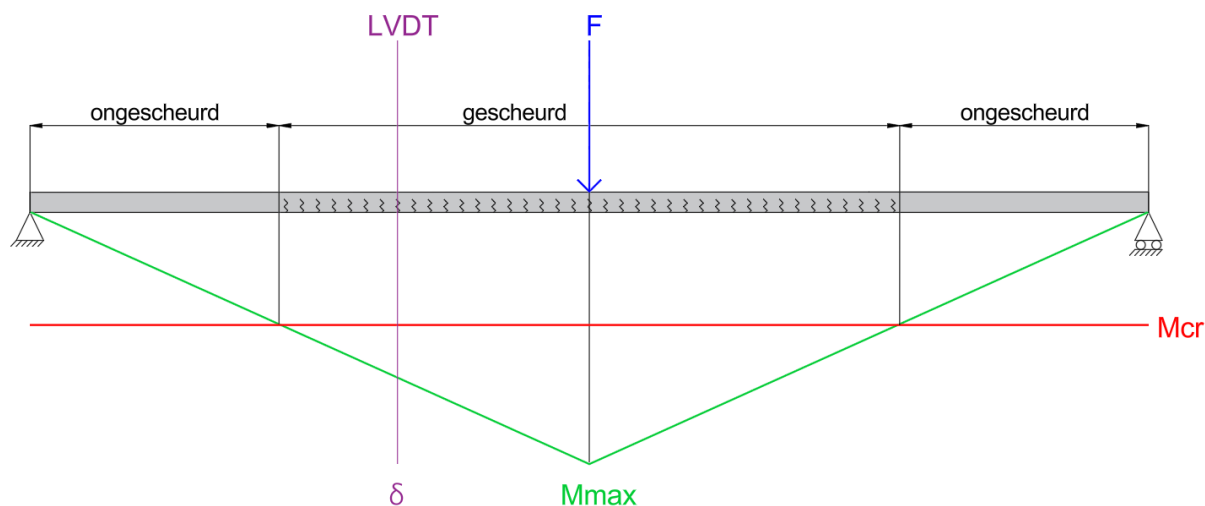
Voor proefstukken 2A en 2B geldt de doorbuigingsformule voor een ligger met asymmetrische belasting

$$\delta = \frac{F \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot I \cdot l} \cdot (l^2 - b^2 - x^2) \Rightarrow E \cdot I = \frac{F}{\delta} \cdot \frac{b \cdot x}{6 \cdot l} \cdot (l^2 - b^2 - x^2) \quad (82)$$

In deze formules is l de overspanning tussen de twee steunpunten, b de afstand van de kracht tot het dichtstbijzijnde steunpunt en x de afstand van het meetpunt tot datzelfde steunpunt.

6.1.2 Gescheurde buigstijfheid

Het bepalen van de gescheurde buigstijfheid $EI_{gescheurd}$ van het proefstuk gebeurde in verschillende stappen. In eerste instantie werd uit de kracht-verplaatsingsgrafiek een meetpunt geselecteerd waarvan met zekerheid aangenomen kon worden dat de doorsnede gescheurd was. De bijhorende kracht en doorbuiging werden genoteerd. Vervolgens werd voor deze kracht een momentenlijn opgesteld over het proefstuk. Op deze momentenlijn werd een horizontale lijn uitgezet ter hoogte van het scheurmoment. De snijpunten tussen de momentenlijn en deze scheurmomentlijn markeren de overgangen van ongescheurd naar gescheurd gedrag in de doorsnede. De bijhorende lengtes van de ongescheurde en gescheurde zones werden hiermee bepaald. Figuur 61 geeft een schematische weergave van dit principe.



Figuur 61: Bepaling ongescheurde en gescheurde zones

Op basis van deze verdeling werd een vereenvoudigd model opgebouwd in Diamonds, een softwarepakket voor structurele analyse dat de berekening van interne krachten en verplaatsingen op basis van eindige elementen mogelijk maakt. Het proefstuk werd hierin gemodelleerd als een samengestelde balk bestaande uit drie delen: een ongescheurd stuk aan de linkerzijde, een gescheurde zone in het midden, en opnieuw een ongescheurd deel aan de rechterzijde. De materiaaleigenschappen en het traagheidsmoment van de ongescheurde delen werden bepaald volgens sectie 6.1.1. Voor de gescheurde zone werd aangenomen dat de elasticiteitsmodulus E_{cm} gelijk blijft aan die van het ongescheurde grout, maar dat het traagheidsmoment I gereduceerd is als gevolg van de scheurvorming.

Omdat I niet rechtstreeks gekend is, werd dit iteratief bepaald. Hiervoor werd de hoogte van de doorsnede van de gescheurde zone in Diamonds aangepast. Door iteratief verschillende hoogtes in te vullen werd gezocht naar een modelconfiguratie waarvan de berekende doorbuiging overeenkomt met de experimenteel gemeten doorbuiging in het eerder geselecteerde punt. Zodra de gesimuleerde doorbuiging in Diamonds overeenkwam met de gemeten doorbuiging, werd de bijhorende hoogte als de effectieve meewerkende hoogte van de gescheurde zone beschouwd. Op basis van deze hoogte werd vervolgens het traagheidsmoment $I_{gescheurd}$ berekend, en daaruit de gescheurde buigstijfheid $EI_{gescheurd}$ afgeleid.

6.1.3 Effectieve buigstijfheid

De effectieve buigstijfheid EI_{eff} is een maat voor de gemiddelde stijfheid van een element over het volledige belastingsverloop, waarbij ook de invloed van scheurvorming in rekening wordt gebracht. Deze parameter weerspiegelt dus niet enkel het initiële lineair-elastische gedrag, maar ook de afname van stijfheid na het ontstaan van scheuren.

De bepaling van EI_{eff} gebeurt aan de hand van een rechte lijn die getrokken wordt van het nulpunt van de kracht-verplaatsingscurve tot aan het punt dat overeenkomt met het elastisch moment $M_{rd,el}$. Deze lijn vertegenwoordigt de secansstijfheid van het systeem. De richtingscoëfficiënt van deze rechte geeft ook hier de verhouding tussen de toegepaste belasting F en de gemeten doorbuiging δ . Deze waarde werd ingevuld in formule (81) of (82), afhankelijk van de proefopstelling, om zo de effectieve buigstijfheid te bepalen.

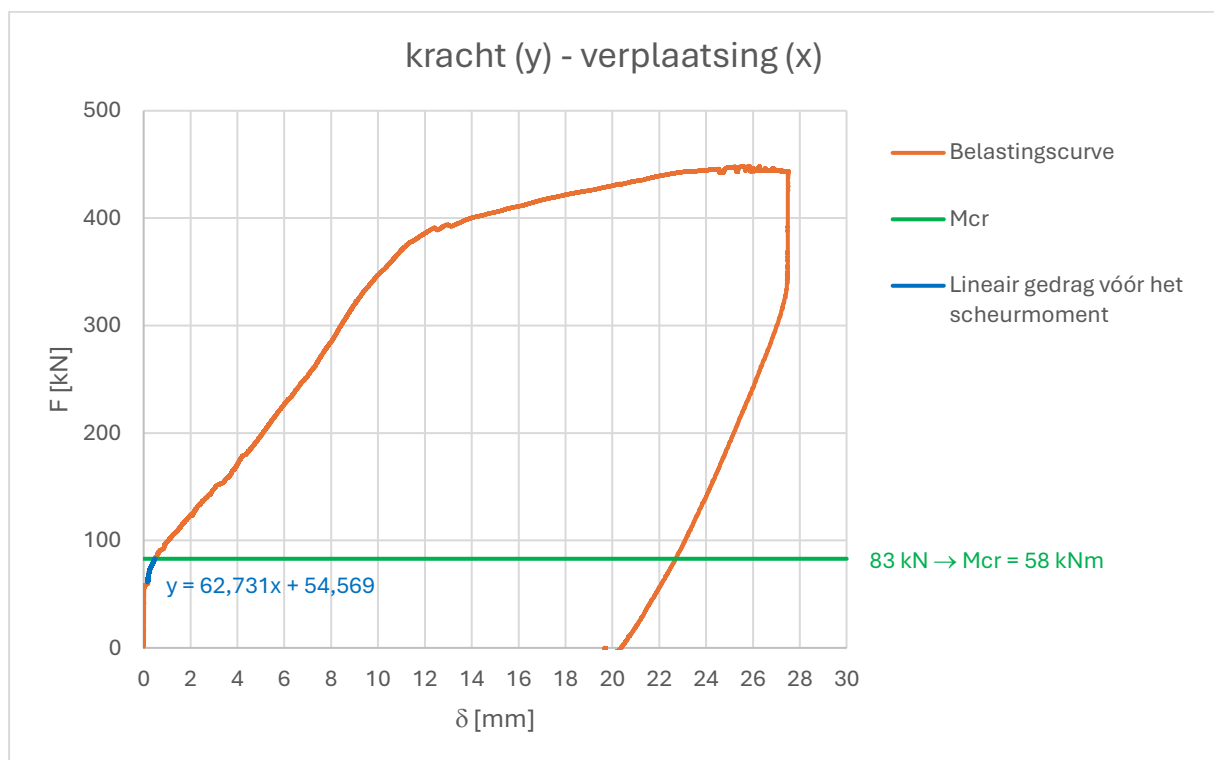
6.2 Proefstuk 1A

6.2.1 Ongescheurde buigstijfheid

Figuur 62 geeft het kracht-verplaatsingsdiagram weer van proefstuk 1A, waarbij het lineaire gedrag vóór het optreden van scheurvorming is aangeduid. De helling (rico) van deze lineaire zone bedraagt 62,731. Zoals beschreven in sectie 6.1.1 werd deze waarde ingevuld in formule (81).

$$\begin{aligned}
 E \cdot I &= \frac{F}{\delta} \cdot \frac{x \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot x^2)}{48} \\
 &= \left(\frac{60930 \text{ N}}{0,16 \text{ mm}} + 62731 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{920 \text{ mm} \cdot (3 \cdot (2800 \text{ mm})^2 - 4 \cdot (920 \text{ mm})^2)}{48} \quad (81) \\
 &= 1,71 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

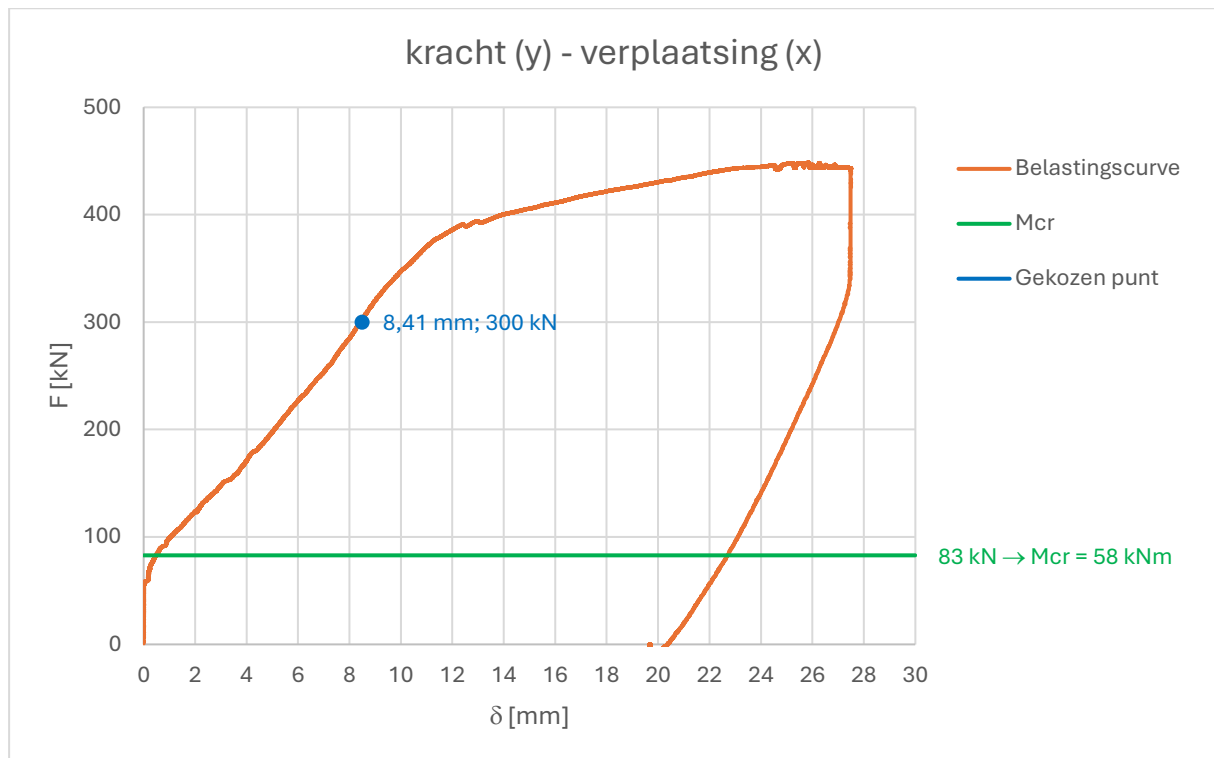
Op basis van deze relatie werd de buigstijfheid $EI_{ongescheurd}$ berekend als $1,71 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$. Het traagheidsmoment $I_{ongescheurd}$ is en gelijk is aan $1,01 \times 10^{10} \text{ mm}^4$.



Figuur 62: Diagram 1A - lineair gedrag vóór het scheurmoment

6.2.2 Gescheurde buigstijfheid

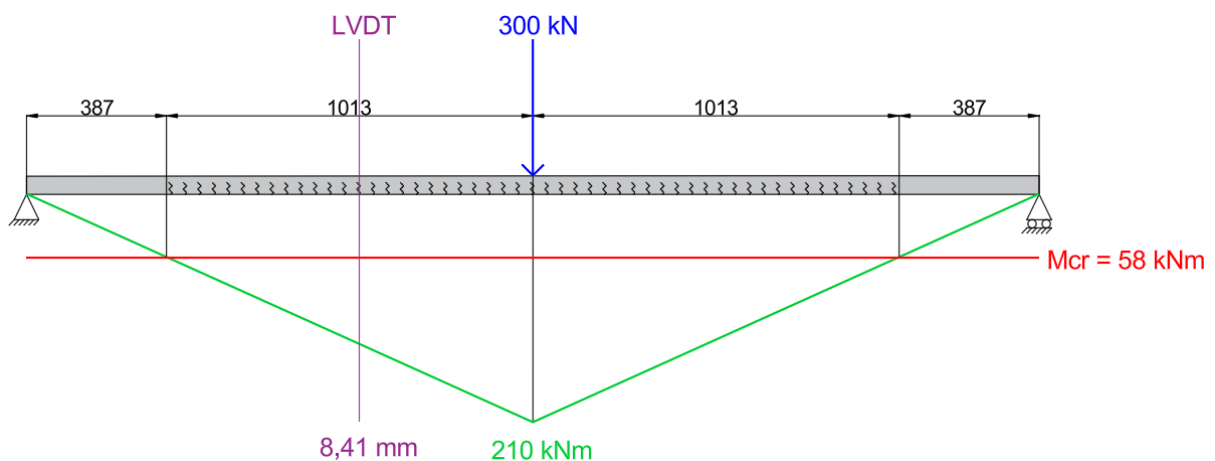
Figuur 63 toont het kracht-verplaatsingsdiagram van proefstuk 1A met aanduiding van de gebruikte kracht en doorbuiging. Voor dit proefstuk wordt gewerkt met een kracht van 300 kN die een doorbuiging van 8,41 mm veroorzaakt.



Figuur 63: Diagram 1A - gebruikte kracht en doorbuiging

Zoals beschreven in sectie 6.1.2 werden de afmetingen van de ongescheurde en gescheurde zones bepaald door de momentenlijn gelijk te stellen aan het scheurmoment van 58 kNm. Figuur 64 geeft een schematische weergave van dit proces. Vervolgens is het proefstuk gemodelleerd in een Diamondsmodel, om zo iteratief de meewerkende hoogte van de gescheurde doorsnede te vinden. Bij een hoogte van 197 mm kwam de berekende doorbuiging in het Diamondsmodel overeen met de gemeten doorbuiging tijdens de proef, namelijk 8,41 mm. Bijgevolg is het traagheidsmoment van de gescheurde doorsnede $I_{gescheurd}$ gelijk aan $7,96 \times 10^8 \text{ mm}^4$.

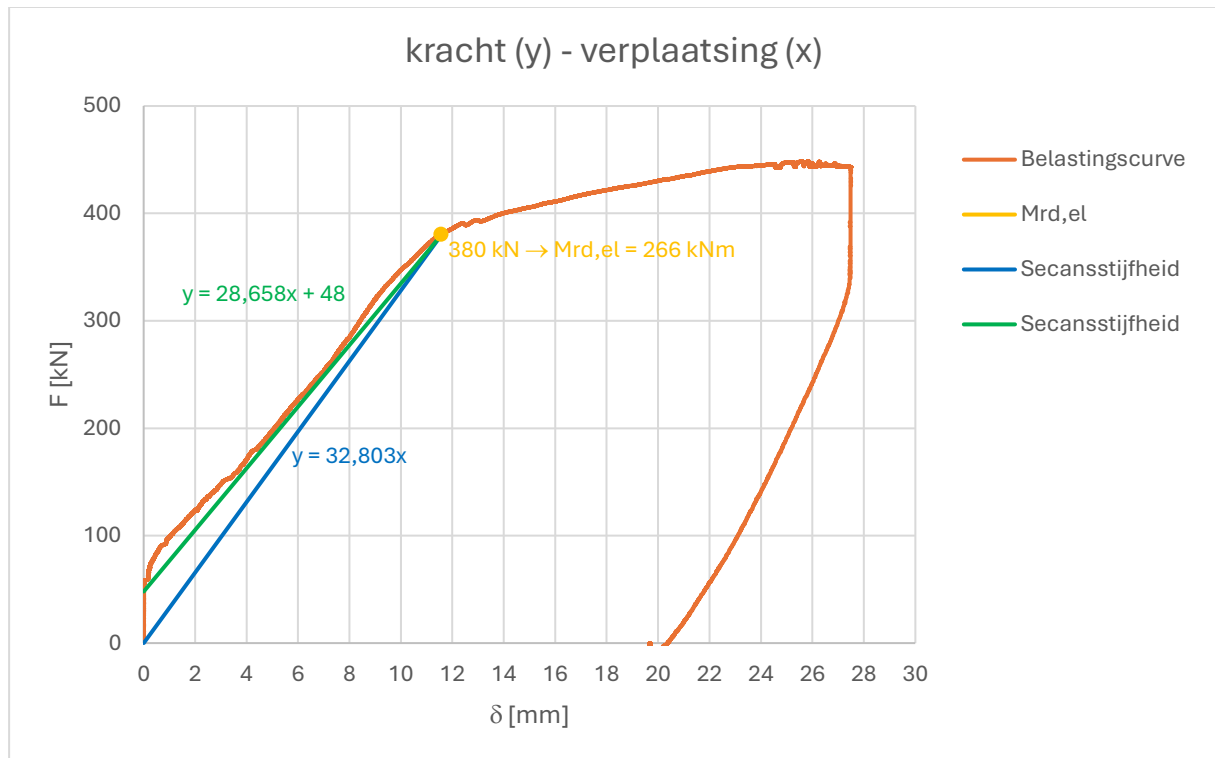
$$EI_{gescheurd} = E \cdot I_{gescheurd} = 17178 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 7,96 \times 10^8 \text{ mm}^4 = 1,36 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \quad (78)$$



Figuur 64: Ongescheurde en gescheurde zones 1A

6.2.3 Effectieve buigstijfheid

De effectieve buigstijfheid EI_{eff} wordt bepaald volgens de methode beschreven in sectie 6.1.3. Figuur 65 het kracht verplaatsingsdiagram van proefstuk 1A. Op deze grafiek zijn twee rechten aangebracht, één rechte vertrekt in het nulpunt, de andere vertrekt op het punt waar de eerste doorbuiging gemeten wordt. De helling van deze rechten zijn respectievelijk 32,803 en 28,658. Deze waarden komen overeen met de verhouding $\frac{F}{\delta}$. Door deze term in te vullen in vergelijking (81) werd de effectieve buigstijfheid EI_{eff} berekend als $1,27 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$ en $1,11 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$.



Figuur 65: Diagram 1A – secansstijfheid

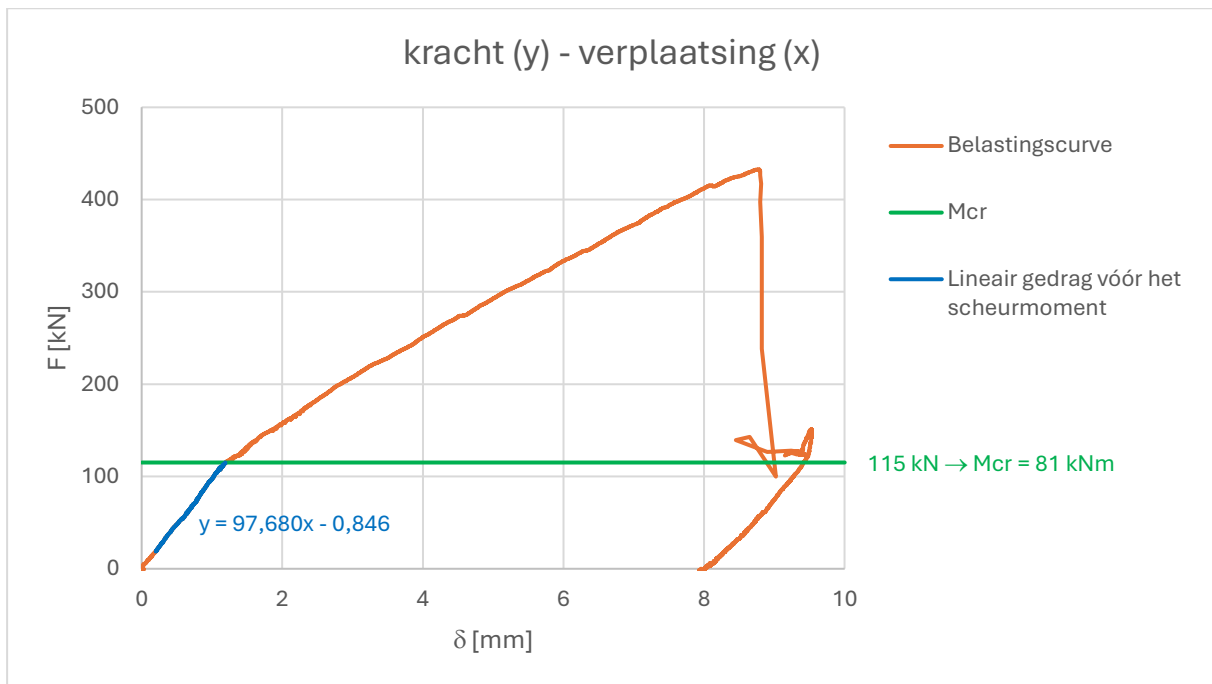
6.3 Proefstuk 1B

6.3.1 Ongescheurde buigstijfheid

Figuur 66 toont het kracht-verplaatsingsdiagram van proefstuk 1B. Net zoals bij proefstuk 1A werd het lineaire deel vóór de eerste scheurvorming aangeduid en voorzien van een trendlijn. De helling van deze trendlijn bedraagt 97,680 en deze waarde werd opnieuw ingevuld in vergelijking (81).

$$\begin{aligned}
 E \cdot I &= \frac{F}{\delta} \cdot \frac{x \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot x^2)}{48} \\
 &= \left(\frac{19110 \text{ N}}{0,20 \text{ mm}} + 97680 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{930 \text{ mm} \cdot (3 \cdot (2800 \text{ mm})^2 - 4 \cdot (930 \text{ mm})^2)}{48} \\
 &= 7,51 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2
 \end{aligned} \tag{81}$$

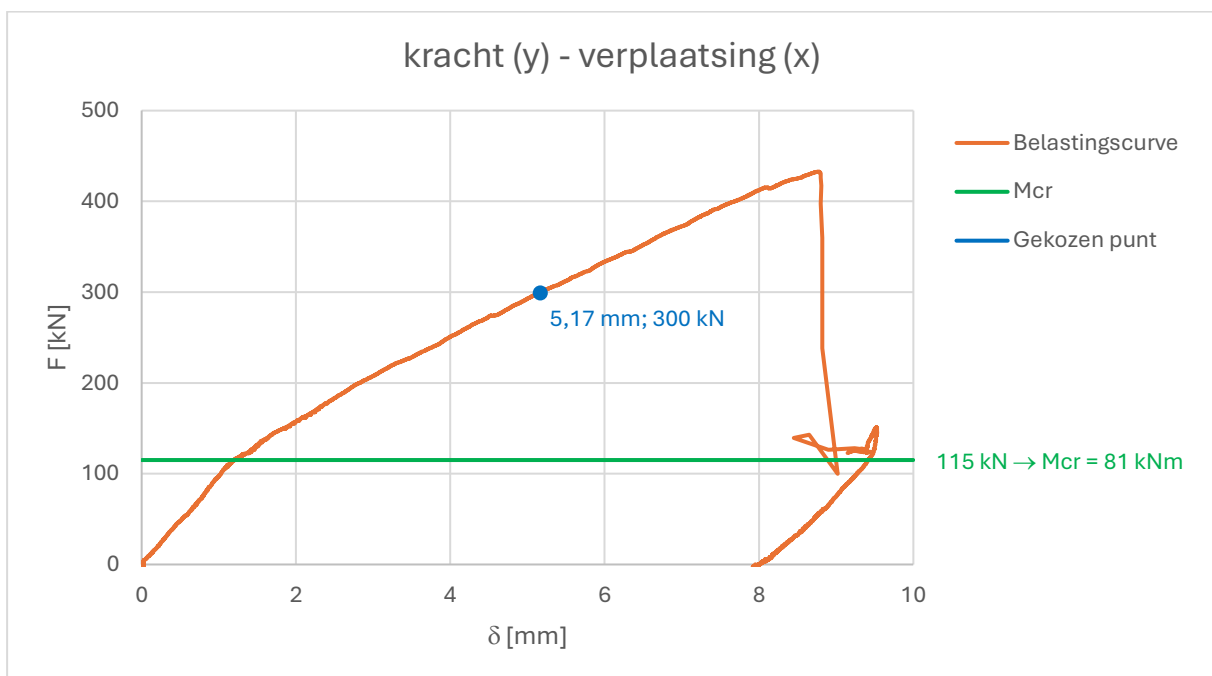
Op basis hiervan werd de buigstijfheid EI in het ongescheurde stadium bepaald als $7,51 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$.



Figuur 66: Diagram 1B - lineair gedrag vóór het scheurmoment

6.3.2 Gescheurde buigstijfheid

Figuur 67 toont het kracht-verplaatsingsdiagram van proefstuk 1B met aanduiding van de gebruikte kracht en bijhorende doorbuiging. Voor dit proefstuk werd gewerkt met een kracht van 300 kN, die een doorbuiging veroorzaakte van 5,17 mm.

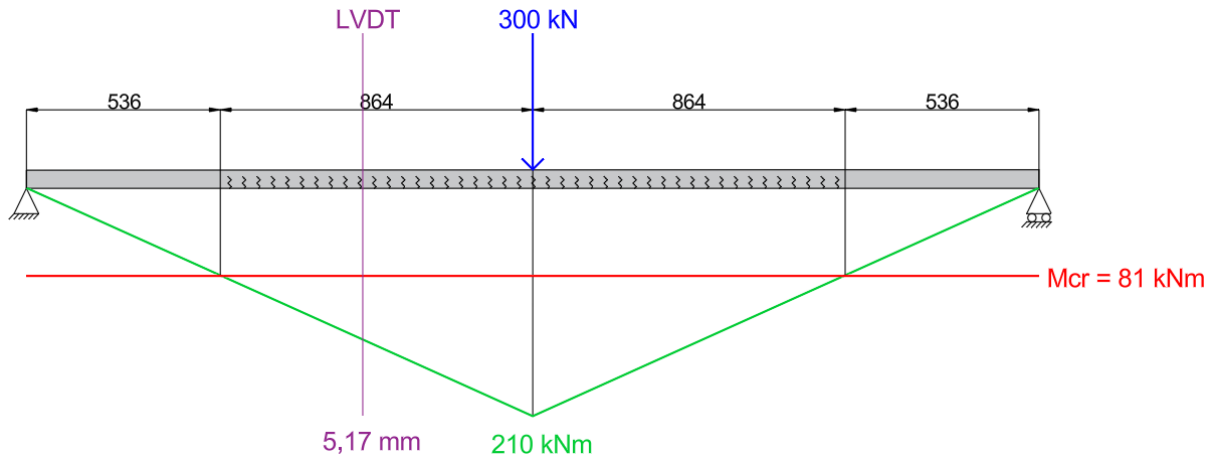


Figuur 67: Diagram 1B - gebruikte kracht en doorbuiging

Ook deze keer werd de zoneverdeling bepaald volgens de methode beschreven in sectie 6.1.2. Figuur 68 geeft de momentenlijn bij deze belasting, die vergeleken wordt met het scheurmoment van 80,5 kNm. Het proefstuk werd vervolgens gemodelleerd in Diamonds. Door iteratief de hoogte van de gescheurde

doorsnede aan te passen, werd bij een hoogte van 313 mm een berekende doorbuiging van 5,17 mm bekomen, gelijk aan de experimenteel gemeten waarde. Het bijhorende traagheidsmoment van de gescheurde doorsnede $I_{gescheurd}$ is dan gelijk aan $2,84 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

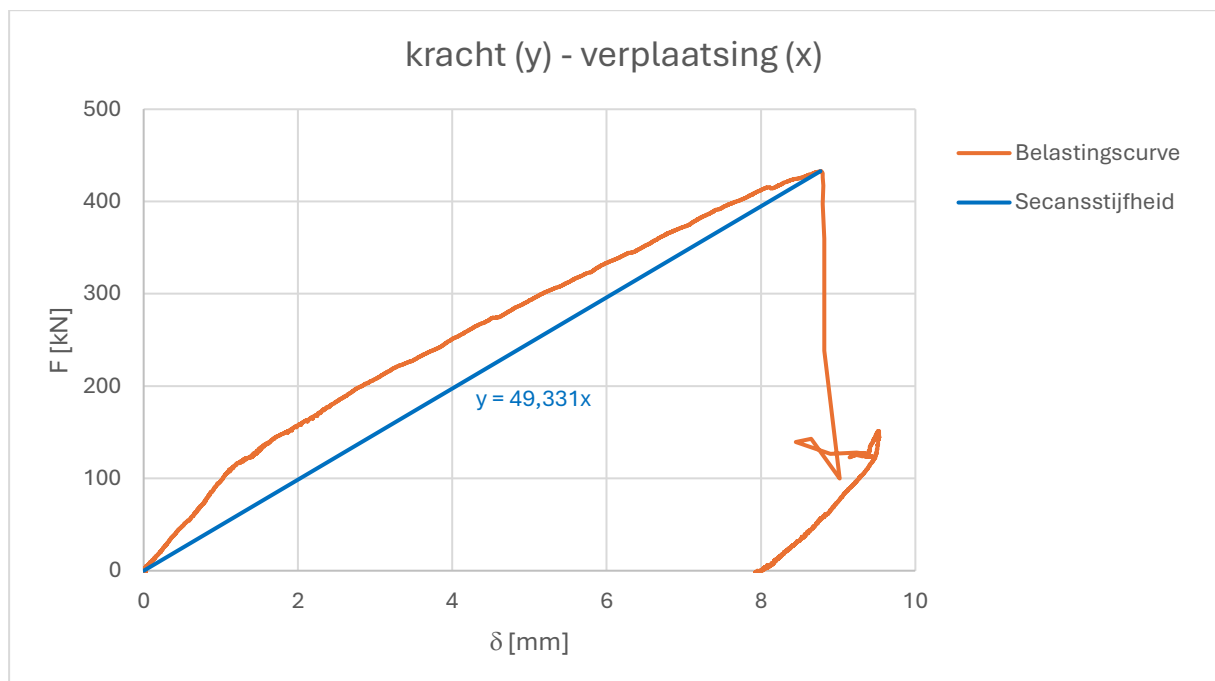
$$EI_{gescheurd} = E \cdot I_{gescheurd} = 17178 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2,84 \times 10^9 \text{ mm}^4 = 4,88 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \quad (78)$$



Figuur 68: Ongescheurde en gescheurde zones 1B

6.3.3 Effectieve buigstijfheid

Om de effectieve buigstijfheid te bepalen, werd een rechte lijn gefit op het kracht-verplaatsingsdiagram. Aangezien $M_{Rd,el}$ in deze proef niet bereikt werd, loopt de rechte van het nulpunt tot het maximale meetpunt, zoals weergegeven in Figuur 69. De helling van deze rechte bedraagt 49,331. Deze waarde werd opnieuw ingevuld in vergelijking (81) en zo werd de EI_{eff} berekend op $1,92 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$.



Figuur 69: Diagram 1B - secansstijfheid

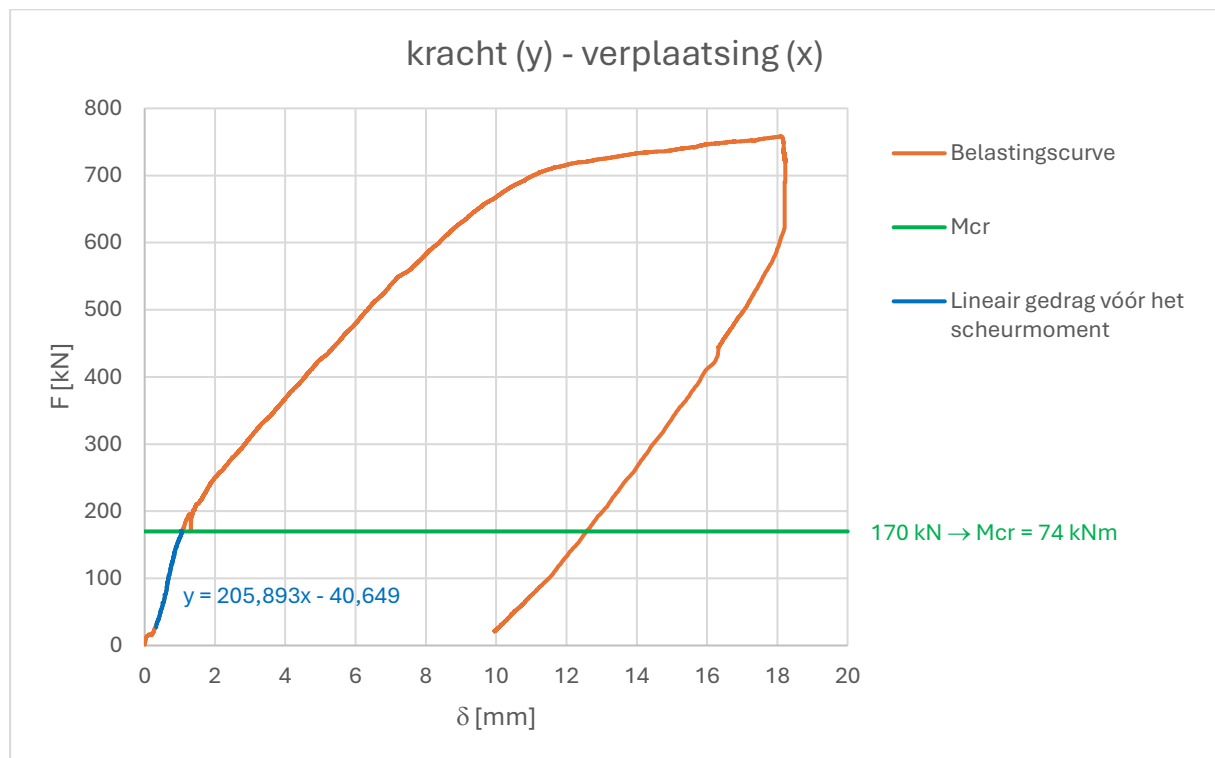
6.4 Proefstuk 2A

6.4.1 Ongescheurde buigstijfheid

Figuur 70 toont het kracht-verplaatsingsdiagram van proefstuk 2A. De helling van het lineaire gedeelte van de curve, vóór het ontstaan van de eerste scheur, bedraagt 205,893. Omdat het gaat om een asymmetrische proefopstelling, werd bij de berekening van de buigstijfheid gebruikgemaakt van formule (82), die rekening houdt met de specifieke belastingstoestand.

$$\begin{aligned}
 E \cdot I &= \frac{F}{\delta} \cdot \frac{b \cdot x}{6 \cdot l} \cdot (l^2 - b^2 - x^2) \\
 &= \left(\frac{30289 \text{ N}}{0,33 \text{ mm}} + 205893 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{1030 \text{ mm} \cdot 1530 \text{ mm}}{6 \cdot 2560 \text{ mm}} \cdot ((2560 \text{ mm})^2 - (1030 \text{ mm})^2 - (1530 \text{ mm})^2) \quad (83) \\
 &= 9,63 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

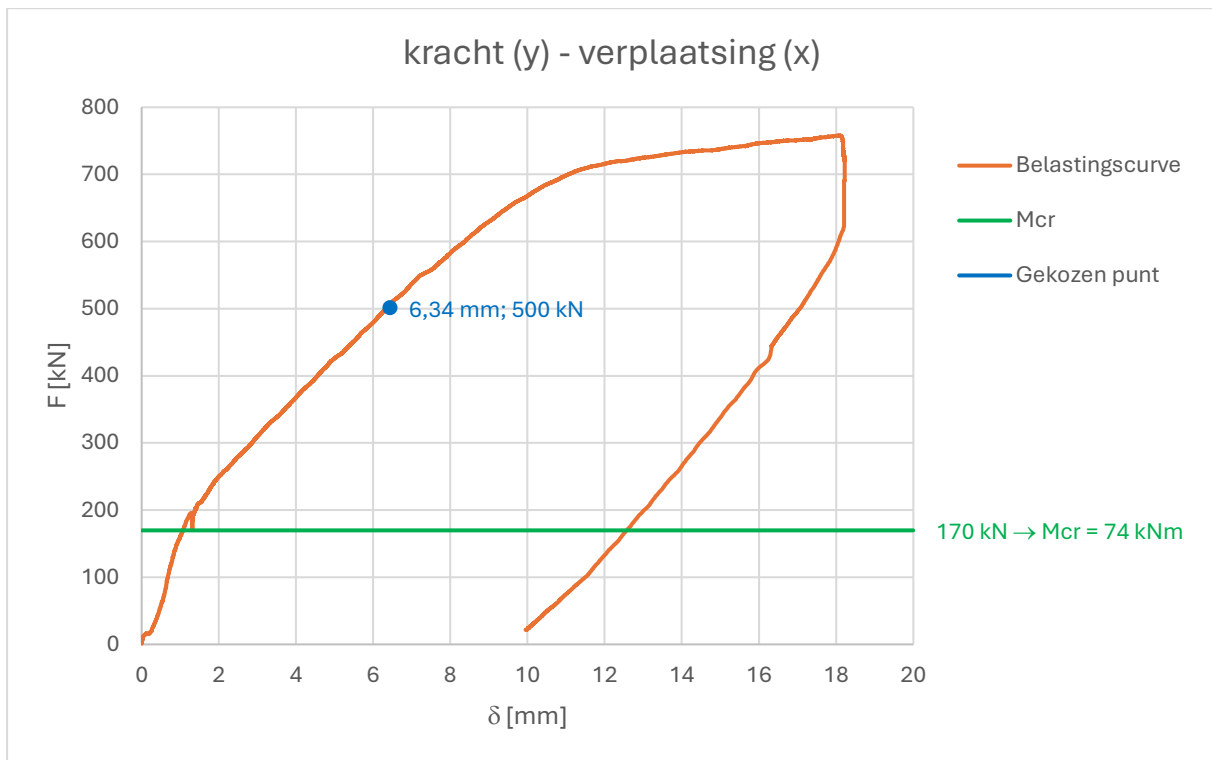
Op basis van deze doorbuigingsformule werd de buigstijfheid EI berekend als $9,63 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$.



Figuur 70: Diagram 2A - lineair gedrag vóór het scheurmoment

6.4.2 Gescheurde buigstijfheid

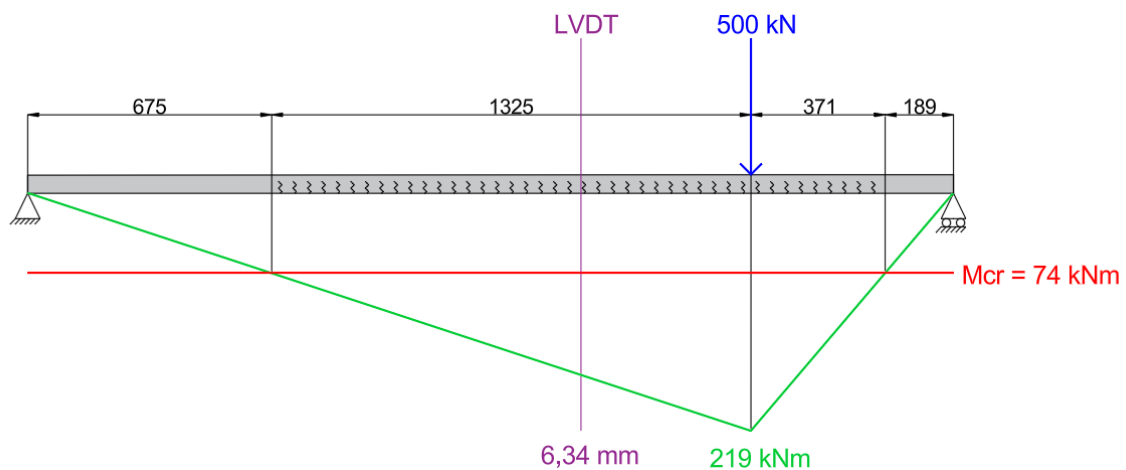
Figuur 71 toont het kracht-verplaatsingsdiagram van proefstuk 2A. Voor proefstuk 2A werd een belasting van 500 kN aangebracht, wat aanleiding gaf tot een gemeten doorbuiging van 6,34 mm.



Figuur 71: Diagram 2A - gebruikte kracht en doorbuiging

Op basis van deze belasting werd de momentenlijn opgesteld en vergeleken met het scheurmoment van 74 kNm. Figuur 72 toont hoe de grenzen tussen de ongescheurde en gescheurde zones afgeleid werden. Deze zones werden vervolgens overgenomen in het Diamondsmodel beschreven in sectie 6.1.2. Door de hoogte van deze zone te variëren, werd gezocht naar een configuratie waarbij de berekende doorbuiging overeenkwam met de proefresultaten. Dit was het geval bij een hoogte van 273 mm. Uit deze hoogte volgde een traagheidsmoment voor de gescheurde doorsnede $I_{gescheurd}$ van $2,05 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

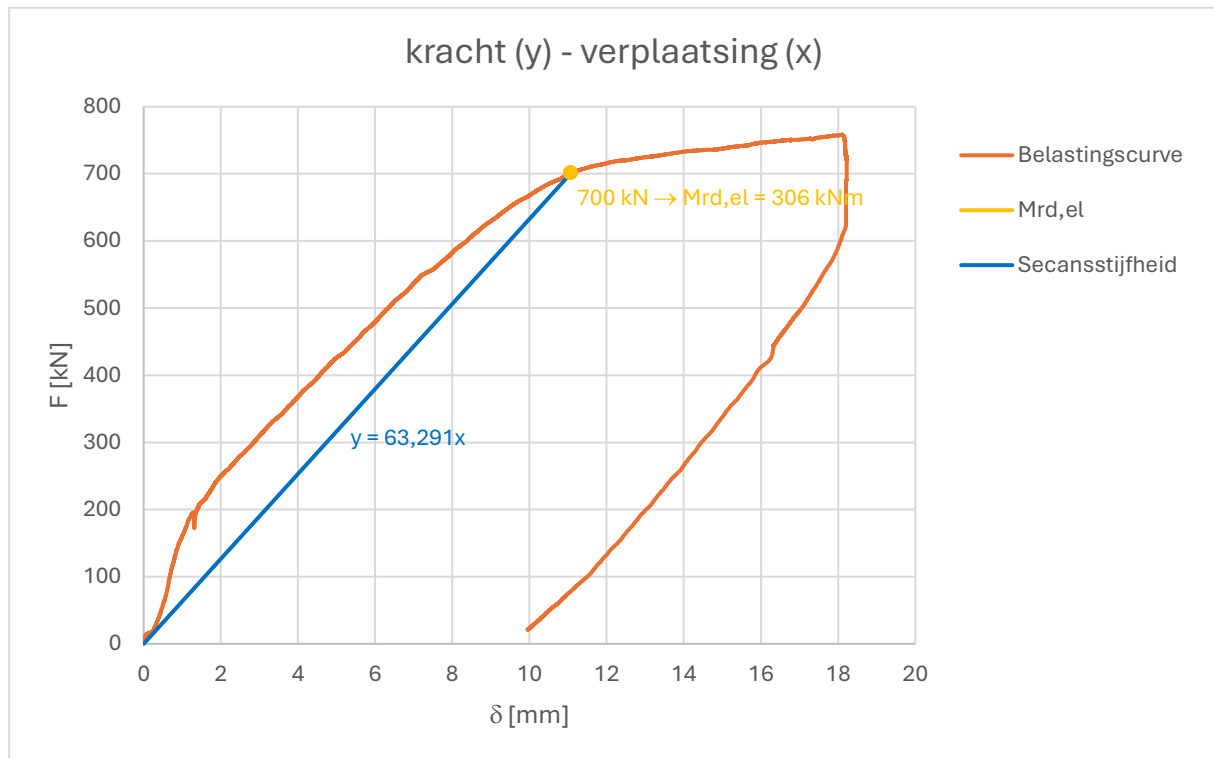
$$EI_{gescheurd} = E \cdot I_{gescheurd} = 17178 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2,05 \times 10^9 \text{ mm}^4 = 4,29 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \quad (78)$$



Figuur 72: Ongescheurde en gescheurde zones 2A

6.4.3 Effectieve buigstijfheid

De effectieve buigstijfheid werd opnieuw bepaald a.d.h.v. de helling van de rechte die het nulpunt en $M_{Rd,el}$ verbindt. De vergelijking van deze rechte is aangeduid op Figuur 73. De rico bedraagt 63,291 en stemt overeen met de verhouding $\frac{F}{\delta}$. Door deze waarde in te vullen in vergelijking (82) werd de effectieve buigstijfheid EI_{eff} berekend als $2,05 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$.



Figuur 73: Diagram 2A – secansstijfheid

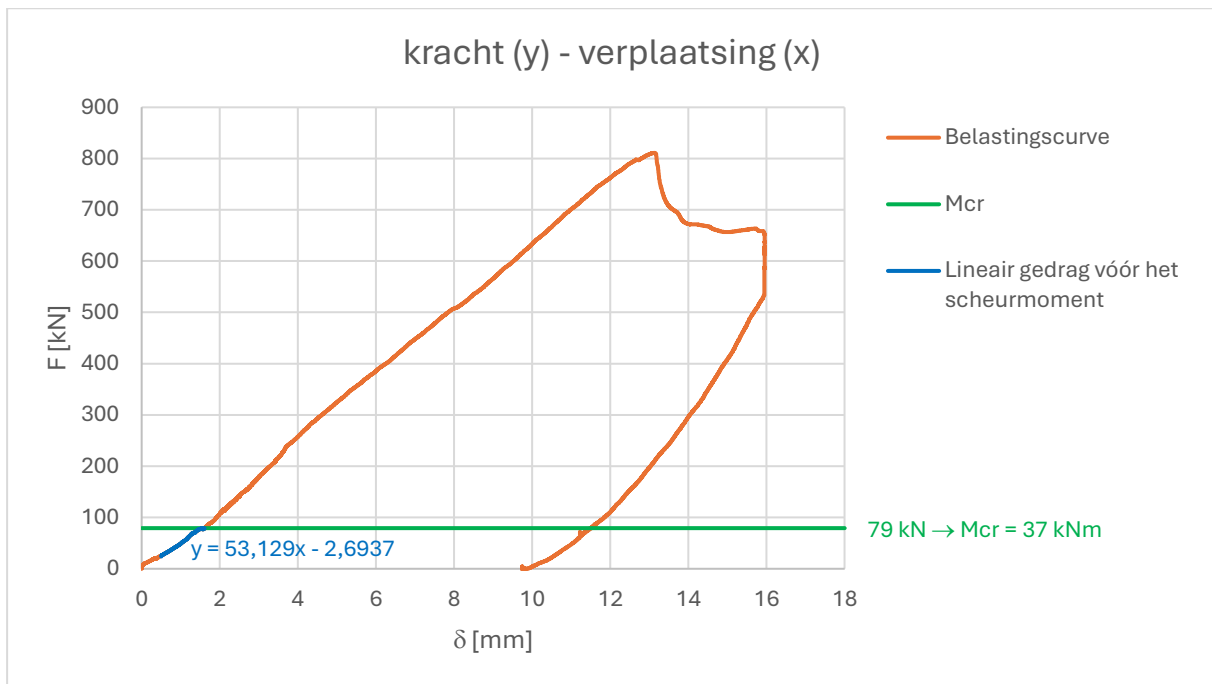
6.5 Proefstuk 2B

6.5.1 Ongescheurde buigstijfheid

In Figuur 74 is het kracht-verplaatsingsdiagram weergegeven van proefstuk 2B. Op de ongescheurde zone werd opnieuw een trendlijn toegepast, waarvan de richtingscoëfficiënt gelijk is aan 53,129. Ook deze keer werd deze verhouding ingevuld in formule (82).

$$\begin{aligned}
 E \cdot I &= \frac{F}{\delta} \cdot \frac{b \cdot x}{6 \cdot l} \cdot (l^2 - b^2 - x^2) \\
 &= \left(\frac{25512 \text{ N}}{0,50 \text{ mm}} + 53129 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{1110 \text{ mm} \cdot 1490 \text{ mm}}{6 \cdot 2600 \text{ mm}} \cdot ((2600 \text{ mm})^2 - (1110 \text{ mm})^2 - (1490 \text{ mm})^2) \quad (84) \\
 &= 3,65 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

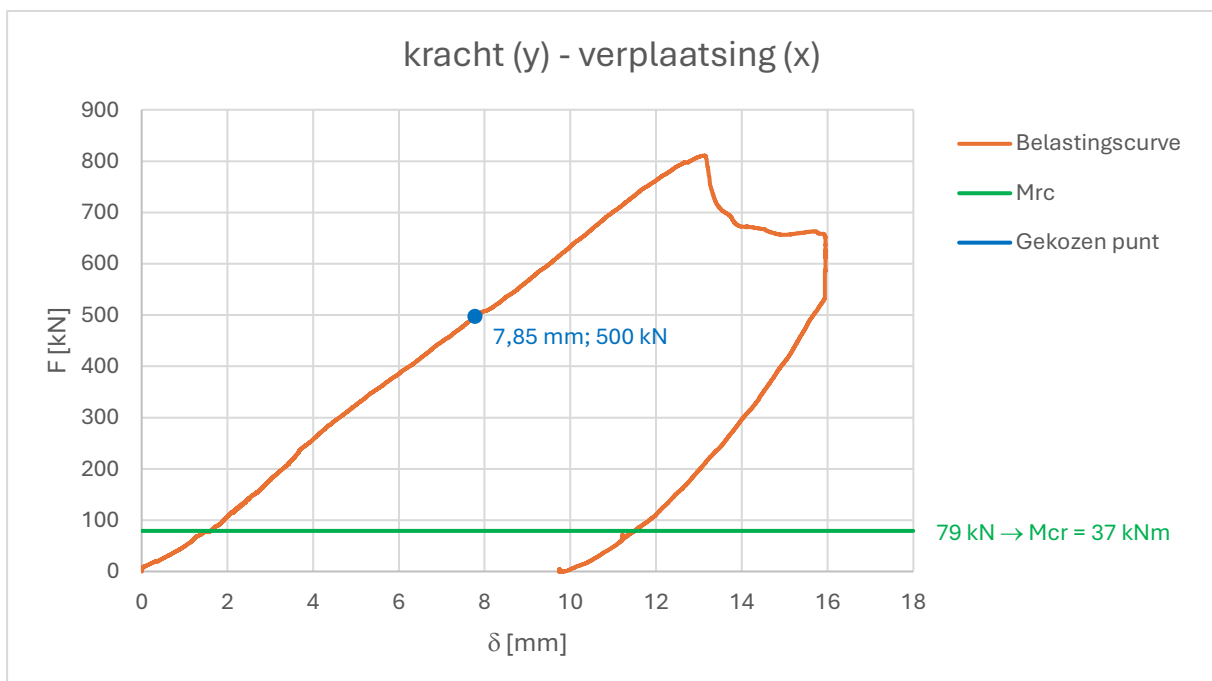
Met deze formule werd de ongescheurde buigstijfheid EI berekend op $3,65 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$.



Figuur 74: Diagram 2B - lineair gedrag vóór het scheurmoment

6.5.2 Gescheurde buigstijfheid

Figuur 75 toont het kracht-verplaatsingsdiagram met aanduiding van de gebruikte belasting en bijhorende doorbuiging. Bij een kracht van 500 kN werd een verplaatsing van 7,85 mm gemeten.

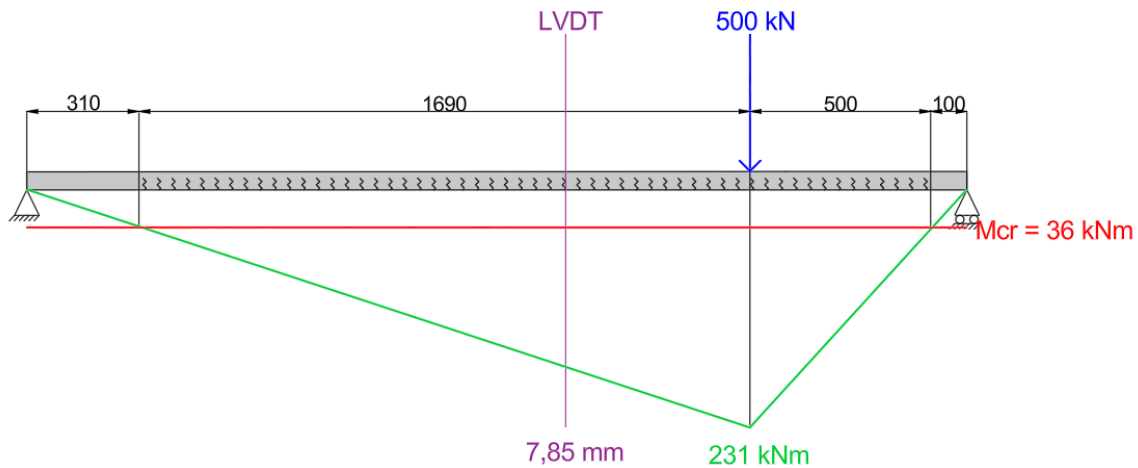


Figuur 75: Diagram 2B - gebruikte kracht en doorbuiging

Figuur 76 geeft een schematische voorstelling van de zoneverdeling bepaald volgens de methode beschreven in sectie 6.1.2. Deze indeling werd ingevoerd in Diamonds, waarbij de hoogte van de gescheurde doorsnede iteratief werd aangepast. Bij een hoogte van 350 mm kwam de gesimuleerde

doorbuiging overeen met de gemeten waarde van 7,85 mm. Het resulterende traagheidsmoment van de gescheurde zone, $I_{gescheurd}$ bedraagt in dat geval $4,72 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

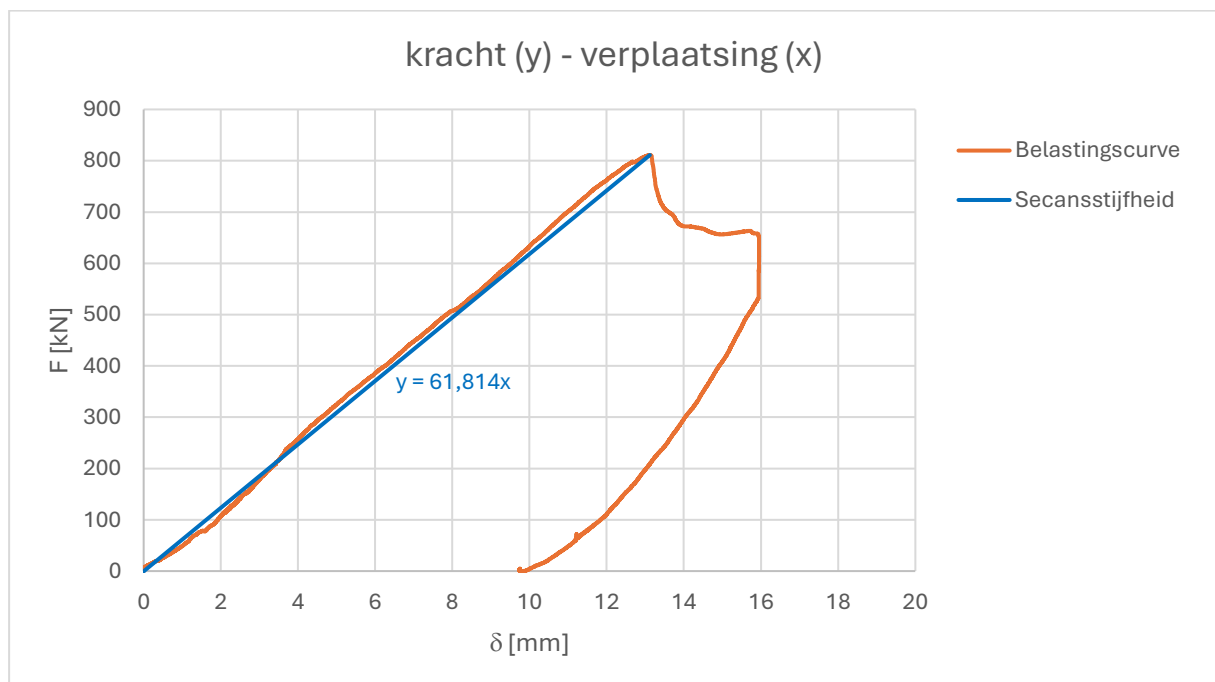
$$EI_{gescheurd} = E \cdot I_{gescheurd} = 17178 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 4,72 \times 10^9 \text{ mm}^4 = 8,11 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \quad (78)$$



Figuur 76: Ongescheurde en gescheurde zones 2B

6.5.3 Effectieve buigstijfheid

De effectieve buigstijfheid van de volledige doorsnede wordt op dezelfde manier bepaald als voor proefstuk 1A, 1B en 2A. De helling van de rechte staat weergegeven in Figuur 77. Ze bedraagt 61,814 en stemt overeen met de verhouding $\frac{F}{\delta}$. Formule (82) resulteert dan in een effectieve buigstijfheid EI_{eff} van $2,17 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$.



Figuur 77: Diagram 2B – secansstijfheid

6.6 Overzicht van de praktische resultaten

Tabel 7 geeft een overzicht van de EI -waarden die uit de praktijktesten werden afgeleid.

Tabel 7: Overzicht resultaten o.b.v. stijfheid afgeleid uit testresultaten

	M_{cr}	$EI_{ongescheurd}$	$EI_{gescheurd}$	EI_{eff}
	[kNm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]
1A	58,1	$1,71 \times 10^{14}$	$1,36 \times 10^{13}$	$1,27 \times 10^{13}$
1B	80,5	$7,51 \times 10^{13}$	$4,88 \times 10^{13}$	$1,92 \times 10^{13}$
2A	74,4	$9,63 \times 10^{13}$	$4,29 \times 10^{13}$	$2,05 \times 10^{13}$
2B	36,5	$3,65 \times 10^{13}$	$8,11 \times 10^{13}$	$2,17 \times 10^{13}$

6.7 Bepaling van EI a.d.h.v. theoretische berekeningen

De buigstijfheid van elk proefstuk wordt theoretisch bepaald volgens de methode die beschreven staat in sectie 2.6. In dit hoofdstuk wordt een voorbeeldberekening gemaakt voor proefstuk 1A. De gedetailleerde berekeningen van alle proefstukken zijn terug te vinden in bijlage B.

Tabel 8 geeft alle benodigde gegevens van proefstuk 1A.

Tabel 8: Gegevens proefstuk 1A

Geometrie	Wapening	Materiaaleigenschappen
$h = 510 \text{ mm}$ $b = 1250 \text{ mm}$ $c_{nom} = 40 \text{ mm}$ $d_1 = 58 \text{ mm}$ $d_2 = 56 \text{ mm}$ $d = 452 \text{ mm}$	$A_{s2} \text{ (boven)} = 2 \times \emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2$ $A_{s1} \text{ (onder)} = 4 \times \emptyset 20 = 1257 \text{ mm}^2$	$f_{c,mean} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 18371 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

De theoretische ongescheurde buigstijfheid $EI_{ongescheurd}$ wordt berekend op basis van een elasticiteitsmodulus E_{cm} van 18,37 GPa. Deze E-modulus werd bepaald via de empirische correlatie met de druksterkte zoals beschreven in sectie 2.6.1.

$$E_{cm} = 1482 \cdot f_{c,mean}^{0,8} = 1482 \cdot \left(23,26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right)^{0,8} = 18371 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (71)$$

$$I_{ongescheurd} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1250 \text{ mm} \cdot (510 \text{ mm})^3}{12} = 1,38 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (72)$$

$$EI_{ongescheurd} = E_{cm} \cdot I_{ongescheurd} = 18371 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 1,38 \times 10^{10} \text{ mm}^4 = 2,54 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \quad (73)$$

De berekening van de theoretische gescheurde stijfheid maakt gebruik van een factor α , die de verhouding weergeeft tussen de elasticiteitsmodulus (E-modulus) van het grout en die van het wapeningsstaal. De stijfheid is gebaseerd op de gedrukte zone van de doorsnede, aangeduid met x_e . Deze waarde wordt bepaald aan de hand van de vergelijking beschreven in sectie 2.6.3. Daarnaast speelt ook de bijdrage van zowel de druk- als de trekwapening een belangrijke rol.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{18371 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 10,887 \quad (75)$$

$$\begin{aligned} x_e &= \frac{-\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot \alpha \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)}{b}} \\ &= \frac{-10,887 \cdot (1257 \text{ mm}^2 + 402 \text{ mm}^2)}{1250 \text{ mm}} \\ &\quad + \sqrt{\left(\frac{10,887 \cdot (1257 \text{ mm}^2 + 402 \text{ mm}^2)}{1250 \text{ mm}}\right)^2 + \frac{2 \cdot 10,887 \cdot (1257 \text{ mm}^2 \cdot 452 \text{ mm} + 402 \text{ mm}^2 \cdot 56 \text{ mm})}{1250 \text{ mm}}} \\ &= 88 \text{ mm} \end{aligned} \quad (76)$$

$$\begin{aligned} I_{gescheurd} &= \frac{b \cdot x_e^3}{12} + x_e \cdot b \cdot \left(\frac{x_e}{2}\right)^2 + (x_e - d_2)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s2} + (d - x_e)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s1} \\ &= \frac{1250 \text{ mm} \cdot (88 \text{ mm})^3}{12} + 88 \text{ mm} \cdot 1250 \text{ mm} \cdot \left(\frac{88 \text{ mm}}{2}\right)^2 + (88 \text{ mm} - 56 \text{ mm})^2 \cdot 10,887 \\ &\quad \cdot 402 \text{ mm}^2 + (452 \text{ mm} - 88 \text{ mm})^2 \cdot 10,887 \cdot 1257 \text{ mm}^2 = 2,101 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned} \quad (77)$$

$$EI_{gescheurd} = E_{cm} \cdot I_{gescheurd} = 18371 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2,101 \times 10^9 \text{ mm}^4 = 3,86 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \quad (78)$$

Zoals beschreven in sectie 2.6.4 zijn er twee methodes om de effectieve buigstijfheid EI_{eff} te bepalen. In de praktijk blijken de verschillen tussen beide benaderingen verwaarloosbaar klein.

$$\begin{aligned} EI_{eff1} &= \frac{EI_{ongescheurd} + EI_{gescheurd}}{2} \\ &= \frac{2,54 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 + 3,86 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2}{2} = 1,46 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \end{aligned} \quad (79)$$

$$EI_{eff2} = E_{cm} \cdot \left[\frac{b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3} \right] = 18371 \frac{N}{mm^2} \cdot \left[\frac{1250mm \cdot \left(\frac{510mm}{2}\right)^3}{3} \right] = 1,29 \times 10^{14} Nmm^2 \quad (80)$$

6.8 Overzicht van de theoretische resultaten

Deze berekeningen werden uitgevoerd voor alle proefstukken. Tabel 9 geeft een overzicht van de resultaten.

Tabel 9: Overzicht resultaten o.b.v. stijfheid berekend a.d.h.v. theoretische formules

	M_{cr}	$EI_{ongescheurd}$	$EI_{gescheurd}$	EI_{eff}
	[kNm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]
1A	92,6	$2,54 \times 10^{14}$	$3,86 \times 10^{13}$	$1,46 \times 10^{14}$
1B	82,3	$2,25 \times 10^{14}$	$4,67 \times 10^{13}$	$1,36 \times 10^{14}$
2A	100,6	$2,92 \times 10^{14}$	$4,02 \times 10^{13}$	$1,66 \times 10^{14}$
2B	101,7	$2,84 \times 10^{14}$	$5,89 \times 10^{13}$	$1,72 \times 10^{14}$

6.9 Vergelijking praktische en theoretische waarden

6.9.1 Proefstuk 1A

In Tabel 10 worden de theoretisch berekende waarden vergeleken met de resultaten uit de praktijkmetingen.

Het theoretische scheurmoment M_{cr} bedraagt 92,6 kNm, terwijl uit de kracht-verplaatsingscurve een scheurmoment van 58,1 kNm gehaald wordt. Een verschil van 37,4%, het materiaal scheurt dus eerder dan voorspeld. De praktische waarde ligt mogelijk lager door de heterogeniteit van het materiaal of de theoretische waarde ligt te hoog door een overschatting van de meewerkende hoogte of de druksterkte in de berekening van de E -modulus.

De theoretische en experimenteel bepaalde elasticiteitsmodulus E_{cm} liggen dicht bij elkaar, respectievelijk 18,37 GPa en 17,18 GPa. Deze overeenkomst is logisch, aangezien de theoretische waarde van E gebaseerd is op $f_{c,mean}$ die gemeten is met drukproeven op dezelfde groutkernen als waarop de experimentele elasticiteitsmodulus getest is. Dit geldt voor alle proefstukken.

De ongescheurde buigstijfheid werd theoretisch berekend als $2,54 \times 10^{14}$ Nmm² en sluit nauw aan bij de experimenteel afgeleide waarde van $1,71 \times 10^{14}$ Nmm². De experimentele bepaling gaat echter gepaard met een grote onzekerheid, aangezien deze uitsluitend gebaseerd is op het initiële, lineaire deel van de kracht-verplaatsingscurve. Deze analyse is dus beperkt tot een kleine dataset die enkel de meetwaarden vóór het optreden van zichtbare scheurvorming omvat.

Ook de gescheurde buigstijfheid $EI_{gescheurd}$ komt in de praktijk met een waarde van $1,36 \times 10^{13}$ Nmm² goed overeenkomt met de theoretische berekening van $3,86 \times 10^{13}$ Nmm². Bij de bepaling van de praktische gescheurde stijfheid werd een meetpunt gekozen dat zeker in de gescheurde zone zat. Ook de waarde van het scheurmoment is correct genomen omdat er een duidelijke knik was in de grafiek. Dit leidt tot een betrouwbare procedure. Voor de theoretische berekening houdt de formule rekening met het traagheidsmoment van de ongescheurde zone en de bijdrage van druk- en trekwapening wat zorgt voor een goede benadering van de werkelijke gescheurde stijfheid.

De experimenteel bepaalde effectieve buigstijfheid EI_{eff} bedraagt $1,27 \times 10^{13}$ Nmm², tegenover een theoretische waarde van $1,46 \times 10^{14}$ Nmm². Deze overschatting is te verklaren door de theoretische benadering die uitgaat van een eenvoudig gemiddelde van de ongescheurde en gescheurde buigstijfheid, waarbij beide fasen even zwaar wegen. In praktijk treedt scheurvorming echter al vroeg op, waardoor het ongescheurde gedrag met een hoge stijfheid van orde 10^{14} slechts een klein deel van de kracht-verplaatsingscurve beslaat. Het gescheurde gedrag, met een lagere stijfheid van orde 10^{13} , domineert het grootste deel van het vervormingsproces. Daardoor is de werkelijke effectieve stijfheid veel lager dan de theoretische schatting suggereert.

Tabel 10: Vergelijking stijfheidswaarden berekeningen vs. testresultaten - Proefstuk 1A

	M_{cr}	$EI_{ongescheurd}$	$EI_{gescheurd}$	EI_{eff}
	[kNm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]
T	92,6	$2,54 \times 10^{14}$	$3,86 \times 10^{13}$	$1,46 \times 10^{14}$
P	58,1	$1,71 \times 10^{14}$	$1,36 \times 10^{13}$	$1,27 \times 10^{13}$

6.9.2 Proefstuk 1B

Tabel 11 vergelijkt de theoretisch berekende stijfheidsparameters met de experimentele resultaten van proefstuk 1B, uitgevoerd als buigproef. Het gemeten scheurmoment M_{cr} bedraagt 80,5 kNm en ligt nagenoeg gelijk aan de theoretische waarde van 82,3 kNm. Dit wijst erop dat de voorspelling van het initiële materiaalgedrag goed aansluit bij de waarnemingen uit de proef.

De ongescheurde buigstijfheid van $7,51 \times 10^{13}$ Nmm² is de op één na laagste van alle vier proefstukken, terwijl de theoretische waarde $2,25 \times 10^{14}$ Nmm² bedraagt. Deze afwijking wijst erop dat de werkelijke stijfheid al vroeg in het belastingstraject verzwakt werd. De lagere helling van de kracht-verplaatsingscurve bij proefstuk 1B kan verklaard worden door de niet-centrische ligging van de wapening voor een asymmetrisch spanningsverloop, wat leidt tot extra vervorming bij relatief lage belasting.

De gescheurde buigstijfheid van $4,88 \times 10^{13}$ Nmm² behoort tot de hoogste van de vier proeven en ligt dicht bij de theoretische waarde van $4,67 \times 10^{13}$ Nmm². De langswapening met diameter 25 mm levert in de theoretische benadering een grote bijdrage aan de stijfheid na scheurvorming. De berekening van $EI_{gescheurd}$ houdt expliciet rekening met de stalen doorsnede en hefboomsarm, wat resulteert in een hogere reststijfheid.

De experimentele effectieve stijfheid bedraagt $1,92 \times 10^{13}$ Nmm², tegenover $1,36 \times 10^{14}$ Nmm² theoretisch. Net als bij proefstuk 1A wordt de praktijkwaarde overschat doordat de theoretische methode ongescheurd en gescheurd gedrag gelijkmatig weegt. Dit effect is nog uitgesprokener bij proefstuk 1B: de kracht-verplaatsingscurve vertoont een stijver verloop en lagere vervorming, wat wijst op brosser gedrag met beperkte post-scheurductiliteit.

Tabel 11: Vergelijking stijfheidswaarden berekeningen vs. testresultaten - Proefstuk 1B

	M_{cr}	$EI_{ongescheurd}$	$EI_{gescheurd}$	EI_{eff}
	[kNm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]
T	82,3	$2,25 \times 10^{14}$	$4,67 \times 10^{13}$	$1,36 \times 10^{14}$
P	80,5	$7,51 \times 10^{13}$	$4,88 \times 10^{13}$	$1,92 \times 10^{13}$

6.9.3 Proefstuk 2A

Tabel 12 toont de vergelijking tussen de theoretische en experimenteel bepaalde stijfheidswaarden voor proefstuk 2A. Het gemeten scheurmoment bedraagt 74,4 kNm en ligt relatief dicht bij de theoretische waarde van 100,6 kNm. Deze afwijking is aanvaardbaar, zeker gezien de aard van de belasting en het feit dat buigscheuren zich pas ontwikkelden na een duidelijk elastisch verloop. De kracht-verplaatsingscurve bevestigt dit beeld met een relatief lang stijgend segment, waarin de stijfheid aanvankelijk goed behouden blijft.

De ongescheurde buigstijfheid bedraagt $9,63 \times 10^{13}$ Nmm², tegenover een theoretische waarde van $2,92 \times 10^{14}$ Nmm². De experimentele waarde ligt dus lager, wat erop wijst dat de initiële stijfheid in de theorie mogelijk overschat is. Dit verschil kan te verklaren zijn door een te hoge inschatting van de elasticiteitsmodulus in het rekenmodel. Toch toont de curve een stabiele initiële stijging, passend bij een homogeen elastisch begintraject.

De gescheurde buigstijfheid is met $4,29 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$ goed vergelijkbaar met de theoretische waarde van $4,02 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$. De nabijheid van beide waarden toont aan dat zowel de wapening als de drukhoogte van de sectie voldoende capaciteit ontwikkelen na het optreden van scheurvorming. De reststijfheid blijft dus goed vertegenwoordigd in de berekening.

De effectieve stijfheid bedraagt $2,05 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$, tegenover $1,66 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$ in theorie. Net zoals bij de andere proefstukken is dit verschil te verklaren doordat het theoretisch model ongescheurde en gescheurde gedrag als gelijkwaardig beschouwt, terwijl in werkelijkheid het gescheurde gedrag dominant is. Proefstuk 2A vertoont een duidelijk afgebogen verloop na het scheurpunt, maar behoudt een stabiele vervorming. Ondanks de relatief beperkte wapening blijft het gedrag ductiel, met een geleidelijke stijfheidsafbouw en gespreide scheurvorming.

Tabel 12: Vergelijking stijfheidswaarden berekeningen vs. testresultaten - Proefstuk 2A

	M_{cr}	$EI_{ongescheurd}$	$EI_{gescheurd}$	EI_{eff}
	[kNm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]
T	100,6	$2,92 \times 10^{14}$	$4,02 \times 10^{13}$	$1,66 \times 10^{14}$
P	74,4	$9,63 \times 10^{13}$	$4,29 \times 10^{13}$	$2,05 \times 10^{13}$

6.9.4 Proefstuk 2B

Tabel 13 toont de ontwerpwaarden en testresultaten voor proefstuk 2B. Net als proefstuk 2A werd dit element getest in een dwarskrachtopstelling, met de bedoeling om te falen op afschuiving. In tegenstelling tot proefstuk 2A, dat uiteindelijk toch op buiging faalde, vertoont proefstuk 2B een duidelijk dwarskrachtfaalmechanisme, wat invloed heeft op de interpretatie van de gemeten resultaten.

Het scheurmoment M_{cr} werd in de proef benaderd op 36,5 kNm, ruim onder de theoretische waarde van 101,7 kNm. Deze waarde moet echter met voorzichtigheid geïnterpreteerd worden, aangezien in de kracht-verplaatsingsgrafiek geen duidelijke knik of hellingsverandering zichtbaar is. Vermoedelijk beschikte dit proefstuk over een lage $f_{c,mean}$, waardoor het mogelijk reeds gescheurd was onder eigengewicht vóór de effectieve start van de test. Het bepaalde scheurmoment geldt daarom eerder als een conservatieve inschatting dan als een eenduidig meetbaar overgangspunt.

De ongescheurde buigstijfheid bedraagt $3,65 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$, wat de laagste waarde is van alle proefstukken. De theoretische waarde van $2,84 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$ ligt opmerkelijk hoger. Deze afwijking kan in belangrijke mate worden toegeschreven aan een combinatie van factoren. Enerzijds wijst de lage testwaarde op een zwakke materiaalkwaliteit en een mogelijk gebrekkige matrixontwikkeling binnen het groutmateriaal. Anderzijds speelt ook een overschatting in de theoretische berekening een rol, waarbij zowel de meewerkende doorsnede als de aangenomen elasticiteitsmodulus waarschijnlijk te hoog zijn ingeschat. Deze gecombineerde effecten leiden tot een aanzienlijke afwijking tussen theorie en praktijk.

De gescheurde buigstijfheid werd bepaald op $8,11 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$, tegenover een theoretische waarde van $5,89 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$. De hogere praktijkwaarde toont aan dat de wapening na scheurvorming effectief weerstand blijft bieden. De wapening en drukzone werkten goed samen om na de scheurvorming nog een hoge mate van stijfheid te behouden. De relatief hoge reststijfheid duidt op een robuuste wapeningseffectiviteit in deze gescheurde fase.

De effectieve stijfheid bedraagt $2,17 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$, tegenover $1,72 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$ in theorie. Net zoals bij de andere proefstukken is deze overschatting toe te schrijven aan de theoretische methode, die het ongescheurde en gescheurde gedrag even zwaar laat meetellen. Dit effect is bij proefstuk 2B goed zichtbaar: de grafiek toont dat het grootste deel van de vervorming plaatsvindt na het scheurmoment. De curve vertoont wel een stijgend verloop met een beperkt plastisch traject, maar faalt uiteindelijk vrij abrupt. Het gedrag is daardoor minder ductiel dan bij 2A, en de globale stijfheid wordt sterk bepaald door het gescheurde stadium.

Tabel 13: Vergelijking stijfheidswaarden berekeningen vs. testresultaten - Proefstuk 2B

	M_{cr}	$EI_{ongescheurd}$	$EI_{gescheurd}$	EI_{eff}
	[kNm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]
T	101,7	$2,84 \times 10^{14}$	$5,89 \times 10^{13}$	$1,72 \times 10^{14}$
P	36,5	$3,65 \times 10^{13}$	$8,11 \times 10^{13}$	$2,17 \times 10^{13}$

6.10 Conclusie i.v.m. de stijfheid van CSM-wanden

Tabel 15 en Tabel 14 tonen de resultaten van de vier proefstukken (1A, 1B, 2A en 2B). Uit deze resultaten blijkt een duidelijke afwijking tussen de theoretisch berekende en experimenteel gemeten waarden. De grootste verschillen treden op bij de ongescheurde en effectieve buigstijfheid, evenals bij het scheurmoment.

Bij alle proefstukken werd in de theoretische berekening uitgegaan van een uniforme elasticiteitsmodulus van 18,37 GPa, gebaseerd op drukproeven van groutkernen afkomstig uit wand 1B. Hoewel de wanden op gelijkaardige wijze zijn uitgevoerd, tonen de proefresultaten aan dat er duidelijke variaties bestaan in materiaalkwaliteit.

In de meeste gevallen ligt de experimenteel bepaalde ongescheurde buigstijfheid lager dan de theoretische waarde, met name bij proefstukken 1B, 2A en 2B. Deze afwijking wijst enerzijds op reële verschillen in materiaalgedrag en benadrukt de beperkte homogeniteit van soilmix. Anderzijds moet ook worden opgemerkt dat de experimentele bepaling van de ongescheurde stijfheid gepaard gaat met aanzienlijke onzekerheid. Omdat deze waarde uitsluitend afgeleid wordt uit het initiële, lineaire deel van de kracht-verplaatsingscurve, wat een beperkte dataset oplevert die enkel de meetwaarden vóór zichtbare scheurvorming omvat. Dit maakt de vergelijking met de theoretische waarde extra onzeker.

Het scheurmoment M_{cr} werd bij drie van de vier proefstukken lager gemeten dan de theoretische voorspelling. Enkel bij proefstuk 1B kwamen beide waarden goed overeen. Dit kan verklaard worden doordat de theoretische berekening gebaseerd is op de gemiddelde druksterkte van proefkernen grotendeels afkomstig van ditzelfde proefstuk. Zoals eerder vermeld werd bij proefstuk 2B geen duidelijk scheurpunt vastgesteld, mogelijk was het element reeds voorafgaand aan de belasting gescheurd onder eigengewicht, wat een nauwkeurige bepaling bemoeilijkte.

In drie van de vier proefstukken ligt de gemeten gescheurde buigstijfheid hoger dan de theoretische waarde. In het algemeen liggen de resultaten vrij dicht bij elkaar, wat erop wijst dat zowel de theoretische als de experimentele methode betrouwbaar zijn. A.d.h.v. de praktijktesten werd de stijfheid bepaald op een punt na scheurvorming, zodat zeker is dat de doorsnede zich in gescheurde toestand bevond.

Theoretisch werd het gescheurde traagheidsmoment nauwkeurig benaderd, bestaand uit de bijdrage van de betondrukzone en de wapening. De lichte onderschatting in de theoretische berekening suggereert dat het rekenmodel de restcapaciteit na scheurvorming enigszins beperkt inschat. Vooral bij proefstukken 1B en 2B bleef het profiel na scheurvorming opvallend stijf.

De effectieve buigstijfheid EI_{eff} lag bij alle proefstukken merkbaar lager dan de theoretische benadering. De theorie neemt een gemiddelde waarde van het ongescheurde en gescheurde gedrag, terwijl in werkelijkheid het gescheurde stadium dominant is. De experimenteel afgeleide waarden geven hierdoor een realistischer beeld van het structurele gedrag dan de theoretische benadering. Bij proefstukken 2A en 2B sluit de experimentele trendlijn bovendien goed aan bij het gemeten vervormingsgedrag, wat de betrouwbaarheid van de gemeten EI_{eff} -waarden in deze gevallen bevestigt.

Tabel 14: Overzicht resultaten o.b.v. stijfheid berekend a.d.h.v. theoretische formules

	M_{cr}	$EI_{ongescheurd}$	$EI_{gescheurd}$	EI_{eff}
	[kNm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]
1A	92,6	$2,54 \times 10^{14}$	$3,86 \times 10^{13}$	$1,46 \times 10^{14}$
1B	82,3	$2,25 \times 10^{14}$	$4,67 \times 10^{13}$	$1,36 \times 10^{14}$
2A	100,6	$2,92 \times 10^{14}$	$4,02 \times 10^{13}$	$1,66 \times 10^{14}$
2B	101,7	$2,84 \times 10^{14}$	$5,89 \times 10^{13}$	$1,72 \times 10^{14}$

Tabel 15: Overzicht resultaten o.b.v. stijfheid afgeleid uit testresultaten

	M_{cr}	$EI_{ongescheurd}$	$EI_{gescheurd}$	EI_{eff}
	[kNm]	[Nmm ²]	[Nmm ²]	[Nmm ²]
1A	58,1	$1,71 \times 10^{14}$	$1,36 \times 10^{13}$	$1,27 \times 10^{13}$
1B	80,5	$7,51 \times 10^{13}$	$4,88 \times 10^{13}$	$1,92 \times 10^{13}$
2A	74,4	$9,63 \times 10^{13}$	$4,29 \times 10^{13}$	$2,05 \times 10^{13}$
2B	36,5	$3,65 \times 10^{13}$	$8,11 \times 10^{13}$	$2,17 \times 10^{13}$

7 Besluit

Deze masterproef vertrekt vanuit een actuele behoefte in de bouwsector: het optimaliseren van de rekenmethodes voor korfgewapende soilmix-wanden, zodat hun structurele potentieel beter benut kan worden in ontwerp en uitvoering. Door middel van een combinatie van literatuuronderzoek, theoretische modellering en experimentele proeven werd getracht een antwoord te formuleren op de vraag in hoeverre de huidige rekenmethodes, zoals toegepast door Smet Group, geoptimaliseerd kunnen worden op basis van meetbare prestaties.

De resultaten van de vier uitgevoerde driepuntsbuigproeven tonen duidelijk aan dat de werkelijke buig- en dwarskrachtcapaciteit van korfgewapende soilmix-wanden de theoretisch berekende waarden regelmatig overstijgen. In tegenstelling tot het conservatieve karakter van de huidige rekenmodellen, blijkt in de praktijk dat grout, ondanks zijn beperkte trekcapaciteit, een structurele rol blijft spelen, ook na het ontstaan van scheuren. Deze vaststelling vormt een belangrijk argument om de vereenvoudigde modelhypothesen, zoals gehanteerd in Eurocode 2 en het Buildwise-handboek, kritisch te herbekijken en eventueel aan te passen.

De vergelijkende analyse i.v.m. de buigstijfheid van de proefstukken toont aan dat er aanzienlijke verschillen bestaan tussen theorie en praktijk, met name bij de ongescheurde en effectieve buigstijfheid. Deze afwijkingen zijn deels toe te schrijven aan materiaalspecifieke variaties en de beperkte betrouwbaarheid van de experimentele bepaling in het initiële belastingstraject. Daarentegen bevestigen de resultaten voor de gescheurde stijfheid de betrouwbaarheid van het theoretische model en de structurele bijdrage van de gedrukte zone en de wapening na scheurvorming.

Een ander belangrijk inzicht is de grote gevoeligheid van de wandprestaties voor variaties in materiaalgedrag. De experimentele analyse van de groutkernen toonde een opvallende spreiding in sterkte en stijfheid, zelfs binnen één wand. Dit wijst op het belang van kwaliteitscontrole tijdens de uitvoering en op de noodzaak om in toekomstige modelleringen rekening te houden met een spreidingsgevoelige benadering, eerder dan met gemiddelde waarden alleen.

De integratie van praktijkdata in het ontwerp biedt bovendien potentieel voor duurzamer bouwen. Door het reëel draagvermogen van grout en wapening correct in rekening te brengen, kan overdimensionering vermeden worden. Dit leidt tot materiaalbesparing, lagere kosten en een verminderde milieu-impact, zonder in te boeten aan veiligheid.

Tot slot draagt dit werk bij aan de bredere aanvaarding van korfgewapende soilmix-wanden in streng gereguleerde markten zoals Nederland. Door empirisch aan te tonen dat de huidige ontwerpregels de werkelijke prestaties onderschatten, wordt een belangrijke stap gezet naar het formaliseren van deze techniek in gangbare richtlijnen. De resultaten van dit onderzoek kunnen dan ook dienen als onderbouw voor een herziening van bestaande normatieve kaders, met oog op een realistischer en economischer ontwerp van soilmix-wanden in de toekomst.

8 Referentielijst

- [1] P. Ganne, N. Huybrechts, F. De Cock, B. Lameire en J. Maertens, „Soilmix-wanden als kerende constructies: kritische analyse van de ontwerpparameters,” *Buildwise artikels*, 2010.
- [2] N. Huybrechts, N. Denies en F. Jonker, Handboek soilmix-wanden: ontwerp en uitvoering, Delft, Nederland: SBRCURnet, 2016.
- [3] Smet Group, „Soilmixing (CSM),” [Online]. Available: <https://smetgroup.be/technieken/soilmixing-csm/>.
- [4] V. Arnold, Grondmechanica, Delft, Nederland: Technische universiteit Delft, 2001.
- [5] Bureau voor Normalisatie, NBN EN 1997, 2005.
- [6] Bureau voor Normalisatie, NBN EN 1992, 2005.
- [7] I. Dik, „Analysis of the capacity of a reinforcement detail in a soil-mix wall: an experimental and numerical approach,” Delft, Nederland, 2017.
- [8] J., „Linear Potentiometer Transducer,” 15 juli 2011. [Online]. Available: <https://www.instrumentationtoday.com/linear-potentiometer-transducer/2011/07/>.

9 Bijlagen

9.1 Bijlage A: Weerstand proefstukken

9.1.1 Proefstuk 1A

Gegevens:

Geometrie en wapening	Materiaaleigenschappen	Constanten
$h = 510 \text{ mm}$ $b = 1250 \text{ mm}$ $c_{\text{nom}} = 40 \text{ mm}$ $d_1 = 58 \text{ mm}$ $d_2 = 56 \text{ mm}$ $d = 452 \text{ mm}$ $A_{s2} \text{ (boven)} = 2 \times \text{Ø } 16 = 402 \text{ mm}^2$ $A_{s1} \text{ (onder)} = 4 \times \text{Ø } 20 = 1257 \text{ mm}^2$ $A_{\text{sw (beugels)}} = \text{Ø } 8 \text{ alle } 200 \text{ mm} = 201 \text{ mm}^2$	$\alpha_{\text{cc}} = 1$ $\gamma_m = 1$ $f_{c,\text{mean}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{cd}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1$ $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\Psi = 0,8095$ $\delta_G = 0,416$ $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = 10,0 \text{ ‰}$ $\nu_1 = 0,54$ $\alpha_{\text{cw}} = 1$

Maximale buigweerstand $M_{Rd,\text{max}}$

$$x = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{s1}} = 452 \cdot \frac{3,5}{3,5 + 10,0} = 117 \text{ mm} \quad (46)$$

$$F_c = \psi \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 117 \cdot 1250 \cdot 23,26 = 2758095 \text{ N} \quad (47)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(x - d_2)}{x} = 3,5 \cdot \frac{117 - 56}{117} = 1,8 \text{ ‰} \leq 10 \text{ ‰} \quad (50)$$

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 210000 \cdot 1,8 = 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{yd} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (49)$$

$$F_{sc} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 384 \cdot 402 = 154319 \text{ N} \quad (48)$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(d - x)}{x} = 3,5 \cdot \frac{452 - 117}{117} = 10,0 \text{ ‰} \leq 10,0 \text{ ‰} \quad (53)$$

$$\sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 210000 \cdot 10,0 = 2100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{yd} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (52)$$

$$F_{st} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} = 500 \cdot 1257 = 628319 \text{ N} \quad (51)$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,max} &= F_c \cdot (x - \delta_G \cdot x) + F_{sc} \cdot (x - d_2) + F_{st} \cdot (d - x) \\ &= 2758095 \cdot (117 - 0,416 \cdot 117) + 154319 \cdot (117 - 56) + 628319 \cdot (452 - 117) \\ &= 408565845 \text{ Nmm} = 409 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (54)$$

Plastisch weerstandsmoment $M_{Rd,pl}$

$$M_{Rd,pl} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 1257 \cdot 0,892 \cdot 452 \cdot 500 = 253327978 \text{ Nmm} = 253 \text{ kNm}$$

Elastisch weerstandsmoment $M_{Rd,el}$

$$M_{Rd,el} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 1257 \cdot 0,743 \cdot 452 \cdot 500 = 211011982 \text{ Nmm} = 211 \text{ kNm}$$

Afschuifweerstand $V_{Rd,max}$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 452 = 406,8 \text{ mm} \quad (63)$$

$$\sin(\theta)^2 = \frac{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}}{b \cdot v_1 \cdot f_{cd}} = \frac{\frac{201}{58} \cdot 500}{1250 \cdot 0,54 \cdot 23,26} = 0,11 \quad (68)$$

$$\theta = 0,34 \text{ rad}$$

$$1 < \cot(\theta) = \cot(0,17) = 2,85 \leq 2,5 \quad (63)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = \frac{201}{58} \cdot 406,8 \cdot 500 \cdot 2,5 = 1762758 \text{ N} \quad (62)$$

$$V_{Rd,s,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1 \cdot 1250 \cdot 406,8 \cdot 0,54 \cdot 23,26}{2,5 + \frac{1}{2,5}} = 2219433 \text{ N} \quad (62)$$

$$V_{Rd,max} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,s,max}) = \min(1762758; 2219433) = 1762758 \text{ N} = 1763 \text{ kN} \quad (62)$$

9.1.2 Proefstuk 1B

Gegevens:

Geometrie en wapening	Materiaaleigenschappen	Constanten
$h = 510 \text{ mm}$ $b = 1210 \text{ mm}$ $c_{\text{nom}} = 70 \text{ mm}$ $d_1 = 90,5 \text{ mm}$ $d_2 = 86 \text{ mm}$ $d = 419,5 \text{ mm}$ $A_{s2} \text{ (boven)} = 2 \times \text{Ø } 16 = 402 \text{ mm}^2$ $A_{s1} \text{ (onder)} = 4 \times \text{Ø } 25 = 1963 \text{ mm}^2$ $A_{sw} \text{ (beugels)} = \text{Ø } 8 \text{ alle } 50 \text{ mm} = 201 \text{ mm}^2$	$\alpha_{cc} = 1$ $\gamma_m = 1$ $f_{c,\text{mean}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1$ $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\Psi = 0,8095$ $\delta_G = 0,416$ $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = 10,0 \text{ ‰}$ $\nu_1 = 0,54$ $\alpha_{cw} = 1$

Maximale buigweerstand $M_{Rd,max}$

$$x = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{s1}} = 419,5 \cdot \frac{3,5}{3,5 + 10,0} = 109 \text{ mm} \quad (46)$$

$$F_c = \psi \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 109 \cdot 1210 \cdot 23,26 = 2477868 \text{ N} \quad (47)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(x - d_2)}{x} = 3,5 \cdot \frac{109 - 86}{109} = 0,7 \text{ ‰} \leq 10 \text{ ‰} \quad (50)$$

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 210000 \cdot 0,7 = 154 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{yd} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (49)$$

$$F_{sc} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 154 \cdot 402 = 61850 \text{ N} \quad (48)$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(d - x)}{x} = 3,5 \cdot \frac{419,5 - 109}{109} = 10,0 \text{ ‰} \leq 10,0 \text{ ‰} \quad (53)$$

$$\sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 210000 \cdot 10,0 = 2100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{yd} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (52)$$

$$F_{st} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} = 500 \cdot 1963 = 981748 \text{ N} \quad (51)$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd,max} &= F_c \cdot (x - \delta_G \cdot x) + F_{sc} \cdot (x - d_2) + F_{st} \cdot (d - x) \\
&= 2477868 \cdot (109 - 0,416 \cdot 109) + 61850 \cdot (109 - 86) + 981748 \cdot (419,5 - 109) \\
&= 463859465 \text{ Nmm} = 464 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{54}$$

Plastisch weerstandsmoment $M_{Rd,pl}$

$$M_{Rd,pl} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 1963 \cdot 0,892 \cdot 419,5 \cdot 500 = 367364100 \text{ Nmm} = 367 \text{ kNm}$$

Elastisch weerstandsmoment $M_{Rd,el}$

$$M_{Rd,el} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 1963 \cdot 0,743 \cdot 419,5 \cdot 500 = 305999469 \text{ Nmm} = 306 \text{ kNm}$$

Afschuifweerstand $V_{Rd,max}$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 419,5 = 377,6 \text{ mm} \tag{63}$$

$$\sin(\theta)^2 = \frac{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}}{b \cdot v_1 \cdot f_{cd}} = \frac{\frac{201}{58} \cdot 500}{1210 \cdot 0,54 \cdot 23,26} = 0,11 \tag{68}$$

$$\theta = 0,34 \text{ rad}$$

$$1 < \cot(\theta) = \cot(0,17) = 2,8 \leq 2,5 \tag{63}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = \frac{201}{58} \cdot 413,6 \cdot 500 \cdot 2,5 = 1636011 \text{ N} \tag{62}$$

$$V_{Rd,s,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1 \cdot 1210 \cdot 413,6 \cdot 0,54 \cdot 23,26}{2,5 + \frac{1}{2,5}} = 1993935 \text{ N} \tag{62}$$

$$V_{Rd,max} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,s,max}) = \min(1636011; 1993935) = 1636011 \text{ N} = 1636 \text{ kN} \tag{62}$$

9.1.3 Proefstuk 2A

Gegevens:

Geometrie en wapening	Materiaaleigenschappen	Constanten
$h = 540 \text{ mm}$ $b = 1210 \text{ mm}$ $c_{\text{nom}} = 60 \text{ mm}$ $d_1 = 78 \text{ mm}$ $d_2 = 76 \text{ mm}$ $d = 462 \text{ mm}$ $A_{s2} \text{ (boven)} = 2 \times \text{Ø } 16 = 402 \text{ mm}^2$ $A_{s1} \text{ (onder)} = 4 \times \text{Ø } 25 = 1257 \text{ mm}^2$ $A_{\text{sw}} \text{ (beugels)} = \text{Ø } 8 \text{ alle } 200 \text{ mm} = 201 \text{ mm}^2$	$\alpha_{\text{cc}} = 1$ $\gamma_m = 1$ $f_{c,\text{mean}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1$ $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\Psi = 0,8095$ $\delta_G = 0,416$ $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = 10,0 \text{ ‰}$ $\nu_1 = 0,54$ $\alpha_{\text{cw}} = 1$

Maximale buigweerstand $M_{Rd,\text{max}}$

$$x = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{s1}} = 462 \cdot \frac{3,5}{3,5 + 10,0} = 120 \text{ mm} \quad (46)$$

$$F_c = \psi \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 120 \cdot 1210 \cdot 23,26 = 2728904 \text{ N} \quad (47)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(x - d_2)}{x} = 3,5 \cdot \frac{120 - 76}{120} = 1,3 \text{ ‰} \leq 10 \text{ ‰} \quad (50)$$

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 210000 \cdot 1,3 = 269 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{yd} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (49)$$

$$F_{sc} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 269 \cdot 402 = 108025 \text{ N} \quad (48)$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(d - x)}{x} = 3,5 \cdot \frac{462 - 120}{120} = 10,0 \text{ ‰} \leq 10,0 \text{ ‰} \quad (53)$$

$$\sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 210000 \cdot 10,0 = 2100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{yd} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (52)$$

$$F_{st} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} = 500 \cdot 1257 = 628319 \text{ N} \quad (51)$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd,max} &= F_c \cdot (x - \delta_G \cdot x) + F_{sc} \cdot (x - d_2) + F_{st} \cdot (d - x) \\
&= 2728904 \cdot (120 - 0,416 \cdot 120) + 108025 \cdot (120 - 76) + 628319 \cdot (462 - 120) \\
&= 410641072 \text{ Nmm} = 411 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{54}$$

Plastisch weerstandsmoment $M_{Rd,pl}$

$$M_{Rd,pl} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 1257 \cdot 0,892 \cdot 462 \cdot 500 = 258932580 \text{ Nmm} = 259 \text{ kNm}$$

Elastisch weerstandsmoment $M_{Rd,el}$

$$M_{Rd,el} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 1257 \cdot 0,743 \cdot 462 \cdot 500 = 215680389 \text{ Nmm} = 216 \text{ kNm}$$

Afschuifweerstand $V_{Rd,max}$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 462 = 415,8 \text{ mm} \tag{63}$$

$$\sin(\theta)^2 = \frac{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}}{b \cdot v_1 \cdot f_{cd}} = \frac{\frac{201}{208} \cdot 500}{1210 \cdot 0,54 \cdot 23,26} = 0,03 \tag{68}$$

$$\theta = 0,18 \text{ rad}$$

$$1 < \cot(\theta) = \cot(0,17) = 5,54 \leq 2,5 \tag{63}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = \frac{201}{208} \cdot 415,8 \cdot 500 \cdot 2,5 = 502413 \text{ N} \tag{62}$$

$$V_{Rd,s,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1 \cdot 1210 \cdot 415,8 \cdot 0,54 \cdot 23,26}{2,5 + \frac{1}{2,5}} = 2195942 \text{ N} \tag{62}$$

$$V_{Rd,max} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,s,max}) = \min(502413; 2382611) = 502413 \text{ N} = 502 \text{ kN} \tag{62}$$

9.1.4 Proefstuk 2B

Gegevens:

Geometrie en wapening	Materiaaleigenschappen	Constanten
$h = 520 \text{ mm}$ $b = 1320 \text{ mm}$ $c_{\text{nom}} = 40 \text{ mm}$ $d_1 = 60,5 \text{ mm}$ $d_2 = 56 \text{ mm}$ $d = 459,5 \text{ mm}$ $A_{s2} \text{ (boven)} = 2 \times \text{Ø } 16 = 402 \text{ mm}^2$ $A_{s1} \text{ (onder)} = 4 \times \text{Ø } 25 = 1963 \text{ mm}^2$ $A_{\text{sw}} \text{ (beugels)} = \text{Ø } 8 \text{ alle } 200 \text{ mm} = 201 \text{ mm}^2$	$\alpha_{\text{cc}} = 1$ $\gamma_m = 1$ $f_{c,\text{mean}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1$ $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\Psi = 0,8095$ $\delta_G = 0,416$ $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ $\varepsilon_s = 10,0 \text{ ‰}$ $v_1 = 0,54$ $\alpha_{\text{cw}} = 1$

Maximale buigweerstand $M_{Rd,\text{max}}$

$$x = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{s1}} = 459,5 \cdot \frac{3,5}{3,5 + 10,0} = 119 \text{ mm} \quad (46)$$

$$F_c = \psi \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 119 \cdot 1320 \cdot 23,26 = 2960876 \text{ N} \quad (47)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(x - d_2)}{x} = 3,5 \cdot \frac{119 - 56}{119} = 1,9 \text{ ‰} \leq 10 \text{ ‰} \quad (50)$$

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 210000 \cdot 1,9 = 389 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{yd} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (49)$$

$$F_{sc} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 389 \cdot 402 = 156625 \text{ N} \quad (48)$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{(d - x)}{x} = 3,5 \cdot \frac{459,5 - 119}{119} = 10,0 \text{ ‰} \leq 10,0 \text{ ‰} \quad (53)$$

$$\sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 210000 \cdot 10,0 = 2100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{yd} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (52)$$

$$F_{st} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} = 500 \cdot 1963 = 981748 \text{ N} \quad (51)$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd,max} &= F_c \cdot (x - \delta_G \cdot x) + F_{sc} \cdot (x - d_2) + F_{st} \cdot (d - x) \\
&= 2960876 \cdot (119 - 0,416 \cdot 119) + 156625 \cdot (119 - 56) + 981748 \cdot (459,5 - 119) \\
&= 550038717 \text{ Nmm} = 550 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{54}$$

Plastisch weerstandsmoment $M_{Rd,pl}$

$$M_{Rd,pl} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 1963 \cdot 0,892 \cdot 459,5 \cdot 500 = 402392859 \text{ Nmm} = 402 \text{ kNm}$$

Elastisch weerstandsmoment $M_{Rd,el}$

$$M_{Rd,el} = A_{s1} \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 1963 \cdot 0,743 \cdot 459,5 \cdot 500 = 335177011 \text{ Nmm} = 335 \text{ kNm}$$

Afschuifweerstand $V_{Rd,max}$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 459,5 = 413,6 \text{ mm} \tag{63}$$

$$\sin(\theta)^2 = \frac{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}}{b \cdot v_1 \cdot f_{cd}} = \frac{\frac{201}{208} \cdot 500}{1320 \cdot 0,54 \cdot 23,26} = 0,03 \tag{68}$$

$$\theta = 0,17 \text{ rad}$$

$$1 < \cot(\theta) = \cot(0,17) = 5,79 \leq 2,5 \tag{63}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = \frac{201}{208} \cdot 413,6 \cdot 500 \cdot 2,5 = 499694 \text{ N} \tag{62}$$

$$V_{Rd,s,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1 \cdot 1320 \cdot 413,6 \cdot 0,54 \cdot 23,26}{2,5 + \frac{1}{2,5}} = 2382611 \text{ N} \tag{62}$$

$$V_{Rd,max} = \text{MIN} (V_{Rd,s} ; V_{Rd,s,max}) = \text{MIN} (499694 ; 2382611) = 499694 \text{ N} = 500 \text{ kN} \tag{62}$$

9.2 Bijlage B: Stijfheid proefstukken

9.2.1 Proefstuk 1A

Gegevens:

Geometrie	Wapening	Materiaaleigenschappen
$h = 510 \text{ mm}$ $b = 1250 \text{ mm}$ $c_{\text{nom}} = 40 \text{ mm}$ $d_1 = 58 \text{ mm}$ $d_2 = 56 \text{ mm}$ $d = 452 \text{ mm}$	$A_{s2 \text{ (boven)}} = 2 \times \text{Ø } 16 = 402 \text{ mm}^2$ $A_{s1 \text{ (onder)}} = 4 \times \text{Ø } 20 = 1257 \text{ mm}^2$	$f_{c,\text{mean}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 18371 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

E-modulus grout E_{cm}

$$E_{cm} = 1482 \cdot f_{c,\text{mean}}^{0,8} = 1482 \cdot 23,26^{0,8} = 18371 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (71)$$

Ongescheurde buigstijfheid $EI_{\text{ongescheurd}}$

$$I_{\text{ongescheurd}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1250 \cdot 510^3}{12} = 1,38 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (72)$$

$$EI_{\text{ongescheurd}} = E_{cm} \cdot I_{\text{ongescheurd}} = 18371 \cdot 1,38 \times 10^{10} = 2,54 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \quad (73)$$

Gescheurde buigstijfheid $EI_{\text{gescheurd}}$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{18371} = 10,887 \quad (75)$$

$$\begin{aligned}
 x_e &= \frac{-\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot \alpha \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)}{b}} \\
 &= \frac{-10,887 \cdot (1257 + 402)}{1250} + \sqrt{\left(\frac{10,887 \cdot (1257 + 402)}{1250}\right)^2 + \frac{2 \cdot 10,887 \cdot (1257 \cdot 452 + 402 \cdot 56)}{1250}} \\
 &= 88 \text{ mm}
 \end{aligned} \quad (76)$$

$$\begin{aligned}
I_{gescheurd} &= \frac{b \cdot x_e^3}{12} + x_e \cdot b \cdot \left(\frac{x_e}{2}\right)^2 + (x_e - d_2)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s2} + (d - x_e)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s1} \\
&= \frac{1250 \cdot 88^3}{12} + 88 \cdot 1250 \cdot \left(\frac{88}{2}\right)^2 + (88 - 56)^2 \cdot 10,887 \cdot 402 + (452 - 88)^2 \cdot 10,887 \cdot 1257 \\
&= 2,101 \times 10^9 \text{ mm}^4
\end{aligned} \tag{77}$$

$$EI_{gescheurd} = E_{cm} \cdot I_{gescheurd} = 18371 \cdot 2,101 \times 10^9 = 3,86 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \tag{78}$$

Effectieve buigstijfheid EI_{eff}

$$EI_{eff1} = \frac{EI_{ongescheurd} + EI_{gescheurd}}{2} = \frac{2,54 \times 10^{14} + 3,86 \times 10^{13}}{2} = 1,46 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \tag{79}$$

$$EI_{eff2} = E_{cm} \cdot \left[\frac{b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3} \right] = 18371 \cdot \left[\frac{1250 \cdot \left(\frac{510}{2}\right)^3}{3} \right] = 1,29 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \tag{80}$$

9.2.2 Proefstuk 1B

Gegevens:

Geometrie	Wapening	Materiaaleigenschappen
$h = 510 \text{ mm}$ $b = 1110 \text{ mm}$ $c_{\text{nom}} = 70 \text{ mm}$ $d_1 = 90,5 \text{ mm}$ $d_2 = 86 \text{ mm}$ $d = 419,5 \text{ mm}$	$A_{s2} \text{ (boven)} = 2 \times \emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2$ $A_{s1} \text{ (onder)} = 4 \times \emptyset 20 = 1963 \text{ mm}^2$	$f_{c,\text{mean}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 18371 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

E-modulus grout E_{cm}

$$E_{cm} = 1482 \cdot f_{c,\text{mean}}^{0,8} = 1482 \cdot 23,26^{0,8} = 18371 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (71)$$

Ongescheurde buigstijfheid $EI_{\text{ongescheurd}}$

$$I_{\text{ongescheurd}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1110 \cdot 510^3}{12} = 1,23 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (72)$$

$$EI_{\text{ongescheurd}} = E_{cm} \cdot I_{\text{ongescheurd}} = 18371 \cdot 1,23 \times 10^{10} = 2,25 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \quad (73)$$

Gescheurde buigstijfheid $EI_{\text{gescheurd}}$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{18371} = 10,887 \quad (75)$$

$$\begin{aligned}
 x_e &= \frac{-\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot \alpha \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)}{b}} \\
 &= \frac{-10,887 \cdot (1963 + 402)}{1110} + \sqrt{\left(\frac{10,887 \cdot (1963 + 402)}{1110}\right)^2 + \frac{2 \cdot 10,887 \cdot (1963 \cdot 419,5 + 402 \cdot 86)}{1110}} \quad (76) \\
 &= 109 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_{gescheurd} &= \frac{b \cdot x_e^3}{12} + x_e \cdot b \cdot \left(\frac{x_e}{2}\right)^2 + (x_e - d_2)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s2} + (d - x_e)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s1} \\
&= \frac{1110 \cdot 109^3}{12} + 109 \cdot 1110 \cdot \left(\frac{109}{2}\right)^2 + (109 - 86)^2 \cdot 10,887 \cdot 402 \\
&\quad + (419,5 - 109)^2 \cdot 10,887 \cdot 1963 = 2,54 \times 10^9 \text{ mm}^4
\end{aligned} \tag{77}$$

$$EI_{gescheurd} = E_{cm} \cdot I_{gescheurd} = 18371 \cdot 2,54 \times 10^9 = 4,67 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \tag{78}$$

Effectieve buigstijfheid EI_{eff}

$$EI_{eff1} = \frac{EI_{ongescheurd} + EI_{gescheurd}}{2} = \frac{2,25 \times 10^{14} + 4,67 \times 10^{13}}{2} = 1,36 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \tag{79}$$

$$EI_{eff2} = E_{cm} \cdot \left[\frac{b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3} \right] = 18371 \cdot \left[\frac{1110 \cdot \left(\frac{510}{2}\right)^3}{3} \right] = 1,149 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \tag{80}$$

9.2.3 Proefstuk 2A

Gegevens:

Geometrie	Wapening	Materiaaleigenschappen
$h = 540 \text{ mm}$ $b = 1210 \text{ mm}$ $c_{\text{nom}} = 60 \text{ mm}$ $d_1 = 78 \text{ mm}$ $d_2 = 76 \text{ mm}$ $d = 462 \text{ mm}$	$A_{s2} \text{ (boven)} = 2 \times \emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2$ $A_{s1} \text{ (onder)} = 4 \times \emptyset 20 = 1257 \text{ mm}^2$	$f_{c,\text{mean}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 18371 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

E-modulus grout E_{cm}

$$E_{cm} = 1482 \cdot f_{c,\text{mean}}^{0,8} = 1482 \cdot 23,26^{0,8} = 18371 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (71)$$

Ongescheurde buigstijfheid $EI_{\text{ongescheurd}}$

$$I_{\text{ongescheurd}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1210 \cdot 540^3}{12} = 1,59 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (72)$$

$$EI_{\text{ongescheurd}} = E_{cm} \cdot I_{\text{ongescheurd}} = 18371 \cdot 1,59 \times 10^{10} = 2,92 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \quad (73)$$

Gescheurde buigstijfheid $EI_{\text{gescheurd}}$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{18371} = 10,887 \quad (75)$$

$$\begin{aligned}
 x_e &= \frac{-\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot \alpha \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)}{b}} \\
 &= \frac{-10,887 \cdot (1257 + 402)}{1210} + \sqrt{\left(\frac{10,887 \cdot (1257 + 402)}{1210}\right)^2 + \frac{2 \cdot 10,887 \cdot (1257 \cdot 462 + 402 \cdot 76)}{1210}} \\
 &= 91 \text{ mm}
 \end{aligned} \quad (76)$$

$$\begin{aligned}
I_{gescheurd} &= \frac{b \cdot x_e^3}{12} + x_e \cdot b \cdot \left(\frac{x_e}{2}\right)^2 + (x_e - d_2)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s2} + (d - x_e)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s1} \\
&= \frac{1210 \cdot 91^3}{12} + 91 \cdot 1210 \cdot \left(\frac{91}{2}\right)^2 + (91 - 76)^2 \cdot 10,887 \cdot 402 + (462 - 91)^2 \cdot 10,887 \cdot 1257 \\
&= 2,188 \times 10^9 \text{ mm}^4
\end{aligned} \tag{77}$$

$$EI_{gescheurd} = E_{cm} \cdot I_{gescheurd} = 18371 \cdot 2,188 \times 10^9 = 4,02 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \tag{78}$$

Effectieve buigstijfheid EI_{eff}

$$EI_{eff1} = \frac{EI_{ongescheurd} + EI_{gescheurd}}{2} = \frac{2,92 \times 10^{14} + 4,02 \times 10^{13}}{2} = 1,66 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \tag{79}$$

$$EI_{eff2} = E_{cm} \cdot \left[\frac{b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3} \right] = 18371 \cdot \left[\frac{1210 \cdot \left(\frac{540}{2}\right)^3}{3} \right] = 1,487 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \tag{80}$$

9.2.4 Proefstuk 2B

Gegevens:

Geometrie	Wapening	Materiaaleigenschappen
$h = 520 \text{ mm}$ $b = 1320 \text{ mm}$ $c_{\text{nom}} = 40 \text{ mm}$ $d_1 = 60,5 \text{ mm}$ $d_2 = 56 \text{ mm}$ $d = 459,5 \text{ mm}$	$A_{s2} \text{ (boven)} = 2 \times \text{Ø } 16 = 402 \text{ mm}^2$ $A_{s1} \text{ (onder)} = 4 \times \text{Ø } 20 = 1963 \text{ mm}^2$	$f_{c,\text{mean}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 18371 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

E-modulus grout E_{cm}

$$E_{cm} = 1482 \cdot f_{c,\text{mean}}^{0,8} = 1482 \cdot 23,26^{0,8} = 18371 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (71)$$

Ongescheurde buigstijfheid $EI_{\text{ongescheurd}}$

$$I_{\text{ongescheurd}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1320 \cdot 520^3}{12} = 1,55 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (72)$$

$$EI_{\text{ongescheurd}} = E_{cm} \cdot I_{\text{ongescheurd}} = 18371 \cdot 1,55 \times 10^{10} = 2,84 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \quad (73)$$

Gescheurde buigstijfheid $EI_{\text{gescheurd}}$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{18371} = 10,887 \quad (75)$$

$$\begin{aligned}
 x_e &= \frac{-\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot \alpha \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)}{b}} \\
 &= \frac{-10,887 \cdot (1963 + 402)}{1320} + \sqrt{\left(\frac{10,887 \cdot (1963 + 402)}{1320}\right)^2 + \frac{2 \cdot 10,887 \cdot (1963 \cdot 459,5 + 402 \cdot 56)}{1320}} \quad (76) \\
 &= 106 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_{gescheurd} &= \frac{b \cdot x_e^3}{12} + x_e \cdot b \cdot \left(\frac{x_e}{2}\right)^2 + (x_e - d_2)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s2} + (d - x_e)^2 \cdot \alpha \cdot A_{s1} \\
&= \frac{1320 \cdot 106^3}{12} + 106 \cdot 1320 \cdot \left(\frac{106}{2}\right)^2 + (106 - 56)^2 \cdot 10,887 \cdot 402 \\
&\quad + (459,5 - 106)^2 \cdot 10,887 \cdot 1963 = 3,2 \times 10^9 \text{ mm}^4
\end{aligned} \tag{77}$$

$$EI_{gescheurd} = E_{cm} \cdot I_{gescheurd} = 18371 \cdot 3,2 \times 10^9 = 5,89 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \tag{78}$$

Effectieve buigstijfheid EI_{eff}

$$EI_{eff1} = \frac{EI_{ongescheurd} + EI_{gescheurd}}{2} = \frac{2,84 \times 10^{14} + 5,89 \times 10^{13}}{2} = 1,72 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \tag{79}$$

$$EI_{eff2} = E_{cm} \cdot \left[\frac{b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3} \right] = 18371 \cdot \left[\frac{1250 \cdot \left(\frac{510}{2}\right)^3}{3} \right] = 1,367 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \tag{80}$$