

2016•2017
FACULTEIT INDUSTRIËLE INGENIEURSWETENSCHAPPEN
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

Vergelijkend onderzoek tussen de berekeningsmethode van gewapend beton volgens ACI (American Concrete Institute) en Eurocode 1992.

Promotor :
Prof. ir. Pieter BAEKELAND

Promotor :
ir. PIERRE HERIN

Jhordy Claesen , Vincent Reggers

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

Gezamenlijke opleiding Universiteit Hasselt en KU Leuven

2016•2017
Faculteit Industriële
ingenieurswetenschappen
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

Vergelijkend onderzoek tussen de berekeningsmethode van gewapend beton volgens ACI (American Concrete Institute) en Eurocode 1992.

Promotor :
Prof. ir. Pieter BAEKELAND

Promotor :
ir. PIERRE HERIN

Jhordy Claesen , Vincent Reggers
Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Woord vooraf

Deze masterproef is tot stand gekomen ter afronding van onze opleiding Industrieel Ingenieur, afstudeerrichting Bouwkunde, aan de UHasselt. De keuze voor dit onderwerp kwam tot stand door onze gemeenschappelijke belangstelling voor betondimensionering. Met veel enthousiasme en inzet hebben wij deze masterproef kunnen afwerken. We hopen dan ook dat de conclusie van deze masterproef een bijdrage kan leveren aan het ingenieursbureau Tractebel - Engie dat ons in contact bracht met dit onderwerp.

Het schrijven van deze masterproef vergde niet enkel tijd en toewijding van ons maar ook van anderen die ons hebben bijgestaan van begin tot einde. Omdat dit eindresultaat niet mogelijk was zonder hun hulp, willen wij hen graag bedanken via deze weg. Allereerst willen wij onze promotor, Prof. ir. Pieter Baekeland bedanken voor zijn uitstekende begeleiding, aangereikte ideeën, verbeteringen en de aangename samenwerking. Daarnaast willen we graag ir. Pierre Hérin, onze externe promotor en werknemer van Tractebel - Engie, bedanken voor zijn kostbare tijd en voor de verschaft informatie gedurende ons onderzoek.

Tot slot willen we beiden ook graag onze ouders bedanken voor hun onvoorwaardelijke steun en toeverlaat gedurende onze volledige opleiding. Mede dankzij onze familie en vrienden hebben we deze masterproef tot een goed einde kunnen brengen.

Inhoudsopgave

Woord vooraf	1
Inhoudsopgave	3
Lijst van tabellen	7
Lijst van figuren	9
Verklarende woordenlijst	15
Abstract	19
Abstract in English	21
Inleiding	23
1 Literatuurstudie	25
1.1 Vergelijking van momentcapaciteit onder zuivere buiging tussen ACI 318 en EC2 .	25
1.1.1 Algemeen.....	25
1.1.2 Veiligheidsconcept	26
1.1.3 Ontwerpaannames	27
1.1.4 Basishypothesen	28
1.1.5 Momentcapaciteit in dwarsdoorsnede	32
1.1.6 Minimumwapening.....	36
1.1.7 Maximumwapening	38
1.1.8 Vergelijking van veiligheidsfactoren	39
1.2 Vergelijking van dwarskrachtweerstand van beton volgens ACI 318 en EC2	41
1.2.1 Dwarskracht in beton.....	41
1.2.2 Dwarskrachtontwerp volgens ACI 318 zonder dwarskrachtwapening.....	41
1.2.3 Dwarskrachtontwerp volgens EC2 zonder dwarskrachtwapening	42
1.2.4 Vergelijking van dwarskrachtweerstand volgens ACI 318 en EC2	42
1.3 Vergelijking van doorbuiging volgens ACI 318 en EC2	46
1.3.1 Belang van doorbuigingen	46
1.3.2 Doorbuigingscontrole	46
1.3.3 Minimale dikte	46
1.3.4 Maximale doorbuiging.....	48
1.3.5 Doorbuigingsberekening	49
1.3.6 Traagheidsmoment.....	51
1.3.7 Lange termijn vervorming	54
1.4 Vergelijking van scheurwijdte volgens ACI 318 en EC2	57
1.4.1 Type scheuren	57
1.4.2 Berekening scheurwijdte	58

1.4.3	Ontwerpvoorbeeld	60
1.4.4	Experimentele studie	61
2	Parameterstudie	65
2.1	Ontwerpmethode volgens ACI 318.....	65
2.2	Ontwerpmethode volgens EC2.....	66
2.3	Buigmoment	67
2.3.1	Buigwapening.....	67
2.3.2	Wapeningspercentages	69
2.4	Dwarskracht.....	71
2.4.1	Dwarskrachtcapaciteit	71
2.4.2	Ontwerp dwarskrachtwapening	72
2.4.3	Minimum dwarskrachtwapening	73
2.5	Doorbuiging.....	75
2.5.1	Doorbuigingscontrole op basis van geometrische eisen	75
2.5.2	Doorbuigingscontrole op basis van berekening	76
2.6	Scheurwijdte	76
2.6.1	Scheurwijdte volgens ACI 224.....	76
2.6.2	Scheurwijdte volgens EC2	77
2.6.3	Bepalende parameters	79
3	Ontwerptoepassingen	83
3.1	Balkeigenschappen	83
3.2	Buigmoment	84
3.2.1	Rekenblad	84
3.2.2	Resultaten	86
3.2.3	Conclusie	97
3.3	Dwarskracht.....	97
3.3.1	Rekenblad	97
3.3.2	Resultaten	105
3.3.3	Conclusie	125
3.4	Doorbuiging.....	126
3.4.1	Rekenblad	126
3.4.2	Resultaten	131
3.4.3	Conclusie	140
3.5	Scheurwijdte	140
3.5.1	Rekenblad	140
3.5.2	Resultaten	142
3.5.3	Conclusie	147

4 Besluit	149
Bibliografie	151
Bijlage: Table for ULS design [18]	153

Lijst van tabellen

Tabel 1: β_1 (ACI 318) en β (EC2) voor verschillende waarden van de karakteristieke betondruksterkte [2]	30
Tabel 2: Vergelijking van de spanningsverdeling parameters in EC2 en ACI 318 [2].....	32
Tabel 3: Vergelijking minimumwapeningsgehalte volgens EC2 en ACI 318 met $f_{yk} = 420$ MPa [2].....	37
Tabel 4: Aantal proeven voor verschillende longitudinale wapeningspercentages [7]	43
Tabel 5: Aantal proeven voor verschillende betondruksterktes [7]	43
Tabel 6: Aantal proeven voor verschillende dwarskrachtoverspanningen [7]	43
Tabel 7: Aantal proeven voor verschillende sectiehoogtes [7]	43
Tabel 8: Minimale dikte voor niet-voorgespannen balken en in één richting dragende platen volgens ACI 318 [4]	47
Tabel 9: Minimale nuttige hoogtes voor gewapend betonnen elementen zonder voorspanning volgens EC2 [8].	47
Tabel 10: Maximaal toegelaten doorbuiging volgens ACI 318 [4]	48
Tabel 11: Maximaal toegelaten doorbuiging volgens EC2 [8]	49
Tabel 12: Enkele doorbuigingsuitdrukkingen [11], [10]	50
Tabel 13: Verschillende vergelijkingen, toegepast in de doorbuigingsberekening, volgens ACI 318 en EC2 [4], [10], [8], [12]	52
Tabel 14: Lange termijn factoren en uitdrukkingen voor de lange termijn doorbuiging, volgens ACI 318 en EC2 [8], [4], [10]	55
Tabel 15: Tijdsfactor voor blijvende belastingen volgens ACI 318 [4]	56
Tabel 16: Resultaten scheurwijdtes volgens EC2 en ACI voor ontwerpvoorbeeld	60
Tabel 17: Eigenschappen van geteste platen.....	61
Tabel 18: Experimentele waarden vergeleken met berekende waarden volgens ACI en EC2..	62
Tabel 19: Ontwerpwaarden voor de betondruksterkte en staalsterkte in de verschillende grenstoestanden voor EC2.	67
Tabel 20: Gegevens praktijkvoorbeeld	68
Tabel 21: Waarden van maximale scheurwijdte volgens ACI	77
Tabel 22: Aanbevolen waarden voor de maximale scheurwijdte volgens EC2. [8].....	78
Tabel 23: Maximale staafdiameter voor scheurbeheersing [8].....	78
Tabel 24: Maximale staafafstand voor scheurbeperving [8].....	79
Tabel 25: Eigenschappen van balk.....	79
Tabel 26: Berekening scheurwijdte bij variërende betondekking	80
Tabel 27: Berekening scheurwijdte bij variërende staafdiameter en –afstand.....	81
Tabel 28: Systematisch gewijzigde ontwerpparameter per reeks van tien balken	84
Tabel 29: Invoergegevens voor permanente en mobiele belasting in figuur 62	97
Tabel 30: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 1.....	105
Tabel 31: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 2	108

Tabel 32: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 3	111
Tabel 33: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 4	113
Tabel 34: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 5	116
Tabel 35: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 6	118
Tabel 36: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 7.....	120
Tabel 37: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 8	122

Lijst van figuren

Figuur 1: Frequentie van voorkomen tegenover belastingseffecten en weerstand [2]	25
Figuur 2: Vergelijking van de veiligheidsconcepten toegepast door EC2 en ACI 318 [2]	26
Figuur 3: Parabool-rechthoekdiagram voor spanning-rek verdeling volgens EC2 [2]	29
Figuur 4: Vergelijking van de optimale rechthoekige spanningsverdeling volgens ACI 318 en EC2 [2]	29
Figuur 5: Sterktereductiefactor (ϕ), volgens ACI 318, in functie van de rek in de trekwapening [2]	33
Figuur 6: Vergelijking van de ontwerpwaarde van de momentsterkte volgens EC2 en ACI 318 voor verschillende waarden van het wapeningsgehalte ρ en f_{ck} bij $f_{yk} = 420$ MPa	34
Figuur 7: Vergelijking van de netto rek in de trekwapening ϵ_t volgens EC2 en ACI 318 voor verschillende waarden van het wapeningsgehalte ρ en f_{ck} bij $f_{yk} = 420$ MPa	35
Figuur 8: Vergelijking van de ligging van de neutrale lijn x_d volgens EC2 en ACI 318 voor verschillende waarden van het wapeningsgehalte ρ en f_{ck} bij $f_{yk} = 420$ MPa	36
Figuur 9: Vergelijking minimumwapeningspercentage in functie van betondruksterkte volgens ACI 318 en EC2 met $f_{yk} = 420$ MPa [2]	37
Figuur 10: Vergelijking van het maximum wapeningspercentage volgens ACI 318 en EC2 met $f_{yk} = 420$ MPa	39
Figuur 11: Equivalente sterktereductiefactor voor buigweerstand volgens EC2 in functie van het wapeningsgehalte [2]	40
Figuur 12: 'Apparent factor of safety' volgens EC2 en ACI 318 voor verschillende waarden van L/D [2]	41
Figuur 13: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende longitudinale wapeningsgehalten (%) volgens ACI 318 – vergelijking (31) [7]	44
Figuur 14: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende longitudinale wapeningsgehalten (%) volgens ACI 318 – vergelijking (32) [7]	44
Figuur 15: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende longitudinale wapeningsgehalten (%) volgens EC2 – vergelijking (33) [7]	45
Figuur 16: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende dwarskrachtoverspanning verhoudingen a/d volgens ACI 318 - vergelijking (31) [7]	45
Figuur 17: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende dwarskrachtoverspanning verhoudingen a/d volgens ACI 318 - vergelijking (32) [7]	45
Figuur 18: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende betondruksterktes f_c volgens ACI 318 - vergelijking (31) [7]	45
Figuur 19: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende dwarskrachtoverspanning verhoudingen a/d volgens EC2 vergelijking (33) [7]	45
Figuur 20: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende betondruksterktes f_c volgens ACI 318 - vergelijking (32) [7]	45
Figuur 21: Cumulatieve verdelingsfunctie voor variërende betondruksterkte volgens EC2 - vergelijking (33) [7]	45
Figuur 22: Effect van trekscheuren op doorbuigingen [10]	52
Figuur 23: Tijdsfactor voor lange termijn doorbuigingen volgens ACI 318 [4]	56

Figuur 24: Scheuren ten gevolge van buiging [10]	57
Figuur 25: Scheuren ten gevolge van afschuiving [10]	57
Figuur 26: Proefopstelling voor experiment [16]	61
Figuur 27: Vergelijking van maximum scheurwijdte voor Serie 1 [16]	62
Figuur 28: Vergelijking van maximum scheurwijdte voor Serie 2 [16]	63
Figuur 29: Vergelijking van maximum scheurwijdte voor Serie 1 [16]	63
Figuur 30: Vergelijking van maximum scheurwijdte voor Serie 2 [16]	63
Figuur 31: Hoeveelheid trekwapening (mm^2) in functie van betondruksterkte (MPa)	69
Figuur 32: Sterktereductiefactor in functie van staalrek en c/d voor 'grade 60' staal en voorspanstaal.....	69
Figuur 33: Gebruikelijke wapeningspercentages en bijhorende reductiefactoren volgens ACI 318 [17].....	70
Figuur 34: Geometrische dwarskrachtwapeningsconfiguratie met d = de nuttige hoogte, s = de tussenafstand van de dwarskrachtwapening, A_v = de oppervlakte aan dwarskrachtwapening en f_{yt} =de staalvloeigrens [10].....	71
Figuur 35: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC92 en ACI 318 in functie van de vloeigrens bij $f_{ck}=30$ MPa.....	74
Figuur 36: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte bij $f_{yk}=355$ MPa.....	74
Figuur 37: De minimale geometrische vereisten voor balken (mm), volgens ACI 318 en EC2, indien geen doorbuigingsberekening wordt uitgevoerd.....	76
Figuur 38: Scheurwijdte (mm) in functie van betondekking (mm).....	80
Figuur 39: Scheurwijdte (mm) in functie van staafdiameter en –afstand (mm)	82
Figuur 40: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van balkbreedte (mm)	87
Figuur 41: Buigwapeningspercentage (%) in functie van balkbreedte (mm)	87
Figuur 42: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van balkhoogte (mm)..	88
Figuur 43: Buigwapeningspercentage (%) in functie van balkhoogte (mm)	88
Figuur 44: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van balklengte (m).....	89
Figuur 45: Buigwapeningspercentage (%) in functie van balklengte (m).....	89
Figuur 46: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van karakteristieke betondruksterkte (MPa).....	90
Figuur 47: Buigwapeningspercentage (%) in functie van karakteristieke betondruksterkte (MPa)	90
Figuur 48: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van permanente belasting (kN/m)	91
Figuur 49: Buigwapeningspercentage (%) in functie van permanente belasting (kN/m)	91
Figuur 50: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van mobiele belasting (kN/m).....	92
Figuur 51: Buigwapeningspercentage (%) in functie van mobiele belasting (kN/m).....	92
Figuur 52: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van betondekking (mm)	93

Figuur 53: Buigwapeningspercentage (%) in functie van betondekking (mm)	93
Figuur 54: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van staafdiameter trekwapening (mm).....	94
Figuur 55: Buigwapeningspercentage (%) in functie van staafdiameter trekwapening (mm)	94
Figuur 56: Buigwapeningspercentage bij 100% permanente belasting.....	95
Figuur 57: Buigwapeningspercentage bij 50% permanente en 50% mobiele belasting	95
Figuur 58: Buigwapeningspercentage (%) bij 100% mobiele belasting.....	96
Figuur 59: Buigwapeningspercentage (%) in functie van verhouding permanente belasting en mobiele belasting (%)	96
Figuur 60: Geometrie van de beugels voor de dwarskrachtwapening [10]	98
Figuur 61: Positie in balk van aangrijpende dwarskracht [4]	99
Figuur 62: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm).....	105
Figuur 63: Minimum dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm)	106
Figuur 64: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm).....	107
Figuur 65: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm).....	108
Figuur 66: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)	109
Figuur 67: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)	110
Figuur 68: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)	110
Figuur 69: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balklengte (mm)	111
Figuur 70: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balklengte (mm)	112
Figuur 71: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balklengte (mm)	113
Figuur 72: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa).....	114
Figuur 73: Minimum dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa).....	114
Figuur 74: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa)	115
Figuur 75: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa).....	115
Figuur 76: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de permanente belasting (kN/m)	116
Figuur 77: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de permanente belasting (kN/m)	117

Figuur 78: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de mobiele belasting (kN/m)	118
Figuur 79: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de mobiele belasting (kN/m)	119
Figuur 80: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de betondekking (mm)	120
Figuur 81: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de betondekking (mm)	121
Figuur 82: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de betondekking (mm)	122
Figuur 83: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de staafdiameter van de momentwapening (mm).....	123
Figuur 84: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de staafdiameter van de momentwapening (mm).....	123
Figuur 85: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de staafdiameter van de momentwapening (mm).....	124
Figuur 86: Dwarskrachtwapening (mm^2) in functie van de karakteristieke waarde van de solliciterende dwarskracht (kN), volgens ACI 318 en EC2	125
Figuur 87: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm)	131
Figuur 88: Doorbuigingspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm)	132
Figuur 89: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)	132
Figuur 90: Doorbuigingspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)	133
Figuur 91: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balklengte (mm)	133
Figuur 92: Doorbuigingspercentage (%) in functie van de balklengte (mm)	134
Figuur 93: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa).....	135
Figuur 94: Doorbuigingspercentage (%) in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa)	135
Figuur 95: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de permanente last (kN/m)	136
Figuur 96: Doorbuigingspercentage volgens de berekeningsmethode van EC2 en ACI 318, in functie van permanente belasting (kN/m)	136
Figuur 97: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de mobiele last (kN/m)	137
Figuur 98: Doorbuigingspercentage (%) in functie van mobiele belasting (kN/m).....	137
Figuur 99: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens de berekeningsmethode van EC2 en ACI 318 in functie van de betondekking (mm)	138
Figuur 100: Doorbuigingspercentage (%) in functie van de betondekking (mm).....	138

Figuur 101: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de staafdiameter van de momentwapening (mm).....	139
Figuur 102: Doorbuigingspercentage (%) in functie van de staafdiameter van momentwapening (mm).....	139
Figuur 103: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van balkbreedte (mm)	143
Figuur 104: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van balkhoogte (mm)	143
Figuur 105: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van balklengte (m).....	144
Figuur 106: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van karakteristieke betondruksterkte (MPa).....	145
Figuur 107: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van permanente belasting (kN/m).....	145
Figuur 108: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van mobiele belasting (kN/m)	146
Figuur 109: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van betondekking (mm)	146
Figuur 110: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van staafdiameter trekwapening (mm).....	147

Verklarende woordenlijst

Wanneer er niet specifiek verwezen wordt naar een ontwerpnorm dan geldt desbetreffende parameterdefinitie voor EC2. Parameters die die niet zijn opgenomen in deze woordenlijst zullen expliciet verklaard worden in de eigenlijke scriptie.

Latijnse hoofdletters

A	Oppervlakte van de doorsnede
A	Gemiddelde effectieve betonoppervlak per staaf trekwapening (ACI)
A_c	Oppervlakte van de betondoorsnede
A_s	Totale oppervlakte van de wapeningsdoorsnede
A_{s1}	Oppervlakte trekwapening
A_{s2}	Oppervlakte drukwapening
A_{sl}	Oppervlakte trekwapening
A_{ct}	Getrokken zone van de doorsnede net voor scheuren
$A_{s,min}$	Minimumoppervlakte van de doorsnede van de wapening
A_v	Oppervlakte aan dwarskrachtwapening
C	Opneembare drukkracht van beton
$C_{Rd,c}$	Factor bij de bepaling van de dwarskrachtcapaciteit van het beton
D	Waarde van permanente belasting (ACI)
E_c	Elasticiteitsmodulus beton (ACI)
$E_{c,eff}$	Effectieve elasticiteitsmodulus
EI	Buigstijfheid
Es	Rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus van beton
F	Vloeistofdrukken (ACI)
G	Karakteristieke blijvende belasting
GGT	Gebruiksgrenstoestand
GGT-Q	Quasi-blijvende gebruiksgrenstoestand
GGT-K	Karakteristieke gebruiksgrenstoestand
H	Gronddrukken (ACI)
I_{cr}	Traagheidsmodulus van de gescheurde sectie (ACI)
I_e	Equivalentente traagheidsmodulus, overgangswaarde is tussen $I_{globaal}$ en I_{cr} (ACI)
$I_{globaal}$	Globale traagheidsmodulus van de niet-gescheurde sectie (ACI)
L	Lengte
L	Waarde voor mobiele belasting (ACI)
L_r	Mobiele dakbelasting (ACI)
M_a	Solliciterende buigmoment onder nominale belasting a (ACI)
M_{ed}	Rekenwaarde van het optredende buigend moment

M_u	Rekenwaarde van het opneembaar buigmoment (ACI)
M_n	Nominaal buigmoment (ACI)
Q	Karakteristieke mobiele belasting
R	Weerstand
R	Regenbelasting (ACI)
S	Sneeuwbelasting (ACI)
$S_{r,max}$	Maximale scheurafstand
T	Opneembare trekkracht van wapeningsstaal
UGT	Uiterste grenstoestand
V_c	Dwarskrachtweerstand geleverd door beton (ACI)
V_{ed}	Rekenwaarde van de optredende dwarskracht
V_u	Uiterst opneembare dwarskracht voor ontwerpberekening (ACI)
$V_{Rd,c}$	Opneembare dwarskracht door beton
$V_{Rd,s}$	Opneembare dwarskracht door dwarskrachtwapening
W	Windbelasting (ACI)

Latijnse kleine letters

a	Hoogte van equivalente spanningsrechthoek
b	Totale breedte van de doorsnede
b_w	Kleinste breedte van de dwarsdoorsnede in trekzone
c	Betondekking
c	Afstand van uiterst gedrukte vezel tot de neutrale as (ACI)
d	Nuttige hoogte van dwarsdoorsnede
d_1	Afstand uiterst getrokken vezel tot zwaartepunt trekwapening
d_2	Afstand uiterst gedrukte vezel tot zwaartepunt drukwapening
d_c	Afstand uiterst getrokken vezel tot zwaartepunt trekwapening (ACI)
f_c'	Rekenwaarde van de druksterkte van beton (ACI)
f_{cd}	Rekenwaarde van de druksterkte van beton
f_{ck}	Karakteristieke cilinderdruksterkte van beton na 28 dagen
f_{cm}	Gemiddelde waarde van de cilinderdruksterkte van beton
f_{ct}	Treksterkte beton (ACI)
f_{ctm}	Gemiddelde waarde van de axiale treksterkte van beton
f_r	Treksterkte van beton (ACI)
f_{yk}	Vloiegrens van het wapeningsstaal
f_{yd}	Rekenwaarde van de vloiegrens van het wapeningsstaal
f_{ywd}	Rekenwaarde van de vloiegrens van dwarskrachtwapening
h	Totale hoogte van de doorsnede
k	Factor voor bepaling van de dwarskrachtweerstand van beton, afhankelijk van de nuttige hoogte

k	Factor die de invloed van de kruipfactor bepaalt
k_t	Factor voor de bepaling van scheurwijdte afhankelijk van belastingsduur
l	Overspanning
q	Gelijkmatig verdeelde belasting
s	Staaf-tussenafstand
t_0	Ouderdom van beton op het moment van belasten
u	Betonomtrek blootgesteld aan de lucht
v_{\min}	Factor afhankelijk van de karakteristieke betondruksterkte en de nuttige hoogte bij de bepaling van de dwarskrachtweerstand van beton
w	Maximale scheurwijdte
x	Afstand van uiterst gedrukte vezel tot de neutrale as
x_{cr}	Afstand van uiterst gedrukte vezel tot neutrale as in gescheurde toestand
x_g	Afstand uiterst gedrukte vezel tot neutrale lijn in niet-gescheurde toestand
z	Hefboomsarm snedekrachten in mm

Griekse kleine letters

a	Verhouding elasticiteitsmoduli van staal en beton
α_{cc}	Coëfficiënt die rekening houdt met langedureffecten op de druksterkte en van ongunstige effecten als gevolg van de manier waarop de belasting aangrijpt
β	Coëfficiënt die rekening houdt met de invloed van de belastingsduur of herhaalde belasting op de gemiddelde rek
β_1	Factor afhankelijk van betondruksterkte die invloed heeft op de hoogte van de equivalente spanningsrechthoek (ACI)
β_{fcm}	Factor voor de bepaling van de kruipfactor die de invloed van de treksterkte in rekening brengt
β_h	Verhouding van de afstand van de neutrale as tot de uiterst getrokken vezel en de afstand van de neutrale as tot aan het zwaartepunt van de trekwapening
β_{t0}	Factor voor de bepaling van de kruipfactor die de invloed van de ouderdom van het beton op moment van belasten in rekening brengt
γ_c	Partiële veiligheidscoëfficiënt voor betondruksterkte
γ_s	Partiële veiligheidscoëfficiënt voor betonstaal
δ	Doorbuiging van belast element
δ_{cr}	Doorbuiging van de gescheurde sectie
δ_g	Doorbuiging van de niet-gescheurde sectie
δ_D	Onmiddellijke doorbuiging door permanente belasting (ACI)
δ_{D+L}	Onmiddellijke doorbuiging door permanente en mobiele belasting (ACI)
δ_L	Onmiddellijke doorbuiging door mobiele belasting (ACI)
δ_{LT}	Doorbuiging op lange termijn
δ_{SL}	Onmiddellijke doorbuiging door permanent aandeel van de mobiele belasting (ACI)

ϵ_c	Waarde voor betonstuik
ϵ_{cu}	Grenswaarde voor betonstuik
ϵ_s	Waarde voor staalrek
ϵ_t	Waarde voor staalrek (ACI)
ϵ_u	Grenswaarde voor staalrek
ϵ_y	Staalrek bij vloeien van staal
ϵ_{cm}	Gemiddelde betonstuik in GGT-Q
ϵ_{sm}	Gemiddelde staalrek in GGT-Q
λ_Δ	Lange termijn factor die de invloed van kruip op de initiële doorbuiging in rekening brengt
ρ	Wapeningsgehalte
ρ_b	Gebalanceerd wapeningsgehalte (ACI)
ρ_l	Longitudinale trekwapeningsgehalte
ρ_{min}	Minimaal wapeningsgehalte
ρ_{max}	Maximaal wapeningsgehalte
ρ_w	Longitudinaal wapeningsgehalte (ACI)
$\rho_{p,eff}$	Effectief wapeningsgehalte
ρ'	Drukwapeningsgehalte (ACI)
ϕ_{eq}	Equivalente sterktereductiefactor volgens EC2
ϕ	Sterktereductiefactor (ACI)
ϕ_s	Staaldiameter
ϕ_{s^*}	Gecorrigeerde staaldiameter
φ	Kruipfactor
φ_{RH}	Factor voor de berekening van de kruipfactor die rekening houdt met de invloed van de relatieve vochtigheid
ξ	Lange termijn coëfficiënt die de invloed van de belastingsduur in rekening brengt voor de berekening van doorbuigingen (ACI)
σ_s	Spanning in zwaartepunt van trekwapening
ϕ	Sterktereductiecoëfficiënt
ρ_l	Longitudinale trekwapeningsgehalte
ζ	Verdelingsfactor voor het doorbuigingsaandeel in gescheurde en niet-gescheurde toestand op basis van de spanningsverstijving in de doorsnede
ζ	Hefboomafstand gedeeld door de nuttige hoogte van de sectie

Abstract

België beschikt over twee kerncentrales waarvan de betonnen constructies moeten voldoen aan de Amerikaanse nucleaire regelgeving, meer bepaald aan ACI 349. Alle andere gebouwen in Europa worden echter ontworpen volgens EC2. Deze masterproef heeft als doel te onderzoeken of de Europese normen voor de berekening van beton conservatief genoeg zijn om toegepast te worden voor dit soort specifieke gebouwen.

De vergelijking tussen beide berekeningstechnieken zal enkel toegepast worden op algemene constructies (gebouwen). Als vergelijkingspunt worden de Amerikaanse norm ACI 318-05 en de Europese norm NBN EN 1992-1-1 gebruikt. Volgens beide codes worden grootheden als buigwapening, dwarskrachtwapening, doorbuiging en scheurwijdte vergeleken. Dit wordt gedaan voor gewapend betonnen balken, één van de meest voorkomende constructie-elementen.

Waar mogelijk toont dit onderzoek de significante verschillen aan tussen beide ontwerpmethodes. Op vlak van buigwapening zijn er tussen ACI 318 en EC2 geen beduidende verschillen te merken. Voor de dwarskrachtwapening kan de Europese normering tot 35% conservatiever zijn bij lage optredende dwarskrachten, maar bij toenemende solliciterende dwarskrachten zal dit verschil geleidelijk omkeren. De doorbuigingen op lange termijn kunnen dan weer tot 40% conservatiever zijn volgens de Amerikaanse code. Tenslotte is voor de berekening van de scheurwijdte ACI 318 tot 8% conservatiever dan EC2. Op basis van deze resultaten kan dus niet besloten worden dat EC2 uniform conservatiever is dan ACI 318.

Abstract in English

Belgium has two nuclear power plants whose concrete structures must comply with the American nuclear legislation, the ACI 349. Every other building in Europe is designed according to the EC2 code. The purpose of this Master's thesis is to research whether the European standards for the calculations of concrete are sufficiently conservative to be applied to this type of specific building.

The comparison between both calculation techniques will be applied to general constructions (i.e. buildings). By comparison the American standards ACI 318-05 and the European standards NBN EN 1992-1-1 are used. Design aspects such as bending reinforcement, crack width, shear reinforcement and deflection will be compared between both codes. This is done for singly reinforced concrete beams in pure bending, one of the most common construction elements.

Wherever possible this research shows the significant differences between both design methods. Concerning bending reinforcement, there are no significant differences. Regarding to shear reinforcement the European standards can be up to 35 percent more conservative at low crossing forces. However, this difference will gradually reverse with increasing applied transverse forces. The long-term deflections can be up to 40 pc more conservative according to the American standards. For the calculation of the crack width ACI 318 is up to 8 pc more conservative than EC2. Therefore, based on the results, it cannot be concluded that EC2 uniform is more conservative than ACI 318.

Inleiding

Het vergelijkend onderzoek in deze scriptie is gevoerd naar aanleiding van zijn relevantie voor het advies- en ingenieursbureau Tractebel - Engie. Zo zijn zij onder andere betrokken bij het ontwerp en onderhoud van de gebouwen van de nucleaire installaties in België [1].

Nucleaire veiligheidsgebonden gebouwen in België moeten steeds overeenstemmen met de regels van de Amerikaanse normen. Bijgevolg moeten hun betonnen structuren voldoen aan de voorwaarden van de gepaste ACI-normen (American Concrete Institute). Dit zijn de algemene berekeningsnormen voor betonconstructies in Amerika. Voor het ontwerp van alle andere constructies in België gebruikt men echter de Europese berekeningsnormen.

Een vergelijkend onderzoek tussen beide normeringen is interessant om te weten te komen in welke mate de Amerikaanse code maatgevend is. Of met andere woorden, welke aspecten van de Amerikaanse normering conservatiever zijn dan deze van de Europese.

Als vergelijkingspunt worden de normeringen voor algemene constructies (gebouwen) gebruikt. Voor de Amerikaanse normering is dit de ACI 318-2005 en voor de Europese de NBN EN 1992-1-1. Aangezien er geen Europese of Belgische normering bestaat voor het ontwerp van nucleaire gebouwen, is er dus geopteerd om de vergelijking te maken tussen de normeringen voor het ontwerp van algemene gebouwen. Deze normeringen zijn bovendien ook de basis voor het ontwerp van nucleaire gebouwen. Verder is er voor de Amerikaanse normering specifiek gekozen voor de 2005-versie, aangezien op basis van deze versie ACI 349 is samengesteld, de bijkomende bepalingen voor nucleaire installaties.

Aangezien in België de nucleaire gebouwen aan de voorwaarden van de norm ACI 349 moeten voldoen, is het interessant om te weten of de berekeningsmethode volgens Eurocode 1992 conservatief genoeg is om mogelijk toegepast te worden voor dit specifiek soort gebouwen. Hiervoor is het nodig de verschillen in berekeningstechniek te schetsen en hierbij te bepalen wanneer welke berekeningsnorm (ACI 318 of EC2) maatgevend is.

Het grote verschil tussen Eurocode 2 en ACI 318, is het onderscheid in gebruik van veiligheidsfactoren. Zo past ACI enerzijds reductiefactoren toe op de weerstandbiedende elementen (moment-, normaalkracht- en dwarskrachtweerstand), anderzijds partiële veiligheidsfactoren op de solliciterende belastingen. Eurocode daarentegen past enkel partiële veiligheidsfactoren toe, dit zowel op de solliciterende belastingen als op de materiaalkarakteristieken. Dit verschil maakt een vergelijking tussen beide normeringen dan ook zo interessant.

Aangezien een gewapende balk een van de meest voorkomende betonconstructie is in gebouwen, zullen voor beide normeringen het ontwerp van gewapende betonnen balken vergeleken worden. Om een verdere afbakening te maken, zal specifiek het ontwerp beschouwd worden onder enkelvoudige buiging.

De globale doelstelling voor dit vergelijkend onderzoek is het verschil in maatgevendheid aan te tonen tussen ACI 318 en Eurocode 1992.

Per ontwerpcode zullen specifiek volgende ontwerpaspecten vergeleken worden:

- Buigwapening,
- Dwarskrachtwapening,
- Doorbuiging,
- Scheurwijdte.

Als vergelijkingsmethodiek is er geopteerd voor een tweedelige aanpak. Het vergelijkend onderzoek zal namelijk gebeuren op basis van enerzijds een theoretische parameterstudie en anderzijds de uitwerking van specifieke ontwerptoepassingen. Vooraleer het vergelijkend onderzoek kan worden aangevat, zal allereerst een grondige en diepgaande literatuurstudie gevoerd worden om een goed beeld te krijgen van reeds aangetoonde verschillen tussen beide ontwerpcodes. Voor deze literatuurstudie zal teruggegrepen worden naar voorgaande, vergelijkende onderzoeken tussen aspecten van ACI 318 en Eurocode 1992. Vervolgens zal hieruit mede de vergelijkingsstrategie bepaald worden waarmee de parameterstudie zal worden opgebouwd. Na de parameterstudie zal dan een beeld geschetst kunnen worden van het verschil in berekeningsmethode en van maatgevende aspecten.

In het tweede deel van het onderzoek, de uitwerking van specifieke ontwerptoepassingen, zullen de resultaten van de parameterstudie concreet bevestigd worden. Daarnaast zal de invloed op het verschil in maatgevendheid van verschillende ontwerpparameters (breedte, hoogte, lengte, karakteristieke betondruksterkte, permanente belasting, mobiele belasting, betondekking en staafdiameter van de momentwapening) onderzocht worden. Voor de uniformiteit zal in de volledige scriptie voor ACI 318-05 de verkorte term AC 318 gebruikt worden. Voor NBN EN 1992-1-1 wordt de term EC2 gehanteerd.

1 Literatuurstudie

1.1 Vergelijking van momentcapaciteit onder zuivere buiging tussen ACI 318 en EC2

1.1.1 Algemeen

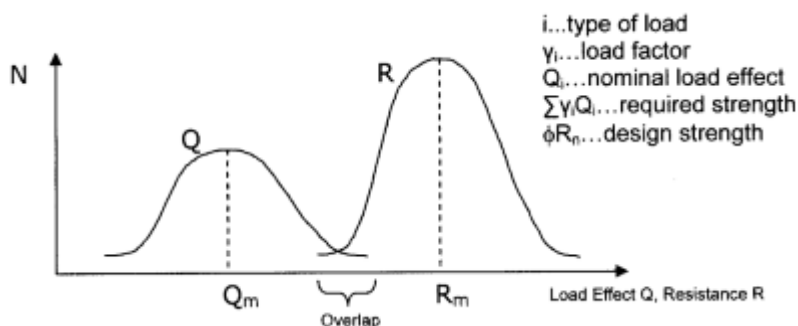
Bij het ontwerp van betonelementen onder buiging volgens ACI 318, zal de nominale buigsterkte bereikt worden bij een stuk in de uiterst gedrukte betonvezel $\varepsilon_c =$ drie promille samen met een rek in de trekwapening $\varepsilon_t =$ tien promille. De Europese ontwerpcode heeft maximaal toelaatbare waarden voor de betonstuk en de staalrek. Deze limieten zijn respectievelijk 3,5 promille en 10 promille.

Om ACI 318 en EC2 nu te kunnen vergelijken, is er een techniek toegepast die de parameters van EC2 hervormt en definieert in termen van de parameters van ACI 318.

De uiterste grenstoestand in ontwerp onder zuivere buiging zal vergeleken worden tussen beide codes. Een grenstoestand is een toestand die de limiet in structurele bruikbaarheid representeert. In ontwerp zijn er zo twee grenstoestanden:

- Gebruiksgrenstoestand (GGT): definieert functionele voorwaarden zoals doorbuiging, scheurwijdtecontrole alsook controle van staal- en betonspanningen;
- Uiterste grenstoestand (UGT): definieert veiligheid tegen uiterste belasting gedurende de vooropgestelde bestaanstermijn van de structuur.

Beide codes hebben hetzelfde concept in de uiterste grenstoestand zoals weergegeven in Figuur 1. De vereiste sterkte zou kleiner of op zijn minst gelijk moeten zijn aan de ontworpen sterkte.



Figuur 1: Frequentie van voorkomen tegenover belastingeffecten en weerstand [2]

In ACI 318 terminologie:

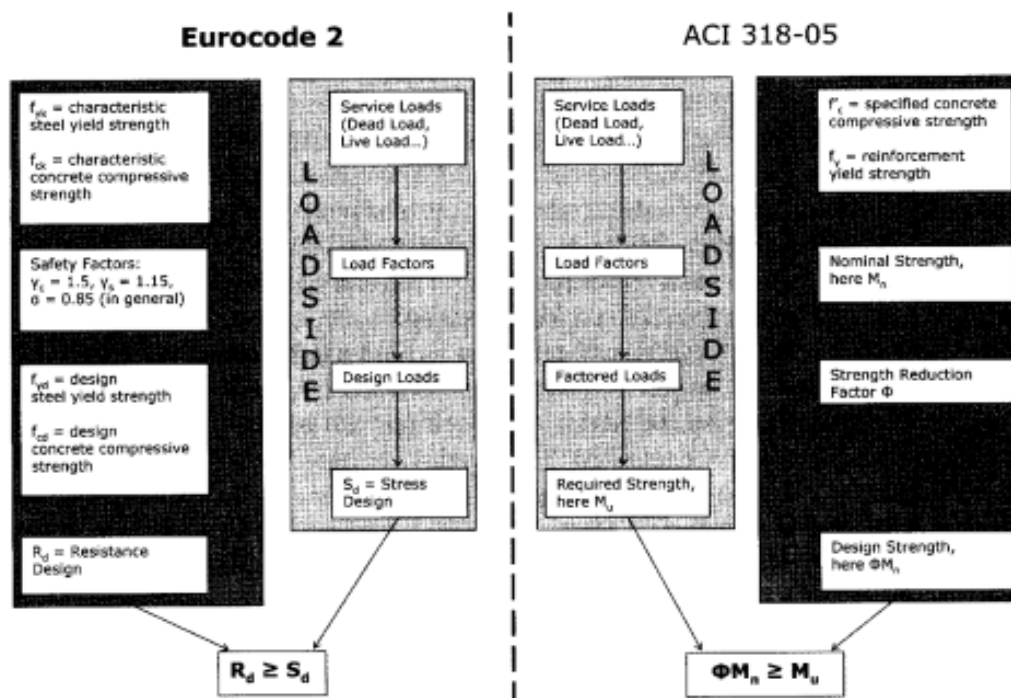
$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1)$$

Hierin is:

- i het belastingstype,
- γ_i de veiligheidsfactor voor de nominaal optredende belasting,
- Q_i de nominaal optredende belasting,
- ϕ de sterktereductiefactor,
- R_n de nominale sterkte (weerstand) [2].

1.1.2 Veiligheidsconcept

De ontwerpconcepten volgens beide codes zijn samengevat in Figuur 2. In EC2 wordt de materiaalsterkte gereduceerd. Meer bepaald de vloeisterkte van het wapeningsstaal en de karakteristieke betondruksterkte zullen worden gedeeld door partiële veiligheidsfactoren.



Figuur 2: Vergelijking van de veiligheidsconcepten toegepast door EC2 en ACI 318 [2]

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2)$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3)$$

Hierin is:

- f_{yd} = Ontwerpwaarde voor de vloeisterkte van staal (N/mm²);
- f_{yk} = Karakteristieke waarde van de vloeisterkte van staal (N/mm²);
- γ_s = Partiële veiligheidsfactor voor vloeisterkte van staal in blijvende UGT = 1,15 (-);
- f_{cd} = Ontwerpwaarde voor de betondruksterkte (N/mm²);
- f_{ck} = Karakteristieke betondruksterkte (N/mm²);
- γ_c = Partiële veiligheidsfactor voor de betondruksterkte in blijvende UGT = 1,5 (-);
- α_{cc} = Factor die verlies in betondruksterkte onder blijvende lasten in rekening brengt = 0,85 bij axiale – of buigbelasting ; = 1 voor alle andere gevallen (-).

ACI 318 daarentegen reduceert de nominale momentsterkte van de dwarsdoorsnede door een globale reductiefactor zodat:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (4)$$

Hierbij is:

- M_u = Ontwerpwaarde voor optredend buigmoment (kNm),
- ϕ = Sterktereductiefactor (-),

- M_n = Nominale/karakteristieke momentsterkte (kNm).

Het grootste verschil tussen beide codes is dat EC2 aan de weerstandskant (sterkte) veiligheidsfactoren toepast op de vloeisterkte van het wapeningsstaal en op de karakteristieke betondruksterkte. ACI 318 doet dit niet, maar past wel een globale sterktereductiefactor ϕ toe op de nominale momentsterkte van de dwarsdoorsnede.

Aan solliciterende kant (belasting) vermenigvuldigen beide codes optredende belastingen met belastingsfactoren. De belastingsfactoren van ACI 318 zijn 1,4 voor de blijvende belasting en 1,7 voor de veranderlijke belasting. De belastingsfactoren in EC2 zijn daarentegen respectievelijk 1,35 en 1,5 [2].

1.1.3 Ontwerpaannames

Om het nominale moment en de ontwerpwaarde voor de sterkte te kunnen vergelijken tussen beide codes, is het allereerst vereist de karakteristieke betondruksterkte en de vloeisterkte van het staal duidelijk te definiëren.

Voor EC2 is de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} onder volgende omstandigheden bepaald:

- Bij een ouderdom van het beton van 28 dagen, door drukproeven op cilinders (diameter \approx 150 mm, hoogte \approx 300 mm);
- 5% Onderschrijdingskans.

EC2 is gebaseerd op de karakteristieke cilinderdruksterkte en niet op de karakteristieke kubusdruksterkte. De cilinderdruksterkte is typisch 10 tot 20% lager dan corresponderende kubusdruksterkte (bijvoorbeeld voor betonklasse C30/37 is de cilinderdruksterkte 30 MPa en de kubusdruksterkte 37 MPa). EC2 Voorziet voordelen voor hoog-sterkte beton vanaf betonklasse C50/60 tot en met C90/105. Echter voor betonklassen hoger dan C50/60 worden bijkomende regels en variaties gespecificeerd.

Voor ACI 318 is de voorgeschreven betondruksterkte, f'_c onder volgende omstandigheden bepaald:

- Bij een ouderdom van het beton van 28 dagen, door drukproeven op cilinders (diameter \approx 150 mm, hoogte \approx 300 mm);
- 5% Onderschrijdingskans.

Samengevat:

$$f_{ck} \text{ (EC2)} = f'_c \text{ (ACI 318)}$$

Voor de karakteristieke staalsterkte geldt:

$$f_{yk} \text{ (EC2 karakteristieke vloeisterkte)} = f_y \text{ (ACI 318 wapeningsvloeisterkte)}$$

EC2 kan toegepast worden voor staalwapening met een karakteristieke vloeisterkte tussen 400 en 600 MPa. ACI 318 schrijft een maximale vloeisterkte voor van 520 MPa voor niet-voorgespannen elementen. Voor dwarskracht –en torsiewapening bedraagt de maximale vloeispanning 420 MPa. De Amerikaanse normeringsaanvullingen voor nucleaire betonconstructies (ACI 349) schrijven echter uniform een maximale vloeisterkte voor van 420 MPa.

Aangezien er een uitspraak dient gedaan te worden over het feit of EC2 mogelijk toegepast kan worden voor het ontwerp van nucleaire betonconstructies, zal er rekening gehouden worden met de vloeigrenslimiet van 420 MPa. De aannames die worden gedaan voor deel 1.1 in deze literatuurstudie, zijn als volgt:

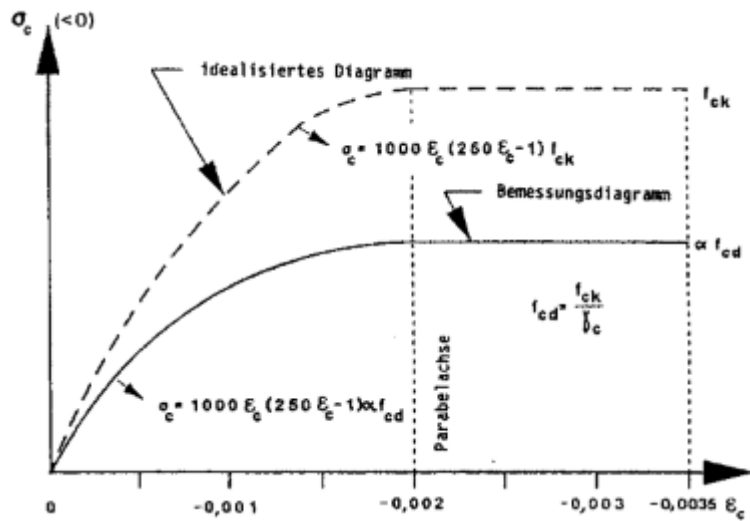
- Gelijke betondekking;
- Gelijke dwarskrachtwapening;
- Volledig elastische analyse (de herverdeling van momenten wordt niet toegepast, EI is constant);
- Gelijke werkingsbelasting;
- Een karakteristieke vloeisterkte voor de wapening van 420 MPa;
- Betonklassen tot C50/60;
- Afwezigheid van drukwapening bovenaan de sectie aangezien deze niet veel bijdraagt aan het weerstandbiedend moment bij enkelvoudige buiging.

1.1.4 Basishypothesen

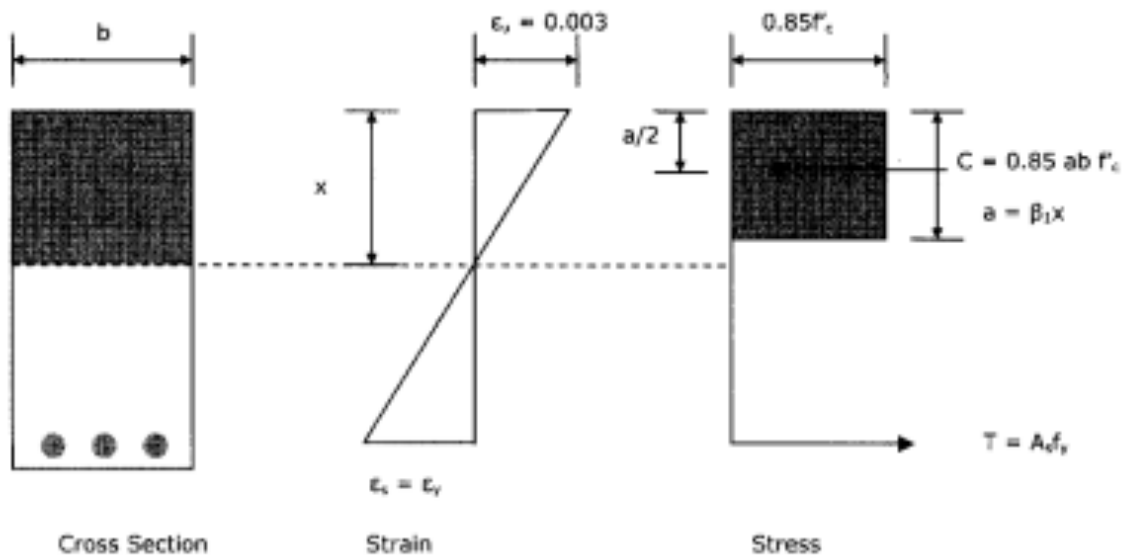
Voor de analyse van de interne krachten en momenten zijn de volgende basishypothesen beschouwd:

- De rek in het wapeningsstaal en het beton zijn recht evenredig met de afstand tot de neutrale lijn. Dit betekent dat vlakke doorsnedes vlak blijven na vervorming (stelling van Bernouilli);
- Een perfecte aanhechting tussen het wapeningsstaal en het beton. Met andere woorden er is geen relatieve verplaatsing tussen de betonvezel en het staal;
- Het spanning-rek diagram voor het wapeningsstaal is lineair elastisch totdat de vloeisterkte f_y met een staalrek ϵ_y bereikt wordt. Voor iedere rek groter dan ϵ_y is de staalsterkte gelijk aan f_y . Bijkomend is het in EC2 toegelaten een spanning-rek diagram te gebruiken die het vervormingsversterkend effect (“strain hardening”) mee in rekening brengt (dit wordt hier echter niet beschouwd aangezien het in de meeste praktische doeleinden verwaarloosd wordt);
- De maximaal bruikbare betonstuik ϵ_{cu} ter hoogte van de uiterst gedrukte betonvezel is gelijk aan 3 promille volgens ACI 318 en 3,5 promille volgens EC2;
- De treksterkte van het beton zal verwaarloosd worden voor gewapend beton onder buiging en axiale belasting [2].

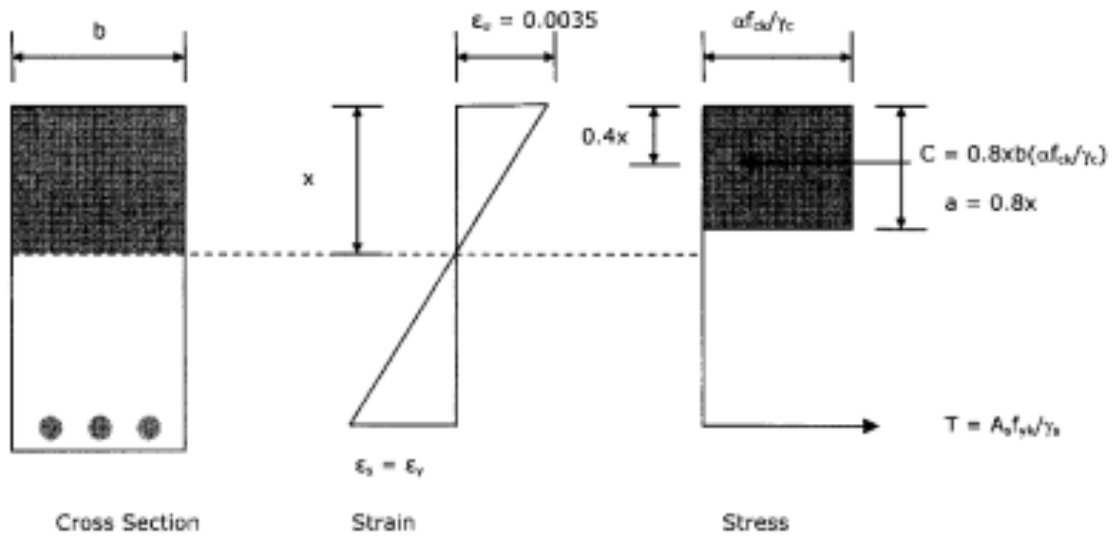
Volgens ACI 318 wordt het verband tussen de drukspanningsverdeling in het beton en de betonstuik aangenomen als rechthoekig, parabolisch of eender welke andere vorm die overeenkomt met de sterktevoorspelling van drukproefresultaten. Gelijkaardig beschrijft EC2 hiervoor 3 mogelijkheden. De voorkeur hierbij gaat naar het parabool-rechthoek diagram zoals getoond in Figuur 3, maar een bilineair of rechthoekig diagram zijn ook toegestaan. Echter in de meeste gevallen zal de ontwerper gebruik maken van de eenvoudige, rechthoekige spanningsverdeling. Deze verdeling, volgens ACI 318 en EC2, wordt vergeleken in Figuur 4 [2], [3].



Figuur 3: Parabool-rechthoekdiagram voor spanning-rek verdeling volgens EC2 [2]



(a) Rechthoekige spanningsverdeling bij optimaal gebruik van materiaal volgens ACI 318 [2]



(b) Rechthoekige spanningsverdeling bij optimaal gebruik van materiaal volgens EC 2 [2]

Figuur 4: Vergelijking van de optimale rechthoekige spanningsverdeling volgens ACI 318 en EC2 [2]

Vanuit het translatie-evenwicht in UGT en het spanningsdiagram in Figuur 4 (a), kunnen volgende vergelijkingen voor ACI 318 bekomen worden:

$$T = C$$

$$A_s f_y = 0,85 a b f'_c$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 b f'_c} \quad (5)$$

Hierin is T de trekkracht in de trekwapening (onderaan de sectie), C de drukkracht in het beton, b de breedte van de dwarsdoorsnede en a de hoogte van de gedrukte zone. Om nu de afstand x van de uiterst gedrukte betonvezel tot de neutrale lijn te bepalen, die bovendien nodig is voor de berekening van de resulterende staalrek (ductiliteit), is de betondrukhoogte a gereduceerd door de factor β_1 in ACI 318. In EC2 wordt hiervoor een constante factor 0,8 toegepast bij karakteristieke betondruksterktes tot 50 MPa. De β_1 factor in ACI 318 is een functie van de karakteristieke betondruksterkte f'_c en kan als volgt bepaald worden:

Voor $f'_c \leq 28$ MPa is $\beta_1 = 0,85$; terwijl voor $f'_c > 28$ MPa geldt dat:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) \geq 0,65 \quad (6)$$

Tabel 1 toont een overzicht van de β -factoren bij verschillende waarden van f'_c vergeleken met deze volgens EC2. Uit vergelijking (6) en Tabel 1 is af te leiden dat indien $f'_c \leq 30$ MPa, de gedrukte zone a volgens ACI 318 groter is dan deze volgens EC2. Dit resulteert in een lagere waarde voor x . Bij $f'_c \geq 35$ MPa zal het omgekeerde het geval zijn. Hierbij dient opgemerkt te worden dat een grotere afstand tot de neutrale lijn (x), resulteert in een lagere staalrek (lagere ductiliteit). Dit betekent dus dat ACI 318 een grotere ductiliteit verschaft bij $f'_c \leq 30$ MPa en mogelijk een lagere ductiliteit voor $f'_c \geq 35$ MPa dan EC2. Volgens EC2 wordt echter steeds ontworpen met de minimale staalrek waarbij het staal vloeit (1,83 ‰ voor $f_y = 420$ MPa) opdat brosse breuk vermeden zou worden. Hierdoor speelt het verschil in ductiliteit tussen ACI 318 en EC2 geen rol.

Tabel 1: β_1 (ACI 318) en β (EC2) voor verschillende waarden van de karakteristieke betondruksterkte [2]

f'_c of f_{ck} (MPa)	ACI β_1 (-)	EC2 β (-)
20	0,85	0,81
25	0,85	0,81
30	0,84	0,81
35	0,80	0,81
40	0,76	0,81
45	0,73	0,81
50	0,69	0,81

Uit Figuur 4 kunnen de volgende vergelijkingen afgeleid worden, voor zowel ACI 318 als voor EC2:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (7)$$

Hierbij geldt dat ρ het wapeningsgehalte is.
Voor ACI 318 (referentie Figuur 4(a)) geldt:

$$\frac{x}{d} = \frac{\rho f_y}{0,85\beta_1 f_c'} \quad (8)$$

De volgende vergelijking kan afgeleid worden uit het rekdiagram volgens ACI 318:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \varepsilon_t} \quad (9)$$

Hierbij is ε_t de rek in de trekwapening. Gelijkstellen van vergelijking (8) en (9) geeft:

$$\rho = \frac{0,00255 f_c'}{(0,003 + \varepsilon_t) f_y} \quad (10)$$

Analoog geldt voor EC2 (Figuur 4 b):

$$\frac{x}{d} = 1,92 \rho \frac{f_y}{f_{ck}} \quad (11)$$

Uit het rekdiagram volgens EC2 (bij enkelvoudige buiging en vloeien van staal) kan volgende vergelijking afgeleid worden:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_t} \quad (12)$$

Gelijkstellen van de vergelijkingen (11) en (12) geeft vervolgens:

$$\rho = \frac{0,00182 f_{ck}}{(0,0035 + \varepsilon_t) f_{yk}} \quad (13)$$

Tabel 2 vergelijkt twee verschillende spanningsdiagrammen van EC2 met het rechthoekig spanningsdiagram van ACI 318, in termen van de gemiddelde spanning in de rechthoekige drukzone en de afstand van het zwaartepunt van de drukzone tot de uiterst gedrukte betonvezel. Daarenboven geeft Tabel 2 nuttige informatie voor de ontwerpberekeningen. Het is namelijk duidelijk op te merken dat de bekomen resultaten uit de diagrammen van EC2 zeer dicht bij elkaar liggen. Ook valt op dat de gemiddelde cilinder-betondrukspanningen volgens ACI 318 groter zijn dan deze van EC2. Dit is te wijten aan het feit dat EC2 de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} reduceert met een partiële materiaalfactor 1,5. Het globale effect van bovenstaande verschillen, bij verschillende waarden van het wapeningsgehalte ρ , kan opgemerkt worden bij vergelijking van de waarde $\frac{M}{bd^2}$ volgens beide normeringen [2].

Tabel 2: Vergelijking van de spanningsverdeling parameters in EC2 en ACI 318 [2]

Betonklasse	Parabool-rechthoek spanningsdiagram EC2		Rechthoekig spanningsdiagram EC2		Rechthoekig spanningsdiagram ACI 318	
	Gemiddelde spanning (MPa)	Zwaartepunt	Gemiddelde spanning (MPa)	Zwaartepunt (a/2x)	Gemiddelde spanning (MPa)	Zwaartepunt (a/2x)
20/25	9,2	0,416	9,1	0,405	14,5	0,425
25/30	11,5	0,416	11,3	0,405	18,1	0,425
30/37	13,8	0,416	13,6	0,405	21,3	0,425
35/45	16,1	0,416	15,9	0,405	23,8	0,405
40/50	18,4	0,416	18,1	0,405	26,0	0,385
45/55	20,6	0,416	20,4	0,405	27,9	0,365
50/60	22,9	0,416	22,7	0,405	29,4	0,345

1.1.5 Momentcapaciteit in dwarsdoorsnede

Om de momentcapaciteit, bepaald door beide codes, te vergelijken, moet er een reeks vergelijkingen opgesteld worden. Dit gebeurt door gebruik te maken van het translatie- en momentenevenwicht. De volgende basisvergelijkingen, voor zowel ACI 318 en EC2, zijn afgeleid voor ontwerp van doorsnedes onder enkelvoudige buiging.

Volgens ACI 318 geldt bij een rechthoekig spanningsdiagram en een betonklasse ≤ 28 MPa dat:

$$\frac{\phi M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{bd^2} = \phi \rho f_y \left(1 - 0.588 \rho \frac{f_y}{f_c'} \right) \quad (14)$$

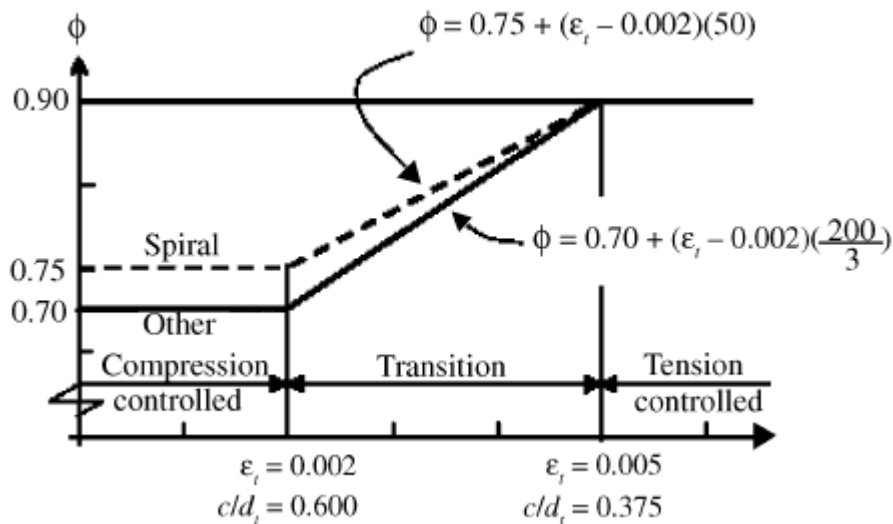
Hierin is:

- ρ = het wapeningsgehalte (-),
- A_s = de oppervlakte trekwapening (mm²),
- b = de breedte van de gedrukte zijde van de doorsnede (mm),
- d = de afstand van de uiterste gedrukte betonvezel tot het zwaartepunt van de trekwapening (mm).

Analoog geldt volgens EC2, bij een rechthoekig spanningsdiagram en een betonklasse < 50 MPa, dat:

$$\frac{M_u}{bd^2} = \rho \frac{f_{yk}}{1,15} \left(1 - 0,768 \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) \quad (15)$$

Het grootste verschil tussen de twee codes is dat EC2 partiële veiligheidsfactoren toepast op de materiaalkarakteristieken, terwijl ACI 318 de nominale momentcapaciteit van de sectie reduceert met een globale sterktereductiefactor ϕ . Deze factor is een functie van de netto rek in de trekwapening. De bepaling van ϕ is weergegeven in Figuur 5.



Figuur 5: Sterktereductiefactor (ϕ), volgens ACI 318, in functie van de rek in de trekwapening [2]

ACI 318 definieert hierbij 3 types van doorsnedes die alle mogelijke situaties dekken. Deze doorsnede-types zijn:

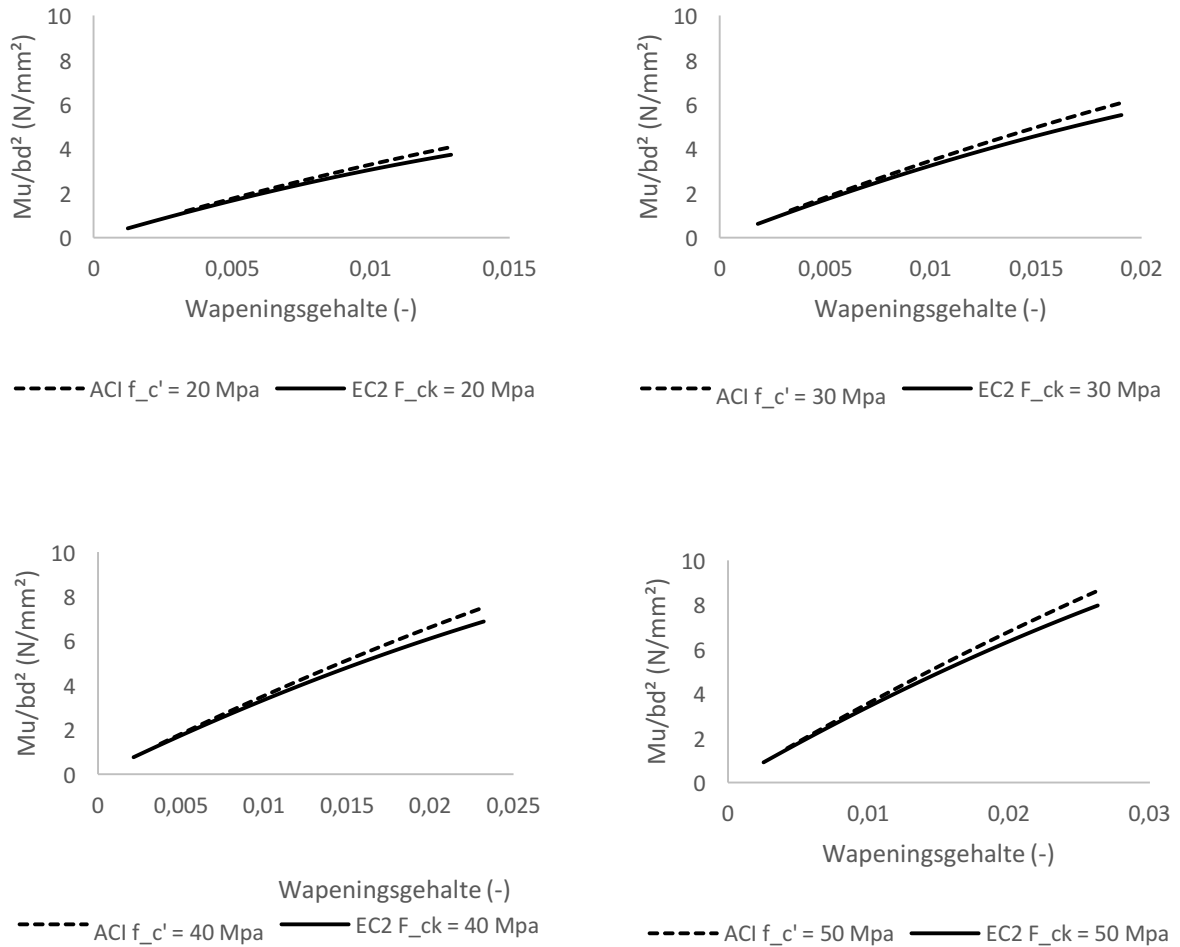
- De door druk gecontroleerde doorsnedes (bezwijking onder gecontroleerde druk) (bijvoorbeeld, kolommen): $\varepsilon_t \leq 0,002$;
- De overgangszone (bijvoorbeeld kolommen onder zeer kleine axiale belasting): $0,002 < \varepsilon_t \leq 0,005$;
- De door trek gecontroleerde doorsnedes (bijvoorbeeld balken en platen): $\varepsilon_t > 0,005$.

De sterktereductiefactor ϕ voor de door trek gecontroleerde doorsnedes is gelijk aan 0,9. De intentie van het onderzoek is om de bepalingen in het ontwerp onder enkelvoudige buiging (UGT) tussen beide codes te vergelijken. Zo zijn de bepalingen van ACI 318 voor de door trek gecontroleerde doorsnedes (vergelijking (14) met $\phi = 0,9$) vergeleken met deze van EC2 (vergelijking (15)).

Het effect van de voorgaande verschillen kan het best opgemerkt worden door het vergelijken van de rek in de trekwapening ε_t , de ligging van de neutrale lijn $\frac{x}{a}$ en $\frac{M_u}{bd^2}$. Om deze berekeningen te maken, werden verschillende waarden aangenomen van het wapeningsgehalte ρ en f_c' . Bij $f_c' > 28 \text{ MPa}$ werd de uitdrukking (14) aangepast op basis van de corresponderende β_1 -factor volgens vergelijking (6).

Voor Figuur 6, Figuur 7 en Figuur 8 zijn wapeningspercentages gebruikt waarbij rekening is gehouden met de minimale wapeningshoeveelheid (ρ_{min}). Ook werden deze voldoende laag gekozen opdat een trek-gecontroleerde doorsnede gegarandeerd was. Op deze manier werd er verzekerd dat er gerekend kon worden met een sterktereductiefactor $\phi = 0,9$. Voor de berekening van het minimum wapeningspercentage wordt verwezen naar 1.1.6. De berekening van het wapeningspercentage voor een trek-gecontroleerde doorsnede ρ_{tcl} komt later in 2.3.2 aan bod.

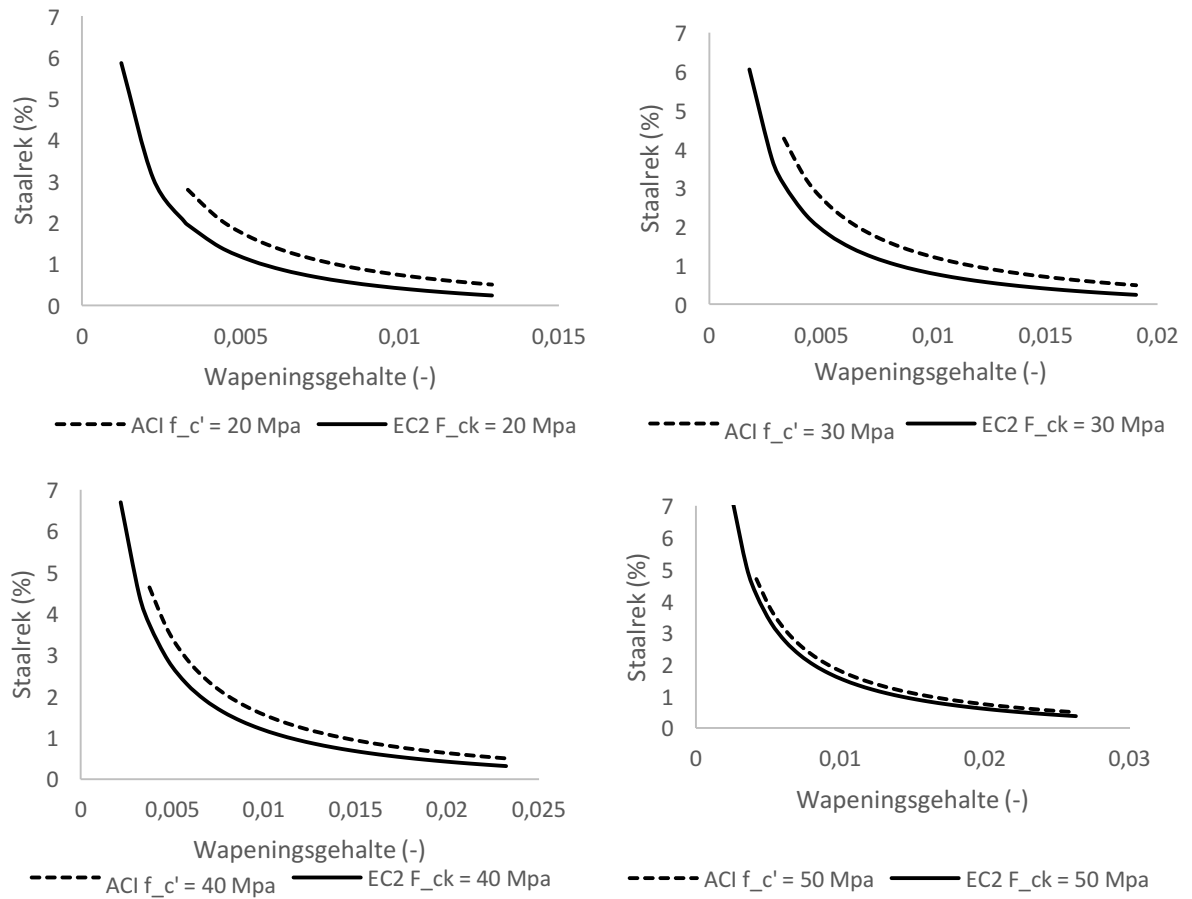
Figuur 6 toont de berekende momentcapaciteit van een sectie volgens ACI 318 en EC2 in functie van ρ voor verschillende waarden van f_c' . Hier valt het op dat de momentcapaciteit van een sectie toeneemt bij een toenemend wapeningsgehalte ρ . Globaal bekeken is de trend van de resultaten in Figuur 6 dat de momentcapaciteit volgens ACI 318 lichtjes hoger is dan die volgens EC2 voor een bepaald wapeningspercentage ρ ($\approx 5\%$ bij $\rho = 0,005$; $\approx 6\%$ bij $\rho = 0,01\%$ en $\approx 7\%$ bij $\rho = 0,015\%$). Hieruit blijkt dus dat de bepalingen volgens EC2 iets conservatiever zijn dan deze volgens ACI 318. Het gevolg hiervan is dat er een heel klein praktisch verschil is tussen EC2 en ACI 318 in de bepaling van de buigmomentcapaciteit.



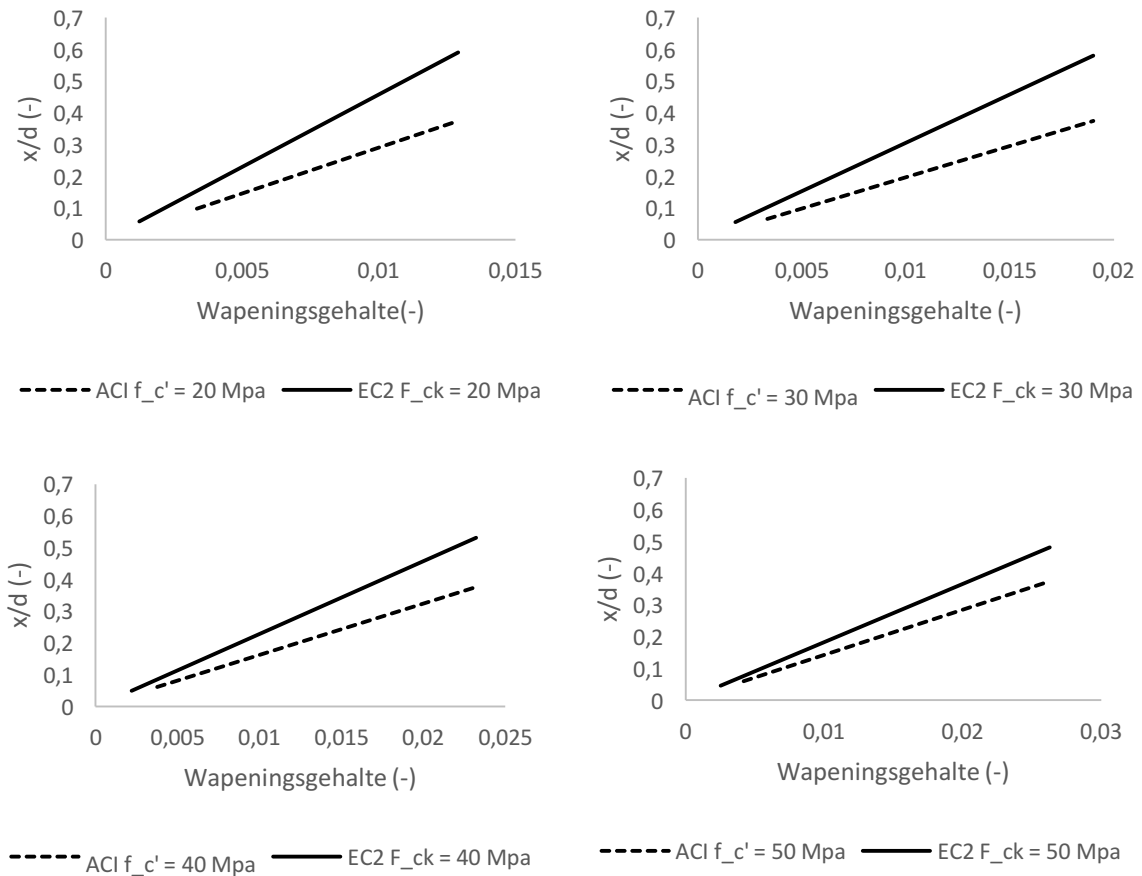
Figuur 6: Vergelijking van de ontwerpwaarde van de momentsterkte volgens EC2 en ACI 318 voor verschillende waarden van het wapeningsgehalte ρ en f_{ck} bij $f_{yk} = 420$ MPa

Figuur 7 en Figuur 8 vergelijken de bepalingen, volgens ACI 318 en EC2, voor de berekening van de rek in de trekwapening en de ligging van de neutrale lijn $\frac{x}{d}$, bij gegeven waarden van ρ en f_c' . Het meest significante verschil tussen beide codes is de variatie van de β_1 -factor. Volgens ACI 318 is deze factor afhankelijk van f_c' terwijl deze in EC2 constant blijft en gelijk is aan 0,8 (enkelvoudige buiging). Hierdoor zal volgens ACI 318 bij toenemende f_c' de waarde voor β_1 afnemen met een ondergrens van 0.65. Daarenboven is het duidelijk op Figuur 4 dat een toename van de verhouding van x op d resulteert in een afname van de rek in de trekwapening ε_t en alzo een lagere ductiliteit induceert.

De conclusie uit Figuur 7 en Figuur 8 is dat de $\frac{x}{d}$ verhouding, bepaald volgens ACI 318, lager is dan deze bepaald door EC2 voor alle waarden van f_c' , resulterend in hogere waarden van ε_t (d.w.z. dat ACI een hogere ductiliteit voorspelt dan EC2 voor een bepaalde ρ). Er kan ook opgemerkt worden dat, wanneer het wapeningsgehalte ρ toeneemt, het verschil tussen de resultaten van de twee codes eveneens toeneemt. Daarentegen, wanneer de karakteristieke betondruksterkte f_c' toeneemt, neemt het verschil af tussen beide codes in de berekening van ε_t en $\frac{x}{d}$. Voor $f_c' = 50$ MPa is het verschil tussen beide codes niet meer te onderscheiden [2].



Figuur 7: Vergelijking van de netto rek in de trekwapening ε_t volgens EC2 en ACI 318 voor verschillende waarden van het wapeningsgehalte ρ en f_{ck} bij $f_{yk} = 420$ MPa



Figuur 8: Vergelijking van de ligging van de neutrale lijn $\frac{x}{d}$ volgens EC2 en ACI 318 voor verschillende waarden van het wapeningsgehalte ρ en f_{ck} bij $f_{yk} = 420$ MPa

1.1.6 Minimumwapening

Een minimumwapeningsgehalte voor elementen onder buiging is door beide codes vereist om scheurvorming te beheersen en om brosse breuk te vermijden. In ACI 318 is het minimumwapeningsgehalte, bij het vloeien van het staal en indien $f_c' > 31$ MPa, gegeven door vergelijking (16). Bij $f_c' \leq 31$ MPa daarentegen wordt het minimale wapeningsgehalte bepaald volgens vergelijking (17).

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{b_w d} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} \leq \frac{1}{3} \rho_l \quad (16)$$

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{b_w d} = \frac{1,4}{f_y} \leq \frac{1}{3} \rho_l \quad (17)$$

Hierbij is ρ_l het benodigde longitudinale wapeningsgehalte na de momentcontroleberekening. De beperking $\frac{1}{3} \rho_l$ voorziet voldoende bijkomende wapening bij grote secties en voorkomt dat er een excessieve hoeveelheid aan minimumwapening wordt bekomen [4].

Analoog wordt het minimumwapeningsgehalte volgens EC2 bekomen door gebruik te maken van onderstaande formules. Vergelijking (18) is gebaseerd op het voorkomen van brosse breuk, vergelijking (19) voor scheurbeheersing. Aangezien aangenomen wordt dat het staal vloeit, zal vergelijking (18) maatgevend zijn.

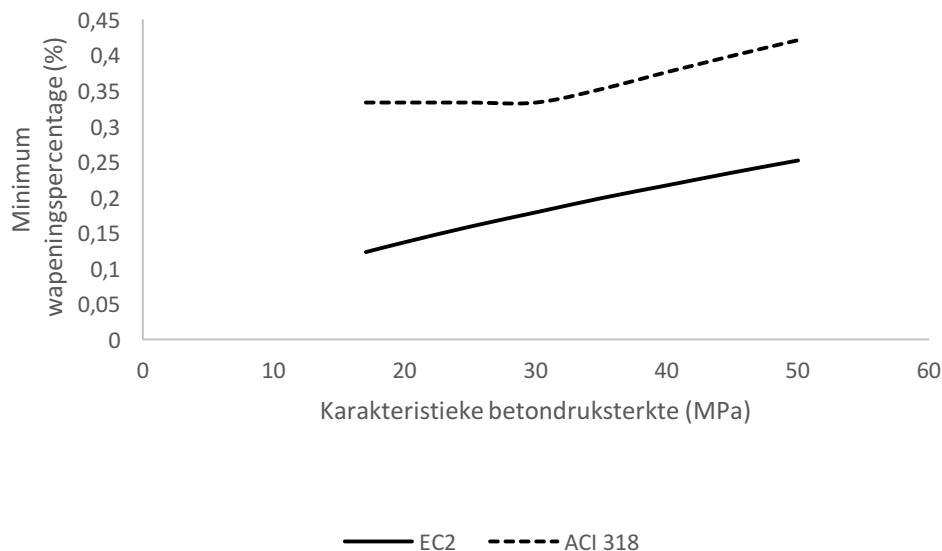
$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{b_w d} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 \quad (18)$$

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{b_w d} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{f_{yk} \cdot b_w \cdot d} \quad (19)$$

Het voorgeschreven minimumwapeningsgehalte in functie van de karakteristieke betondruksterkte volgens ACI 318 en EC2 wordt vergeleken in Tabel 3. De resultaten uit Tabel 3 worden grafisch weergegeven in Figuur 9. Hieruit is duidelijk af te leiden dat voor alle waarden van f'_c het minimumwapeningsgehalte volgens ACI 318 groter is dan deze volgens EC2. Dit met een maximaal verschil van 0.2%. De berekening van het wapeningspercentage volgens EC2 is recht evenredig met f_{ck} , dit geldt niet voor ACI 318. Hier is ρ_{min} evenredig met f'_c voor hoge waarden van f'_c . Indien f'_c lager is dan 31 MPa, is ρ_{min} enkel afhankelijk van de vloeispanning van het gebruikte staalsoort waardoor deze waarde constant is. Aangezien hier geen rekening is gehouden met de limiet van $\frac{1}{3}\rho_l$, is het mogelijk dat de waarden volgens ACI 318 nog gereduceerd moeten worden [2].

Tabel 3: Vergelijking minimumwapeningsgehalte volgens EC2 en ACI 318 met $f_{yk} = 420$ MPa [2]

$f_{ck} - f'_c$ (MPa)	ρ_{min} EC2 (%)	ρ_{min} ACI 318 (%)
17	0,130	0,333
20	0,137	0,333
25	0,159	0,333
30	0,179	0,333
35	0,199	0,352
40	0,217	0,376
45	0,235	0,399
50	0,252	0,421



Figuur 9: Vergelijking minimumwapeningspercentage in functie van betondruksterkte volgens ACI 318 en EC2 met $f_{yk} = 420$ MPa [2]

1.1.7 Maximumwapening

De 2 beschouwde codes verschillen in hun limiteringen die opgelegd worden aan het maximale wapeningspercentage. Dit maximale percentage is vereist om voldoende taaiheid van de constructie te garanderen. Volgens ACI 318 is er geen specifieke bovengrens voor het momentwapeningspercentage, maar hier wordt gestreefd naar een onder trek gecontroleerde bezwijking van de doorsnede. Als een gewapende balk bezwijkt onder buiging, zijn er 2 mogelijkheden. De onder trek gecontroleerde bezwijking treedt op bij constructies die zodanig gewapend zijn, dat de wapening ruimschoots vloeit onder trek, alvorens bezwijken van het beton onder druk plaatsvindt [5]. Bros bezwijken treedt op als het beton faalt zonder enige voorafgaande vervorming. Het beton bereikt zijn maximale betondrukspanning en zijn maximale rek (0,003 mm volgens ACI) zonder dat het staal gevloeid heeft. Dit is een bezwijking in uiterste grenstoestand die vooraf kan worden opgemerkt door de grote vervorming van de constructie en die optreedt bij buitensporige waarden voor de staalrek. Overeenkomstig beperkt ACI 318 de wapeningsverhouding ρ_{max} tot $0,75\rho_b$ met een aanbevolen praktische economische wapeningsratio van $0,5\rho_{max}$. Hier is ρ_b het vereiste percentage staal voor een gebalanceerd ontwerp. Als het beton zijn maximale stuik bereikt op hetzelfde moment dat het staal zijn vloeispanning bereikt, spreken we van een gebalanceerde toestand. Door gebruik te maken van een maximale betonstuik van 0,3% in combinatie met een lineaire verdeling van de rekken in de balksectie, kan een wapeningsverhouding in gebalanceerde toestand bepaald worden. De uitdrukking (20) voor ρ_b wordt bekomen door formule (8) en (9) aan elkaar gelijk te stellen en ϵ_t in te vullen met de waarde van de rek waarbij het staal net vloeit.

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (20)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

EC2 aan de andere kant, begrenst de waarde $\xi \left(= \frac{x}{d} \right)$ voor enkelvoudig gewapende balken tot een bepaalde waarde. Door gelijkvormige driehoeken toe te passen op Figuur 4(b) wordt volgende uitdrukking voor de betondrukhoogte bekomen:

$$x = \frac{d}{\frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{\epsilon_c}} \quad (21)$$

De maximale betondrukhoogte in vergelijking (22) wordt verkregen door in vergelijking (21) de staalspanning gelijk te stellen aan de vloeigrens en de maximale betonstuik in te vullen.

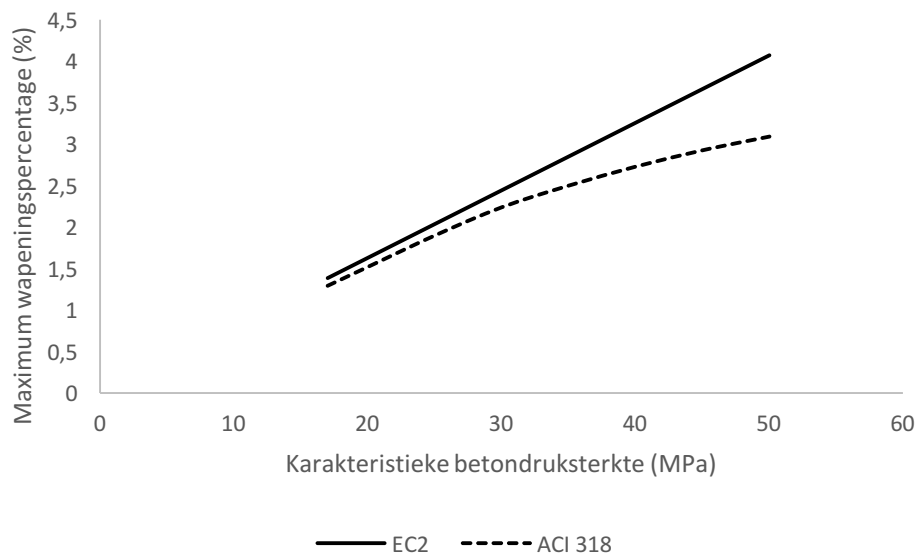
$$x_{max} = \frac{d}{\frac{0.0035 + 0.00183}{0.0035}} = 0,657d \quad (22)$$

Uit bovenstaande vergelijking, die volgens EC2 enkel toegepast mag worden voor betonsoorten tot klasse C50/60, kan afgeleid worden dat ξ begrensd is tot 0,657. Bij overschrijding van deze waarden zal de momentwapening niet meer vloeien, waardoor de doorsnede dubbel gewapend moet worden. Gelijktellen van formule (11) en (22) geeft zo een maximaal wapeningsgehalte dat gelijk is aan:

$$\rho_{max} = 0,34 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (23)$$

In Figuur 10 zijn waarden voor de maximale wapeningspercentages weergegeven bij een constante karakteristieke vloeisterkte van het staal ($f_{yk} = 420 \text{ MPa}$) in functie van de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} . Hier valt op dat, in vergelijking met ACI 318, EC2 werkt

met een grotere waarde voor het maximaal wapeningspercentage ρ_{max} . Dit verschil wordt groter naarmate de karakteristieke betondruksterkte stijgt, met hierbij een sterke toename vanaf 35 MPa. De strengere bovengrens voor het momentwapeningsgehalte volgens ACI 318 verzekert een hogere ductiliteit onder bezwijklast dan EC2 [2].



Figuur 10: Vergelijking van het maximum wapeningspercentage volgens ACI 318 en EC2 met $f_{yk} = 420$ MPa

1.1.8 Vergelijking van veiligheidsfactoren

In dit onderdeel zullen de belastingsfactoren en de sterktereductiefactoren volgens beide codes met elkaar worden vergeleken. Bij een bezwijking van een door trek gecontroleerde doorsnede ($\varepsilon_t \geq 0,005$), wordt volgens ACI 318 enerzijds een sterktereductiefactor $\phi = 0,9$ toegepast op de weerstandbiedende elementen. Anderzijds wordt bij EC2 de karakteristieke betondruk – en staaltreksterkte gereduceerd door materiaalfactoren van respectievelijk 1,5 en 1,15. Om beide codes met elkaar te vergelijken, wordt voor EC2 een fictieve equivalente sterktereductiefactor ϕ_{eq} afgeleid. Deze factor wordt bekomen door de ontwerpwaarde van het weerstandsmoment volgens EC2 (25) te delen door het karakteristieke weerstandsmoment volgens EC2 (24). Voor de bepaling van dit karakteristieke weerstandsmoment zijn de materiaalfactoren in formule (15) dus gelijk aan 1 genomen.

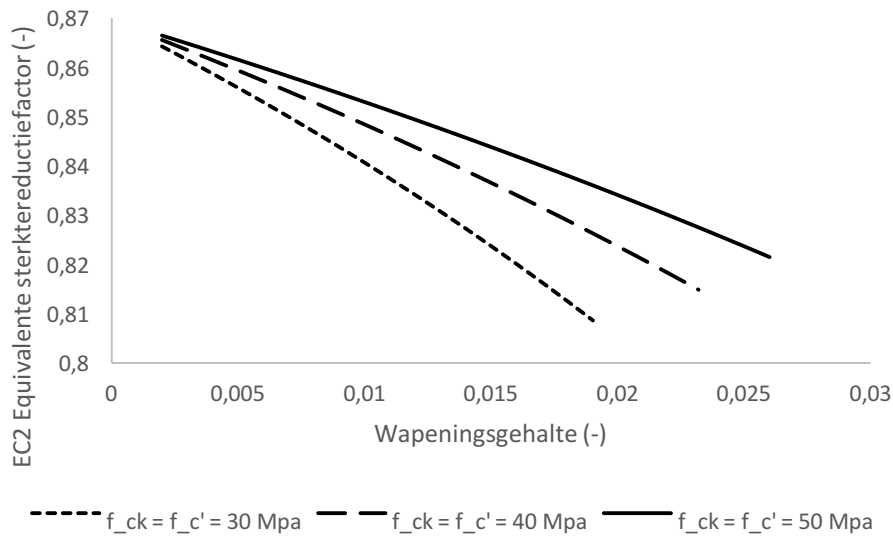
$$M_{n,EC2} = b \cdot d^2 \cdot f_{yk} \cdot \rho \cdot \left(1 - 0,588 \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}}\right) \quad (24)$$

$$M_{u,EC2} = b \cdot d^2 \cdot \frac{f_{yk}}{1,15} \cdot \rho \cdot \left(1 - 0,768 \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}}\right) \quad (25)$$

$$\phi_{eq} = \frac{M_{u,EC2}}{M_{n,ACI}} = \frac{1 - 0,768 \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}}}{1,15 \left(1 - 0,588 \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}}\right)} \quad (26)$$

In Figuur 11 zijn de waardes voor ϕ_{eq} uitgezet in functie van het wapeningsgehalte, voor verschillende waardes van f_{ck} , bij een constante karakteristieke vloeisterkte van staal ($f_{yk} = 420$ MPa). De bekomen waardes voor ϕ_{eq} schommelen tussen 0,81 en 0,865. Opvallend is dat ϕ_{eq} daalt bij een toenemend wapeningsgehalte en stijgt bij een toenemende karakteristieke betondruksterkte. Ook kan opgemerkt worden dat de fictieve equivalente

sterktereductiefactor ϕ_{eq} volgens EC2 steeds kleiner zal zijn dan de sterktereductiefactor volgens ACI 318 ($\phi = 0.9$).



Figuur 11: Equivalente sterktereductiefactor voor buigweerstand volgens EC2 in functie van het wapeningsgehalte [2]

Volgens beide ontwerpcodes worden er belastingsfactoren toegepast op de aangrijpende permanente en mobiele belastingen. De belastingsfactoren voor de permanente (D) en mobiele (L) belastingen verschillen onderling als volgt:

$$\text{Belastingsfactor (ACI 318)} = 1,4D + 1,7L \quad (27)$$

$$\text{Belastingsfactor (EC2)} = 1,35D + 1,5L \quad (28)$$

Voor beide codes zal nu een algemeen schijnbare veiligheidsfactor ('Apparent factor of safety') berekend worden op basis van de toegepaste veiligheidsfactoren aan zowel belastings- als weerstandskant. Deze factor zal namelijk bepaald worden door de belastingsfactoren te delen door de sterktereductiefactoren (ϕ_{eq} voor EC2 en ϕ voor ACI 318).

Voor ACI 318 geeft dit :

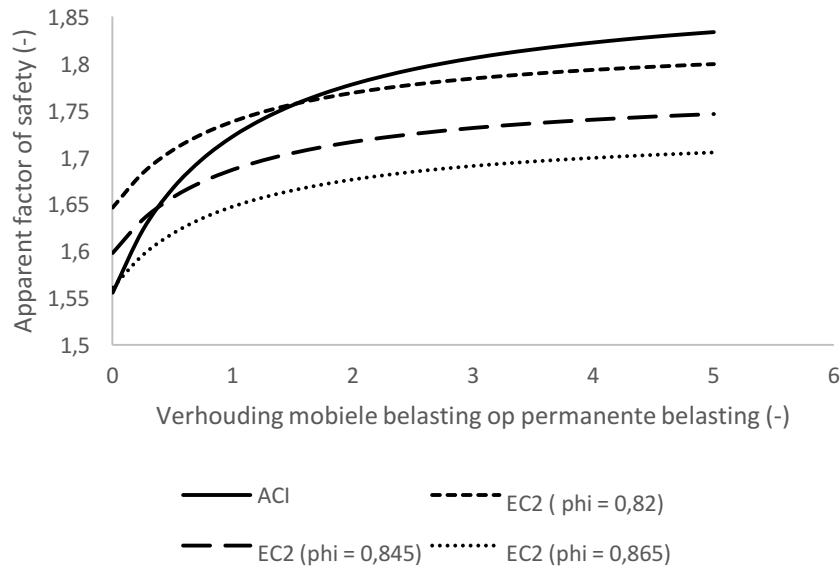
$$\text{Apparent factor of safety} = \frac{\text{Belastingsfactor}}{\text{Sterktereductiefactor}} = \frac{1,4 + 1,7L/D}{0,9(1 + \frac{L}{D})} \quad (29)$$

Analoog geeft dit voor EC2:

$$\text{Apparent factor of safety} = \frac{\text{Belastingsfactor}}{\text{Sterktereductiefactor}} = \frac{1,35 + 1,5L/D}{\phi_{eq}(1 + \frac{L}{D})} \quad (30)$$

Vergelijkingen (29) en (30) worden in Figuur 12 vergeleken voor bepaalde verhoudingen van de mobiele last op de permanente last (L/D). Waar volgens ACI 318 voor ϕ een constante waarde van 0,9 wordt aangenomen, zullen voor EC2 drie curves opgemaakt kunnen worden met telkens een andere equivalente sterktereductiefactor ϕ_{eq} die ligt in het interval [0,81; 0,865], voortgekomen uit Figuur 11. Er kan geconcludeerd worden dat voor elementen

onder buiging, EC2 voor elke waarde van ϕ_{eq} een lagere algemeen schijnbare veiligheid voorziet dan ACI 318, indien de verhouding van $L/D > 1,5$. Indien L/D de waarde 0,5 benadert en $\phi_{eq} = 0,845$, zal het verschil tussen de algemeen schijnbare veiligheidsfactoren, volgens beide codes, nihil zijn. Bij $\phi_{eq} = 0,865$ zal de schijnbare veiligheidsfactor volgens ACI 318, voor elke mogelijke belastingscombinatie, het grootste zijn [2].



Figuur 12: 'Apparent factor of safety' volgens EC2 en ACI 318 voor verschillende waarden van L/D [2]

1.2 Vergelijking van dwarskrachtweerstand van beton volgens ACI 318 en EC2

1.2.1 Dwarskracht in beton

Voor de bepaling van de dwarskrachtsterkte in beton kunnen twee gevallen onderscheiden worden:

- Wanneer het betonelement is uitgerust met dwarskrachtwapening (beugels), kan de dwarskrachtweerstand van een sectie voorspeld worden met de vakwerkanalogie van Ritter en Mörsch. Deze analogie is gebaseerd op de ondergrenstheorie van plasticiteit. De bovengrens oplossing is gebruikt om het versterkende effect van de dwarskrachtwapening te beperken [6];
- Wanneer dwarskrachtwapening afwezig is, is het afschuifdraagvermogen het enige dat zal instaan voor de dwarskrachtweerstand. Voor de bepaling hiervan ontbreekt het de Europese ontwerpcode aan een adequate theorie. In plaats daarvan maakt het gebruik van volledig empirische formules [6].

1.2.2 Dwarskrachtontwerp volgens ACI 318 zonder dwarskrachtwapening

Volgens ACI 318 wordt de dwarskrachtweerstand van beton voor niet-voorgespannen elementen, zonder dwarskrachtwapening en belast onder zowel dwarskracht als buiging als volgt berekend [4]:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c}b_wd \quad (31)$$

Hierin is:

- f'_c = de karakteristieke betondruksterkte (MPa),
- b_w = de breedte (mm),

- d = de hoogte van de effectieve doorsnede (mm).

Wat opvalt is dat het effect van de momentwapening niet in rekening wordt gebracht in vergelijking (31), terwijl testen aantonen dat deze wel degelijk een impact hebben op de dwarskrachtweerstand [7].

Wanneer een meer gedetailleerde berekening gewenst is, voorziet ACI 318 echter ook een complexere vergelijking waarin wel rekening wordt gehouden met onder andere het momentwapeningsgehalte [4]:

$$V_c = \left(0,16\sqrt{f_c'} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0,29\sqrt{f_c'} b_w d \quad (32)$$

Hierin is:

- ρ_w = longitudinale trekwapeningsgehalte $\left(= \frac{A_s}{(b_w d)} \right)$,
- M_u, V_u = de ontwerpwaarden voor respectievelijk moment en dwarskracht in de doorsnede (gelijktijdig optredend en $\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$).

1.2.3 Dwarskrachtontwerp volgens EC2 zonder dwarskrachtwapening

De ontwerpvergelijking van de dwarskrachtweerstand van beton zonder dwarskrachtwapening ($V_{Rd,c}$) voor niet-voorgespannen betonelementen wordt volgens EC2 als volgt bepaald [8], [3]:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_w d \geq v_{min} b_w d \quad (33)$$

Hierin is:

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$ met $\gamma_c = 1,5$ = partiële veiligheidsfactor voor de karakteristieke betondruksterkte in UGT-Blijvend (-),
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ met d = de nuttige hoogte (mm),
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$ met ρ_l = het longitudinale trekwapeningsgehalte (-),
- A_{sl} = trekwapeningsoppervlakte (mm²),
- f_{ck} = de karakteristieke betondruksterkte (MPa),
- b_w = de kleinste breedte van de dwarsdoorsnede in de trekzone (mm),
- $v_{min} = 0,035 k^{\frac{2}{3}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ (MPa).

1.2.4 Vergelijking van dwarskrachtweerstand volgens ACI 318 en EC2

Rami en Hawileh vergeleken de beschouwde dwarskrachtvergelijkingen met een database van meer dan 200 testresultaten. Deze database omvat testen met een brede range van trekwapeningsgehaltenes ρ (zie Tabel 4), betondruksterkte f_c (zie Tabel 5), dwarskrachtbereik $\frac{a}{d}$ (zie Tabel 6) en sectiehoogte h (zie Tabel 7). Deze details zijn toegepast voor simpel opgelegde balken met rechthoekige dwarsdoorsneden, bij een dwarskrachtbereik gelijk aan of groter dan $2,5d$, waarbij d de nuttige hoogte van de sectie is.

Belangrijke bemerking die hier dient gemaakt te worden, is dat de laatste 55 proefstukken een longitudinaal wapeningsgehalte hebben boven de maximaal toegelaten waarde volgens EC2 (4%). De resultaten bekomen bij deze proefstukken zijn dan ook niet meer representatief te beschouwen [7].

Tabel 4: Aantal proeven voor verschillende longitudinale wapeningspercentages [7]

Longitudinale wapeningsgehalte ρ	Aantal proefstukken
<1%	24
1,0% - 1,5%	23
1,5% - 2,0%	48
2,0% - 2,5%	30
2,5% - 3,0%	16
3,0% - 4,0%	37
4,0% - 5,0%	46
5,0% - 7,0%	5

Tabel 5: Aantal proeven voor verschillende betondruksterktes [7]

f_c (MPa)	Aantal proefstukken
< 14	9
$14 \leq f_c < 21$	35
$21 \leq f_c < 28$	60
$28 \leq f_c < 35$	40
$35 \leq f_c < 42$	40
$42 \leq f_c < 63$	26
$63 \leq f_c < 90$	19

Tabel 6: Aantal proeven voor verschillende dwarskrachtoverspanningen [7]

dwarskrachtbereik $\frac{a}{d}$	Aantal proefstukken
$2,5 \leq \frac{a}{d} < 3$	51
$3 \leq \frac{a}{d} < 4$	104
$4 \leq \frac{a}{d} < 5$	57
$5 \leq \frac{a}{d} < 7,3$	17

Tabel 7: Aantal proeven voor verschillende sectiehoogtes [7]

Sectiehoogte h (mm)	Aantal proefstukken
$100 \leq h < 250$	9
$250 \leq h < 500$	204
$500 \leq h < 1000$	16

Voor de statistische analyse is er voor ieder datapunt, de waarde bekomen uit de test gedeeld door de berekende dwarskrachtcapaciteit volgens beide codes. Vervolgens zijn de bekomen verhoudingen geplott in een normaalverdeling. De opstelling en het gebruik van een normaalverdeling kan teruggevonden worden in een tekstboek over kansverdelingen (bijvoorbeeld Nowak en Collins [9]).

De cumulatieve verdelingsfunctie is deze van de verhouding $\frac{V_{test}}{V_{berekend}}$, waarin $V_{berekend}$ de dwarskrachtcapaciteit is, berekend door beide codes. V_{test} is de dwarskrachtcapaciteit bekomen uit de proefresultaten [7].

De cumulatieve verdelingsfunctie is opgesteld door middel van het plotten van de coördinatenparen x_i en y_i , gebruikmakende van:

- $z_i = \Phi^{-1}(p_i)$,
- $p_i = \frac{i}{N+1}$.

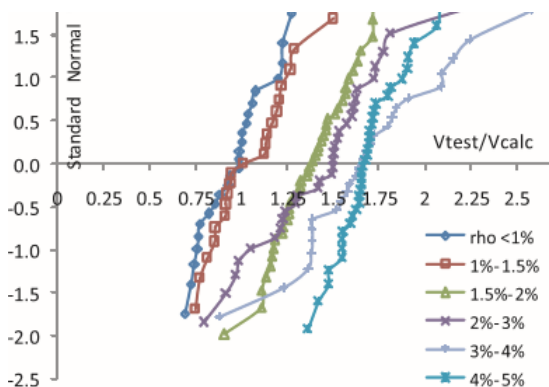
Hierin is:

- x_i = de verhouding van $\frac{V_{test}}{V_{berekend}}$, opgesteld in stijgende volgorde van $i = 1, 2, \dots, N$;
- N = aantal proeven.

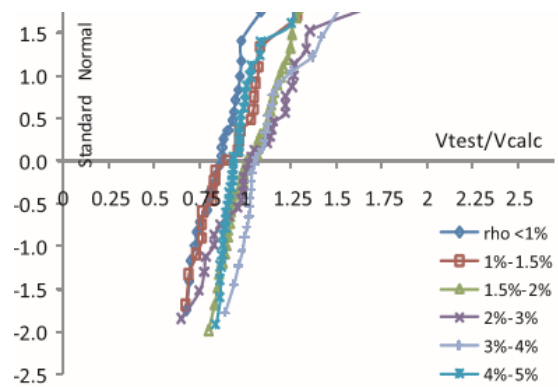
Vervolgens is de functie benaderd door een rechte lijn die een normale verdeling representeert. De statistische parameters $\frac{V_{test}}{V_{berekend}}$ (beschouwd als een willekeurige variabele) worden direct verkregen uit de grafiek: de gemiddelde waarde stemt overeen met $z = 0$ en de gemiddelde waarde plus de standaardafwijking stemt overeen met $z = 1$. De experimentele data zijn gesorteerd zodat het mogelijk is om het verband te bepalen tussen $\frac{V_{test}}{V_{berekend}}$ en het longitudinale trekwapeningsgehalte, de dwarskrachtoverspanning en de betondruksterkte [7].

Figuur 13 tot en met Figuur 21 toont deze cumulatieve verdelingsfuncties voor de verschillende dwarskrachtweerstandparameters (ρ , f_c en $\frac{a}{d}$). Vergelijking (31) toont telkens een grote variatie voor de waarde van $\frac{V_{test}}{V_{berekend}}$. Deze vergelijking bevat enkel de effectieve breedte en hoogte van de doorsnede b_w en d alsook de betondruksterkte f_c' . Vergelijking (32) en (33) voor respectievelijk ACI 318 en EC2 bevatten eveneens het longitudinale wapeningsgehalte ρ_l en zorgen voor minder gevarieerde resultaten. Dit toont dus duidelijk dat de invloed van het longitudinale wapeningsgehalte ρ_l op de dwarskrachtweerstand van beton niet te verwaarlozen is om een betrouwbaar resultaat te bekomen. Echter, door zijn eenvoudigheid wordt vergelijking (31) zeer vaak toegepast en is het dus nodig deze aan te passen zodat meer betrouwbare resultaten bekomen worden. Een andere optie is om consistent vergelijking (33) toe te passen [7].

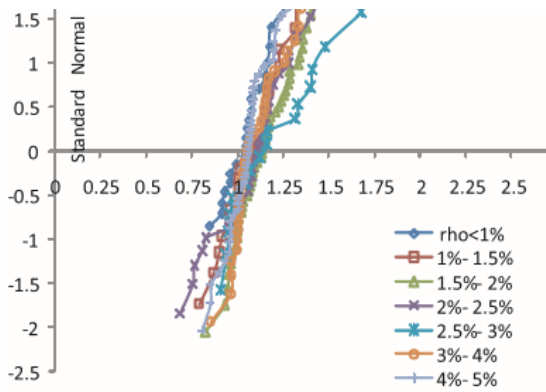
Als algemeen besluit kan gesteld worden dat EC2 zorgt voor een nauwkeurigere benadering dan de eenvoudige berekening in ACI (vergelijking (31)). De vereenvoudigde berekening volgens ACI onderschat vaak de dwarskrachtcapaciteit, wat zorgt voor een conservatievere benadering [7].



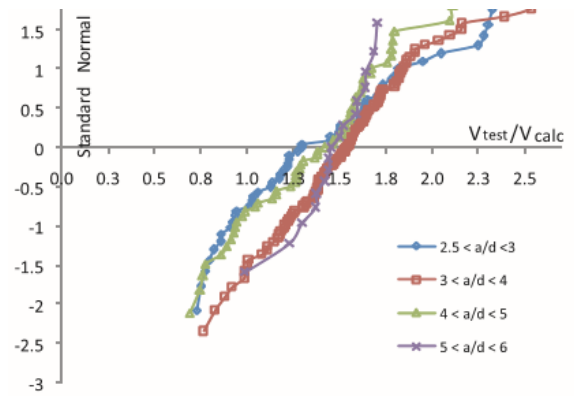
Figuur 13: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende longitudinale wapeningsgehaltenes (%) volgens ACI 318 – vergelijking (31) [7]



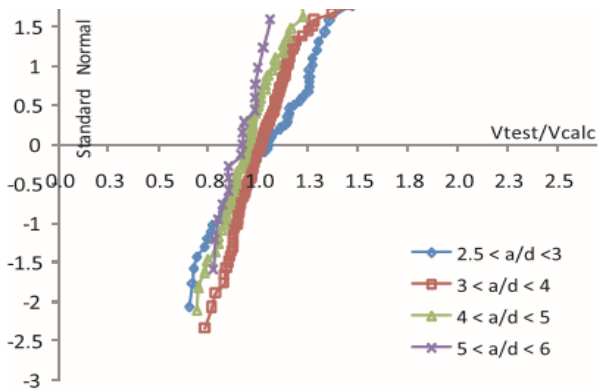
Figuur 14: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende longitudinale wapeningsgehaltenes (%) volgens ACI 318 – vergelijking (32) [7]



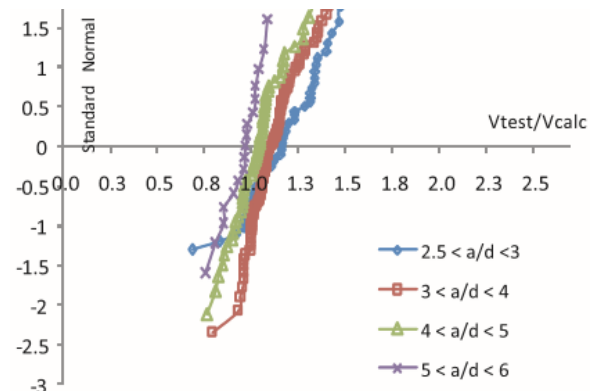
Figuur 15: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende longitudinale wapeningsgehalten (%) volgens EC2 – vergelijking (33) [7]



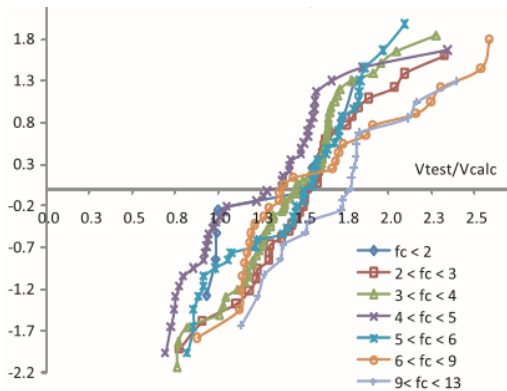
Figuur 16: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende dwarskrachtoverspanning verhoudingen a/d volgens ACI 318 - vergelijking (31) [7]



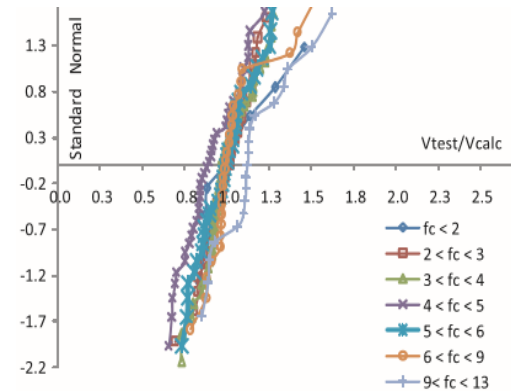
Figuur 17: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende dwarskrachtoverspanning verhoudingen a/d volgens ACI 318 - vergelijking (32) [7]



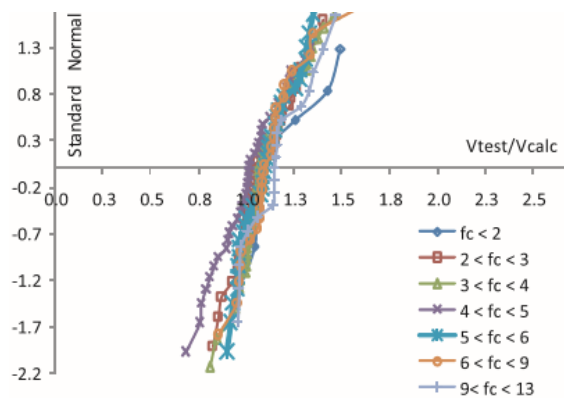
Figuur 19: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende dwarskrachtoverspanning verhoudingen a/d volgens EC2 vergelijking (33) [7]



Figuur 18: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende betondruksterktes f_c volgens ACI 318 - vergelijking (31) [7]



Figuur 20: Cumulatieve verdelingsfunctie voor verschillende betondruksterktes f_c volgens ACI 318 - vergelijking (32) [7]



Figuur 21: Cumulatieve verdelingsfunctie voor variërende betondruksterkte volgens EC2 - vergelijking (33) [7]

1.3 Vergelijking van doorbuiging volgens ACI 318 en EC2

1.3.1 Belang van doorbuigingen

De toepassing van de ontwerpweerstandsmethode, samen met het gebruik van hogere sterkte beton- en staalsoorten, heeft ervoor gezorgd dat het gebruik van relatieve slanke elementen mogelijk werd. Bijgevolg zijn doorbuigingen en doorbuigingsscheuren een ernstiger probleem geworden dan enkele decennia geleden. De omvang van de doorbuiging voor betonnen elementen kan zeer belangrijk zijn. Overmatige doorbuiging van balken en platen kan doorzakking veroorzaken van vloeren, doorponsing van vlakke daken, overmatige trillingen en zelfs interferentie met werkende ondersteunde machines. Dergelijke vervormingen kunnen scheidingswanden beschadigen en zorgen voor slechte aansluitingen van ramen en deuren. Daarenboven kunnen ze het uitzicht van de structuur verstoren of de inwonenden beangstigen, zelfs wanneer het gebouw volledig veilig is. Elke structuur gebruikt door mensen zou vrij star en relatief trillingvrij moeten zijn om een gevoel van veiligheid te creëren.

De meest gebruikelijke vorm van doorbuigingsschade in gewapende betonconstructies is de schade aan lichte binnenmuren uit metselwerk. Ze zijn vooral onderworpen aan schade veroorzaakt door het kruipeffect van beton op lange termijn. Bij doorbuiging van de bovenliggende en onderliggende vloerplaat, zullen de relatief stijve binnenmuren deze vervormingen niet eenvoudig kunnen meevolgen en bijgevolg ernstig beschadigd geraken. Echter hoe flexibeler de scheidingswanden zijn, (bijvoorbeeld gipskarton) des te beter ze de vervormingen zullen kunnen opvangen [10].

1.3.2 Doorbuigingscontrole

Een van de beste manieren om doorbuigingen te beperken is door de dikte van de elementen te vergroten, ontwerpers worden echter vaak onder druk gezet om de elementen zo dun mogelijk te houden. Dunnere elementen zorgen namelijk voor dunnere vloeren en lagere gebouwen, wat resulteert in vele kostverminderingen voor o.a. loodgieterij, bekabeling, liften, gevel- en afwerkingsmaterialen, enz. Specificaties en voorschriften voor gewapend beton limiteren gewoonlijk doorbuigingen door het voorschrijven van minimum diktes (op basis van ervaring en standaard omstandigheden) of door het voorschrijven van maximaal toegelaten doorbuigingen. De doorbuigingscontrole gebeurt in beide codes daarom op 2 mogelijke manieren [10]:

- Zonder doorbuigingsberekening, maar door middel van het gebruik van een minimale dikte;
- Met specifieke doorbuigingsberekening die voldoet aan een maximale doorbuigingseis.

1.3.3 Minimale dikte

Tabel 8 toont de minimaal vereiste diktes volgens ACI 318 die voor balken en in één-richting dragende platen toegepast dienen te worden om overmatige doorbuiging te vermijden. Deze richtwaarden moeten niet gevolgd worden indien effectieve doorbuigingsberekeningen aantonen dat een kleinere dikte voldoet. Deze waarden zijn ontwikkeld op basis van ervaring over vele jaren en mogen toegepast worden voor balken en platen die niet in contact staan met scheidingswanden of andere elementen die gemakkelijk beschadigd kunnen worden door vervormingen. Door het toepassen van deze diktes is het niet meer vereist doorbuigingen van een structuur specifiek te gaan berekenen en controleren [10].

Ook in EC2 zijn soortgelijke eenvoudige regels opgenomen om doorbuigingsberekeningen te vermijden. Dit door middel van minimaal vereiste nuttige hoogtes. Deze zijn terug te vinden in Tabel 9. Bij toepassing van deze waarden is een doorbuigingsberekening niet meer vereist

en is een maximale doorbuiging van $\frac{l}{250}$ verzekerd, voor elementen die niet in contact staan met niet-structurele elementen gevoelig voor beschadiging door vervorming. Tevens is een maximale doorbuiging van $\frac{l}{500}$ verzekerd, voor elementen die wel in contact staan met scheidingswanden of andere elementen die gemakkelijk beschadigd kunnen worden door vervormingen [8].

Tabel 8: Minimale dikte voor niet-voorgespannen balken en in één richting dragende platen volgens ACI 318 [4]

Minimale dikte, h				
	Beide uiteindes opgelegd	1 uiteinde doorlopend	Beide uiteindes doorlopend	Uitkraging
Massieve, in één-richting dragende plaat	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Balken of geribde, in één-richting dragende platen	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
<p>Opmerkingen: l = overspanning Bovenstaande waardes kunnen onmiddellijk toegepast worden voor elementen opgebouwd uit beton van normale-gewichtsklasse (dichtheid $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) wapening met vloeisterkte, $f_y = 420 \text{ MPa}$). Voor andere gevallen moeten de bovenstaande waardes als volgt aangepast worden:</p> <ol style="list-style-type: none"> Voor structureel lichtgewicht beton (dichtheid $w_c = [1440 - 1920] \text{ kg/m}^3$) zullen de waardes vermenigvuldigd worden met factor een ($1,65 - 0,003w_c$) die niet kleiner is dan 1,09 Voor $f_y \neq 420 \text{ MPa}$ zullen de waardes vermenigvuldigd worden met de factor $(0,4 + \frac{f_y}{700})$ Indien a) en b) samen gelden, zullen de waardes vermenigvuldigd worden met beide factoren. 				

Tabel 9: Minimale nuttige hoogtes voor gewapend betonnen elementen zonder voorspanning volgens EC2 [8].

Minimale nuttige hoogte, d		
Constructief systeem	Beton onder hoge spanning $\rho = 1,5\%$	Beton onder lage spanning $\rho = 0,5\%$
Vrij opgelegde balk, in een of twee richtingen dragende vrij opgelegde plaat	$\frac{l}{14}$	$\frac{l}{20}$
Eindoverspanning van een doorgaande balk of in één richting dragende plaat of in twee richtingen dragende over één lange zijde doorgaande plaat	$\frac{l}{18}$	$\frac{l}{26}$
Tussenoverspanning van een balk of een in één of twee richtingen dragende plaat	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{30}$
Plaat opgelegd op kolommen zonder balken (vlakke plaatvloer)	$\frac{l}{17}$	$\frac{l}{24}$

<i>(gebaseerd op langste overspanning)</i>		
<i>Uitkraging</i>	$\frac{l}{6}$	$\frac{l}{8}$
<p>l = overspanning De waardes zijn aangenomen onder de aanname dat $f_{yk} = 500$ MPa en een staalspanning gelijk aan 310 MPa in het midden van de overspanning in een gescheurde sectie. Opmerking 1: De gegeven waardes zijn zo gekozen dat ze in het algemeen conservatief zijn; de berekening kan veelal aantonen dat slankere elementen mogelijk zijn. Opmerking 2: Voor in twee richtingen dragende platen behoort de controle te zijn uitgevoerd op basis van de kortste overspanning. Voor vlakke vloerplaten behoort de langste overspanning te zijn genomen. Opmerking 3: Voor vlakke plaatvloeren komen de gegeven grenzen overeen met een minder strenge begrenzing dan een doorbuiging in het midden van de overspanning ter grootte van $\frac{l}{250}$ ten opzichte van kolommen.</p>		

1.3.4 Maximale doorbuiging

Indien de ontwerper er niet voor kiest om te voldoen aan de opgegeven minimale diktes uit bovenstaande tabellen, dan is een effectieve doorbuigingsberekening vereist. Hierbij zal vervolgens de berekende doorbuiging moeten voldoen aan de maximale waardes opgegeven door de ontwerpnorm. Deze maximaal opgelegde doorbuigingseisen volgens ACI 318 en EC2 zijn terug te vinden in respectievelijk Tabel 10 en Tabel 11 [10].

Tabel 10: Maximaal toegelaten doorbuiging volgens ACI 318 [4]

<i>Constructief systeem</i>	<i>Te beschouwen doorbuiging</i>	<i>Maximale doorbuiging</i>
<i>Platte daken niet in contact met niet-structurele elementen, gevoelig voor beschadiging door overmatige vervorming</i>	<i>Onmiddellijke doorbuiging ten gevolge van mobiele belasting L</i>	$\frac{l^1}{180}$
<i>Vloerplaten niet in contact met niet-structurele elementen, gevoelig voor beschadiging door overmatige vervorming</i>	<i>Onmiddellijke doorbuiging ten gevolge van mobiele belasting L</i>	$\frac{l}{360}$
<i>Dak of vloerplaat constructie in contact met niet-structurele elementen, gevoelig voor beschadiging door overmatige vervorming</i>	<i>Gedeelte van de totale doorbuiging, optredend na het aanbrengen van niet-structurele elementen (som van de lange termijn vervorming ten gevolge van alle blijvende lasten en de onmiddellijke doorbuiging ten gevolge iedere mobiele belasting) ³</i>	$\frac{l^2}{480}$
<i>Dak of vloerplaat constructie niet in contact met niet-structurele elementen, gevoelig voor beschadiging door overmatige vervorming</i>		$\frac{l^4}{240}$

¹: Limiet zonder garantie op veiligheid tegen plasvorming. Plasvorming moet extra gecontroleerd worden door middel van geschikte doorbuigingsberekeningen. Ook in beschouwing te nemen: de bijkomende vervormingen door stilstaand water, alle lange termijn effecten van alle blijvende belastingen, de toepassing van een eventuele zeeg, constructie toleranties en de betrouwbaarheid van de drainagevoorzieningen.

²: De lange termijn vervorming zal bepaald worden volgens ACI 9.5.2.2 of 9.5.4.3 [4], maar mag gereduceerd worden met de berekende hoeveelheid van doorbuiging die optreedt voor aanbrenging van niet-structurele elementen. Deze hoeveelheid zal bepaald worden op basis van de beschikbare onderzoeksdata gerelateerd aan lange termijn vervormingskarakteristieken van gelijkaardige elementen als beschouwd.

³: De limiet mag overschreden worden indien adequate maatregelen genomen zijn om schade aan niet-structurele elementen te voorkomen.

⁴: Maar niet groter dan de tolerante voorzien voor niet-structurele elementen. De limiet mag overschreden worden indien een zeeg is voorzien zodat de totale doorbuiging min de zeeg de limiet niet overschrijdt.

Tabel 11: Maximaal toegelaten doorbuiging volgens EC2 [8]

Constructief systeem	Te beschouwen doorbuiging	Maximale doorbuiging
Balk, plaat of uitkraging niet in contact met niet-structurele elementen, gevoelig voor beschadiging door overmatige vervorming	Doorbuiging onder quasi-blijvende belasting	$\frac{l}{250}$
Balk, plaat of uitkraging in contact met niet-structurele elementen, gevoelig voor beschadiging door overmatige vervorming	Doorbuiging onder quasi-blijvende belasting	$\frac{l}{500}$

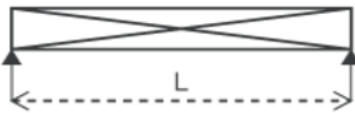
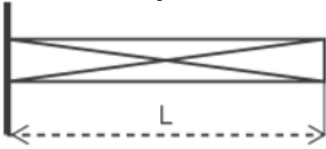
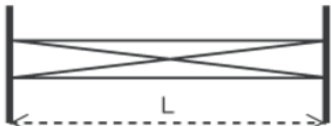
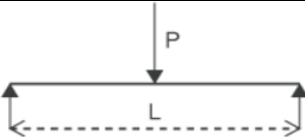
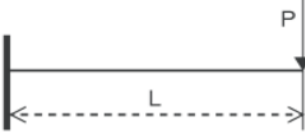
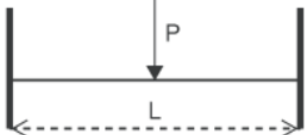
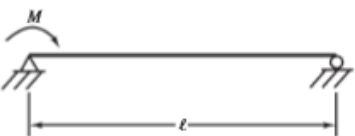
1.3.5 Doorbuigingsberekening

Doorbuigingen van gewapende betonnen elementen worden berekend, zowel volgens de Europese als de Amerikaanse normering, op basis van niet-gepondereerde belastingen (belastingsfactoren zijn gelijk aan 1) met de gebruikelijke vervormingsuitdrukkingen. Verschillende van deze uitdrukkingen worden getoond in Tabel 12. Er kunnen echter enkele bemerkingen gemaakt worden over de grootte van doorbuigingen, bepaald door deze uitdrukkingen. Zo kan geconstateerd worden dat de doorbuiging, onder een gelijkmatig verdeelde belasting, in het midden van een vrij opgelegde balk, vijfmaal groter is dan deze voor dezelfde balk met twee inklemmingen. Bijna alle balken en platen zijn doorlopend zodat hun effectieve doorbuiging ergens tussen de voorgenoemde twee extreme waarden in valt. Door de grote doorbuigingsverschillen die optreden bij verschillende randvoorwaarden, is het belangrijk dat deze randvoorwaarden goed in overweging worden genomen om een realistische doorbuigingsberekening te kunnen maken. In het meest praktische opzicht is het voldoende nauwkeurig om te rekenen met de doorbuiging in het midden van de overspanning van een vrije oplegging, om vervolgens hiervan de waarde af te trekken, veroorzaakt door het gemiddelde van de negatieve momenten aan de uiteinden (Dit kan bijvoorbeeld door het combineren van de eerste en de laatste doorbuigingsuitdrukking uit Tabel 12).

De toegepaste belastingen in deze uitdrukkingen kunnen variëren naargelang welk type doorbuiging er berekend gewenst te worden. In EC2 worden specifieke gebruiksgrenstoestanden gedefinieerd (GGT), terwijl ACI 318 dit niet doet. Voor de berekening van de doorbuiging op lange termijn voorziet de Europese normering een quasi

permanente gebruiksbelastingcombinatie (GGT-Q) (blijvende belasting + quasi-blijvende mobiele belasting). Bij ACI 318 wordt voor de doorbuiging op lange termijn eenzelfde belastingcombinatie voorgeschreven als de voorgeschreven GGT-Q combinatie volgens EC2. Echter worden er verder dus geen andere gebruiksgrenstoestanden gedefinieerd [3], [10], [4].

Tabel 12: Enkele doorbuigingsuitdrukkingen [11], [10]

Belasting situatie		Maximale doorbuiging, δ (mm)
Vrij opgelegd op twee steunpunten met een gelijkmatig verdeelde belasting q over de gehele lengte L		$\delta_{L/2} = \frac{5qL^4}{384EI}$
Aan een zijde ingeklemd met een gelijkmatig verdeelde belasting q over de gehele lengte L		$\delta_{vrij\ uiteinde} = \frac{qL^4}{8EI}$
Aan twee zijden ingeklemd met een gelijkmatig verdeelde belasting q over de gehele lengte L .		$\delta_{L/2} = \frac{qL^4}{384EI}$
Vrij opgelegd op twee steunpunten met een puntbelasting P in het midden.		$\delta_{L/2} = \frac{PL^3}{48EI}$
Aan een zijde ingeklemd met een puntbelasting P op het andere uiteinde		$\delta_{vrij\ uiteinde} = \frac{qL^3}{3EI}$
Aan twee zijden ingeklemd met een puntbelasting P in het midden		$\delta_{L/2} = \frac{PL^3}{192EI}$
Vrij opgelegd op twee steunpunten met een momentbelasting M ter hoogte van een opleggingspunt		$\delta_{L/2} = \frac{Ml^3}{16EI}$
<p>Met E = De elasticiteitsmodulus van beton (N/mm^2); I = Het traagheidsmoment van het element (mm^4); M = De momentbelasting (Nmm); L of l = de overspanning van de balk (mm); P = puntbelasting (N); q = eenparig verdeelde belasting (N/mm).</p>		

1.3.6 Traagheidsmoment

Los van de methode voor het berekenen van doorbuigingen is er nog een probleem voor het bepalen van het traagheidsmoment van het beschouwde element. De moeilijkheid hierin ligt in de hoeveelheid scheurvorming die is opgetreden. Indien het buigmoment kleiner is dan het scheurmoment (d.w.z., als de buigspanning kleiner is dan de treksterkte), dan zal de volledig niet-gescheurde sectie bijdragen aan de stijfheid van het element en zal het traagheidsmoment van de volledige sectie beschikbaar zijn. Wanneer grotere momenten optreden, zullen verschillende verticale trekscheuren verschijnen die zorgen voor een verschuiving van de neutrale lijn. Figuur 22 toont de moeilijkheid bij de keuze van het traagheidsmoment voor de doorbuigingscontrole. Ook al is een gewapende betonnen balk constant in zijn afmetingen over de gehele lengte, voor doorbuigingsberekeningen kan de balk zich gedragen alsof hij samengesteld is uit balkelementen met verschillende afmetingen. Voor het deel van de balk waar het optredend moment kleiner is dan het scheurmoment M_{cr} , kan de balk als niet-gescheurd beschouwd worden en kan het traagheidsmoment van de volledige doorsnede I_g aangenomen worden. In de berekening van I_g houdt ACI 318 geen rekening met de invloed van de wapening, terwijl EC2 deze wel in rekening neemt. Wanneer het optredend moment groter is dan M_{cr} , zullen de optredende trekscheuren onderaan de balk een reductie van de effectief weerstandbiedende dwarsdoorsnede veroorzaken, waardoor eveneens het traagheidsmoment een reductie zal ondergaan en gelijk wordt aan I_{cr} . Het is hierbij alsof de balk bestaat uit de segmenten, getoond in Figuur 22 (d).

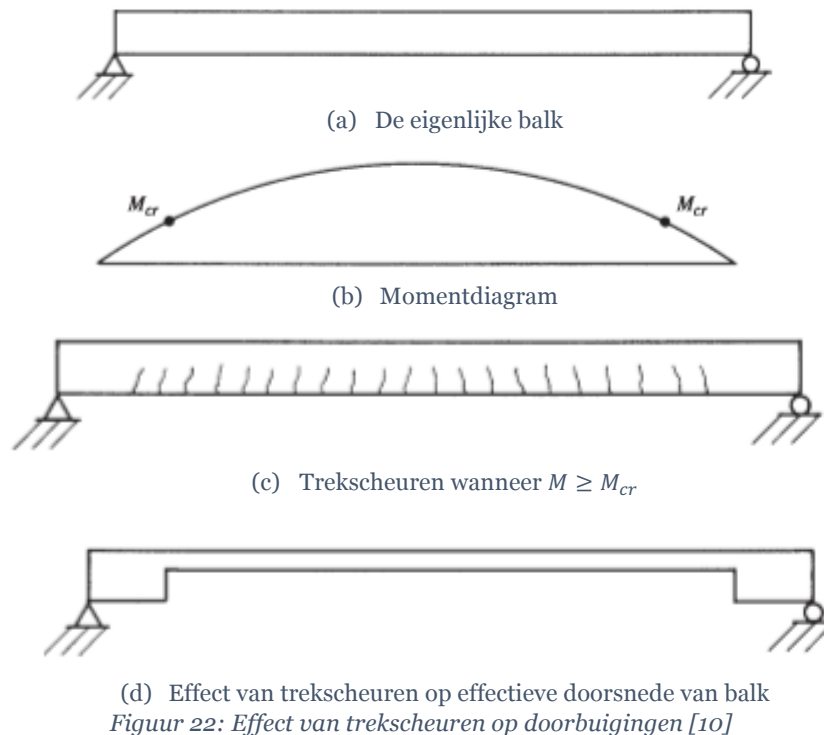
De moeilijkheid is zelfs nog complexer dan aangetoond in Figuur 22. Het is juist dat in dwarsdoorsnedes waar trekscheuren gelokaliseerd zijn, het traagheidsmoment waarschijnlijk gelijk is aan het traagheidsmoment van de gescheurde sectie I_{cr} , maar tussen de trekscheuren in, zal het korter liggen bij het traagheidsmoment van de globale sectie I_g . Daarbovenop zullen diagonale dwarskrachtscheuren, die optreden in gebieden onderhevig aan hoge dwarskracht, ook nog andere variaties veroorzaken. Het is dus zeer moeilijk om te beslissen welke waarde van I gebruikt dient te worden.

Een betonddoorsnede die volledig gescheurd is aan de trekzijde, zal een stijfheid hebben van $\frac{1}{3}$ tot $\frac{3}{4}$ van de stijfheid van de volledige doorsnede. Over verschillende doorsnedes in de balk zal de stijfheid variëren samen met het aanwezige moment. Het is hierbij logisch dat een nauwkeurige berekeningsmethode voor doorbuiging deze variaties mee in rekening moet nemen.

Wanneer het gewenst is de onmiddellijke doorbuiging te berekenen van een niet-gescheurd element, dan mag het traagheidsmoment I_g van de volledige sectie langsheen de volledige lengte van het element in rekening worden gebracht. Indien het element gescheurd is in één of meerdere doorsnedes langsheen zijn lengte of wanneer zijn hoogte varieert langsheen de overspanning, dan zal een meer exacte waarde van I gebruikt moeten worden. ACI 318 geeft echter in hoofdstuk 9.5.2.3 [4] één globale uitdrukking voor een effectief traagheidsmoment I_e , dat algemeen gebruikt dient te worden in doorbuigingsberekeningen. Dit effectief traagheidsmoment geeft een overgangswaarde tussen I_g en I_{cr} , die afhangt van de scheurwijdte, veroorzaakt door de toegepaste belasting. I_e is gebaseerd op een voorspelling van de mogelijke graad van scheuren, veroorzaakt door het variërende moment binnen de gehele overspanning. In EC2 wordt echter niet gewerkt met een overgangswaarde voor het traagheidsmoment, maar is er geopteerd voor een uitgebreidere berekening op basis van twee doorbuigingsberekeningen: één in gescheurde en één in niet-gescheurde toestand.

De waarde voor het effectieve traagheidsmoment I_e , volgens ACI 318, zal veranderen naargelang de opgelegde belastingsconditie. Dit komt omdat M_a , gebruikt in de uitdrukking voor I_e , verschilt voor iedere belastingsituatie. Sommige ontwerpers, die gebruik maken van ACI 318, negeren echter dit feit en gebruiken enkel één uitdrukking voor I_e in iedere situatie, ook al verschillen de belastingscondities. Ze denken namelijk dat hun berekende waardes even nauwkeurig zijn als deze berekend met verschillende I_e -waardes. Hierbij is het bovendien aan te nemen dat, door de wisselende omstandigheden bij de constructie van

gewapende betonelementen (vakmanschap, uithardingscondities, leeftijd van de elementen bij onderwerping aan een eerste belasting, enz.), de doorbuigingsberekening tot op heden een zeer benaderend proces is. In Tabel 13 zijn de uitdrukkingen opgelijst die gebruikt worden in de doorbuigingsberekening volgens ACI 318 en EC2 [10].



Figuur 22: Effect van trekscheuren op doorbuigingen [10]

Tabel 13: Verschillende vergelijkingen, toegepast in de doorbuigingsberekening, volgens ACI 318 en EC2 [4], [10], [8], [12]

	ACI 318	EC2
Treksterkte	<p>Normaalgewichts beton:</p> $f_r = 0,62\sqrt{f_c'}$ <p>Indien betontreksterkte f_{ct} is gespecificeerd en $1,8f_{ct} < \sqrt{f_c'}$:</p> $f_r = 0,62 \cdot 1,8 \cdot f_{ct}$ <p>Indien f_{ct} niet is gespecificeerd</p> <p>Voor lichtgewichtbeton</p> $\rightarrow f_r = 0,62 \cdot 0,75\sqrt{f_c'}$ <p>Voor zand - lichtgewichtbeton</p> $\rightarrow f_r = 0,62 \cdot 0,85\sqrt{f_c'}$	<p>Betonklasse $\leq 50/60$:</p> $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$ <p>Betonklasse $> 50/60$:</p> $f_{ctm} = 2,12 \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right)$
Elasticiteitsmodulus van beton	<p>Betondichtheid, $w_c \in [1440, 2480] \text{ kg/m}^3$:</p> $E_c = w_c^{1,5} 0,043\sqrt{f_c'} \text{ (in MPa)}$ <p>Normaalgewichts beton:</p> $E_c = 4700\sqrt{f_c'} \text{ (in MPa)}$	$E_{ceff} = \frac{E_{cm}}{1 + k \cdot \varphi(\infty, t_0)}$ <p>Met</p> $E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10}\right)^{0,3}$ <p>$\varphi(\infty, t_0)$ = kruipfactor op lange termijn, vanaf belasting op tijdstip t_0 (in dagen)</p> $k = \frac{G}{G+Q}$ <p>(voor doorbuigingen op lange termijn gelijk aan 1)</p>

Elasticiteitsmodulus van staal	$E_s = 200000 \text{ MPa}$	
Verhouding elasticiteitsmoduli staal/beton	$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$	$\alpha = \frac{E_s}{E_{ceff}}$
Afstand tot de neutrale lijn in niet-gescheurde toestand	$x_{ongesch} = \frac{h}{2}$ Met h , de hoogte van de sectie (Ten opzichte van EC2 valt op dat de invloed van de wapening op de ligging van de neutrale lijn wordt verwaarloosd)	$x_{ongesch} = \frac{bh \frac{h}{2} + \alpha A_{s2} d_2 + \alpha A_{s1} d}{bh + \alpha A_{s2} + \alpha A_{s1}}$ Met A_{s2} = De oppervlakte aan drukwapening A_{s1} = De oppervlakte aan trekwapening d_2 = De afstand van het zwaartepunt van de drukwapening tot de uiterst gedrukte betonvezel d = De afstand van het zwaartepunt van de trekwapening tot de uiterst gedrukte betonvezel
Traagheidsmoment van de volledige sectie (in niet-gescheurde toestand)	$I_{globaal} = \frac{b \cdot h^3}{12}$	$I_{ongesch} = \frac{bx_g^3}{3} + \frac{b(h-x_g)^3}{3} + \alpha A_{s1}(d-x_g)^2 + \alpha A_{s2}(x_g-d_2)^2$
Afstand tot de neutrale lijn in gescheurde toestand	$x_{cr} = \frac{-\alpha(A_{s1} + A_{s2})}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha(A_{s1} + A_{s2})}{b}\right)^2 + \frac{2\alpha(A_{s1}d + A_{s2}d_2)}{b}}$	
Traagheidsmoment van de kritische sectie (in volledig gescheurde toestand)	$I_{cr} = \frac{bx_{cr}^3}{3} + \alpha A_{s1}(d-x_{cr})^2 + \alpha A_{s2}(x_{cr}-d_2)^2$	
Scheurmoment	$M_{cr} = \frac{f_r I_{globaal}}{y_t}$ Met $y_t = \frac{h}{2}$ (De afstand van de neutrale lijn in de niet gescheurde betonsectie, tot de uiterst getrokken betonvezel)	$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I_{ongesch}}{(h-x_{ongesch})}$
Effectief traagheidsmoment	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_{globaal}) + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$ Met, M_a = Het optredend moment onder opgelegde belasting (verschilt per belastingsconditie)	/
EC2: $x_{ongesch}$ bepaald op basis van de theorie van de fictieve doorsnede		

1.3.7 Lange termijn vervorming

In ACI 318 wordt met I_e en de geschikte doorbuigingsuitdrukking de onmiddellijke doorbuiging berekend. Lange termijn of blijvende belastingen daarentegen veroorzaken aanzienlijke stijgingen in doorbuiging door toedoen van krimp- en kruipeffecten. De factoren die bepalend zijn voor deze doorbuigingsstijgingen zijn de relatieve vochtigheid, de temperatuur, de uithardingscondities, de hoeveelheid aanwezige drukwapening, de verhouding van de spanning t.o.v. de sterkte en de leeftijd van het beton op het moment van onderwerping aan de eerste belasting.

Wanneer beton belast wordt op jonge leeftijd, zullen de lange termijn vervormingen excessief toenemen. Extreme doorbuigingen van gewapende betonstructuren kunnen zeer vaak toegeschreven worden aan het te vroeg belasten van de structuur. De doorbuiging, veroorzaakt door het kruiseffect na ongeveer 5 jaar (hierna is het kruiseffect verwaarloosbaar), is vier tot vijf keer hoger dan de initiële doorbuiging bij belasting 7 tot 10 dagen nadat het beton geplaatst is. Het verschil zou slechts 2 tot 3 keer de initiële doorbuiging zijn, indien de eerste belasting pas zou plaatsvinden 3 tot 4 maanden na de plaatsing van het beton.

Door de verschillende bovengenoemde factoren, kan de omvang van de vervorming op lange termijn enkel geschat worden. Om deze schatting te kunnen doen voorziet ACI 318 in 9.5.2.5 [4] dat het deel van de onmiddellijke doorbuiging, veroorzaakt door de blijvende belastingen, vermenigvuldigd moet worden met een empirisch bepaalde factor λ . Het uiteindelijke resultaat dient opgeteld te worden bij de ogenblikkelijke vervorming. EC2 voorziet een soortgelijke factor $\varphi(\infty, t_0)$ om lange termijn vervorming in rekening te brengen. Deze wordt echter toegepast in de bepaling van de effectieve elasticiteitsmodulus van het beton E_{eff} , i.p.v. een extra lange termijn doorbuiging te berekenen. Beide factoren, volgens ACI 318 en EC2, zijn langs elkaar gezet in Tabel 14.

De volledige blijvende eigenbelasting wordt ook als blijvend beschouwd gedurende de volledige levensduur, maar het gebruikstype zal bepalen welk percentage van de veranderlijke belasting als blijvend mag beschouwd worden. Voor een appartementsgebouw of een kantoorgebouw, zou slechts 20% tot 25% van de veranderlijke belasting als blijvend beschouwd mogen worden, terwijl voor een warehouse 70% tot 80% van de veranderlijke belasting binnen deze categorie valt. Deze percentages zijn in EC2 voorgeschreven door middel van exacte psi-factoren, terwijl in ACI 318 deze ingeschat dienen te worden door de ontwerper.

Een uitgevoerde studie door het ACI 318 heeft aangetoond dat, onder gecontroleerde laboratoriumomstandigheden, 90% van de proefmonsters doorbuigingen vertoonden die lagen tussen de 20% onderliggende en de 30% bovenliggende berekende waarden. Men moet hierbij beseffen dat de omstandigheden in situ niet dezelfde zijn als de labo omstandigheden. Zo zullen de doorbuigingen in werkelijke constructies sterker variëren dan in het geval voor de proefmonsters. Ondanks het gebruik van plannen, specificaties en werfinspectie, is het zeer moeilijk om het werk op de werf voldoende te controleren [10]. Arbeidersploegen zouden een kleine hoeveelheid water kunnen toevoegen aan het beton om het meer werkbaar te maken. Daarnaast zouden ze onvoldoende menging en verdichting van het beton kunnen veroorzaken, met als resultaat: holtes en grindnesten. Tenslotte kan de bekisting weggehaald worden nog voordat het beton zijn volledige ontwerpsterkte heeft bereikt. Wanneer dit het geval is, zal de treksterkte en elasticiteitsmodulus van het beton laag zijn en zullen overmatige scheuren optreden in de betonstructuur. Deze scheuren kunnen vermeden worden door een sterker beton te gebruiken. Al deze factoren kunnen voor noemenswaardig grotere doorbuigingen zorgen dan bepaald door de gebruikelijke berekeningen.

Het is logisch om aan te nemen dat veranderlijke belastingen niet kunnen optreden op een structuur wanneer de blijvende belasting niet aanwezig is. Daarom bepaalt ACI 318 een effectieve I_e en een doorbuiging δ_D voor het geval waar de eigenbelasting alleen optreedt. Dan zal er een I_e en een doorbuiging δ_{D+L} bepaald worden, voor het geval waarin zowel de

eigenbelasting als de veranderlijke optreedt. Op deze manier bepaalt ACI 318 vervolgens het initiële deel van de doorbuiging veroorzaakt door de veranderlijke belasting:

$$\delta_L = \delta_{D+L} - \delta_D$$

Voor de doorbuiging op lange termijn wordt de initiële doorbuiging door de mobiele belasting verwaarloosd. De doorbuiging op lange termijn is dan gelijk aan de oneindig lange termijn factor λ_∞ vermenigvuldigd met de initiële doorbuiging door de eigenbelasting δ_D , plus de lange termijn factor representatief voor het blijvende deel van de mobiele belasting λ_Δ , vermenigvuldigd met de initiële doorbuiging veroorzaakt door het blijvende deel van de mobiele belasting δ_{SL} . Dit geeft in formule vorm:

$$\delta_{LT} = \lambda_\infty \delta_D + \lambda_\Delta \delta_{SL}$$

De te volgen stappen volgens ACI 318 voor de bepaling van de onmiddellijke en lange termijn vervorming kunnen als volgt samengevat worden:

- Berekening van de onmiddellijke of korte termijn doorbuiging δ_D , enkel veroorzaakt door de eigenbelasting;
- Berekening van de onmiddellijke doorbuiging veroorzaakt door de eigenbelasting en het blijvende deel van de mobiele belasting δ_{D+SL} ;
- Berekening van de onmiddellijke doorbuiging δ_{SL} , voor het blijvende deel van de mobiele belasting;
- Berekening van de lange termijn doorbuiging δ_{LT} , veroorzaakt door de eigenbelasting plus het blijvende deel van de veranderlijke belasting.

Deze uitdrukking voor lange termijn doorbuiging volgens ACI 318, is samen met deze volgens EC2 uitgezet in Tabel 14.

Zoals eerder vermeld, moeten de berekende doorbuigingen, afhankelijk van het type structuur, voldoen aan bepaalde doorbuigingslimieten, voorgeschreven door de berekeningsnormen. Deze maximaal toegelaten doorbuigingen volgens ACI 318 en EC2, voor verschillende vloer –en daksituaties, zijn voorgesteld in respectievelijk Tabel 10 en Tabel 11 [10].

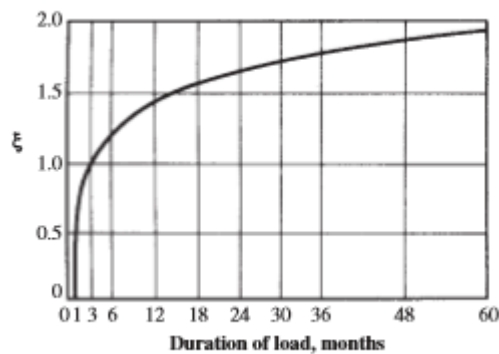
Tabel 14: Lange termijn factoren en uitdrukkingen voor de lange termijn doorbuiging, volgens ACI 318 en EC2 [8], [4], [10]

	ACI 318	EC2
Lange termijn factor	$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$ <p>Met ξ = Een tijdsafhankelijke factor die bepaald kan worden uit Tabel 15. Indien de tijd verschilt van de waardes gegeven in Tabel 15, dan kan de waarde bepaald worden a.d.h.v. de grafiek in Figuur 23.</p> $\rho' = \frac{A_{s2}}{bd}$ <p>(Drukwapeningsgehalte, berekend ter hoogte van het midden van de overspanning bij eenvoudig</p>	$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_{RH} \beta_{fcm} \beta_{t0}$ <p>Met</p> $\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 h_0^{1/3}}$ <p>RH = Relatieve vochtigheid</p> $h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2bh}{u}$ <p>u = Betonmtrek blootgesteld aan de lucht</p> $\beta_{fcm} = \frac{16,8}{(f_{ck} + 8)^{0,5}}$ $\beta_{t0} = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$

	opgelegde of doorlopende elementen en ter hoogte van de inklemming bij een uitkraging.	$t_0 =$ Tijdstip van belasting in dagen
Lange termijn doorbuiging	$\delta_{LT} = \lambda_{\infty}\delta_D + \lambda_{\Delta}\delta_{SL}$	$\delta_{LT} = \zeta\delta_{cr} + (1 - \zeta)\delta_{ongesch}$ Met δ_{cr} = De doorbuiging van de gescheurde sectie; $\delta_{ongesch}$ = De doorbuiging van de niet-gescheurde sectie $\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)$ = De verdelingsfactor die rekening houdt met spanningsverstijving in een doorsnede $\beta = 1$ (Voor kortstondige belasting) $\beta = 0,5$ (Voor langdurige belasting)

Tabel 15: Tijdsfactor voor blijvende belastingen volgens ACI 318 [4]

Duration of Sustained Load	Time-Dependent Factor ξ
5 years or more	2.0
12 months	1.4
6 months	1.2
3 months	1.0



Figuur 23: Tijdsfactor voor lange termijn doorbuigingen volgens ACI 318 [4]

1.4 Vergelijking van scheurwijdte volgens ACI 318 en EC2

Scheurvorming in betonconstructies is een onvermijdelijk fenomeen, ook als bij het ontwerp en de vervaardiging van de constructie zorgvuldig te werk is gegaan. Dit impliceert niet direct redenen tot ongerustheid. Immers, de wapening in gewapend constructief beton kan zijn werk pas doen nadat enige scheurvorming in het beton is opgetreden. Scheuren ontstaan in de trekzone op het moment dat de betontreksterkte wordt overschreden. Het beton scheurt en de wapening neemt de trekbelasting over, op deze manier is een duurzame bescherming van de wapening gewaarborgd. De maximale toegelaten scheurwijdte is afhankelijk van de (milieu-)belasting van de betonconstructie en is gekoppeld aan de milieuklasse [13].

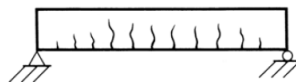
Grote scheuren kunnen leiden tot corrosie van het wapeningsstaal en duurzaamheidsproblemen maar zijn ook esthetisch onaanvaardbaar. Verhinderde krimp, expansieve reacties van het beton en externe krachten die op het beton werken zijn mogelijke oorzaken voor het ontstaan van scheuren. Vanwege de vele ongewenste gevolgen van scheurvorming, wordt er zowel in EC2 als in ACI veel aandacht besteed aan scheurbeheersing en aan de berekening van scheurwijdtes.

1.4.1 Type scheuren

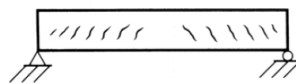
Tal van scheuren kunnen ontstaan ten gevolge van verschillende oorzaken. De meest voorkomende scheuren worden besproken in onderstaande alinea.

- **Scheuren t.g.v. externe krachten:**

Alg gevolg van welbepaalde opgelegde belastingen kunnen buigmomenten, torsiemomenten, normaalkrachten of dwarskrachten ontstaan in de betonstructuur. Bij het bereiken van bepaalde kritische waarden zullen scheuren ontstaan waarvan de vorm afhankelijk is van de optredende belasting. De meest voorkomende scheuren zijn buigscheuren en dwarsscheuren. Typische buigscheuren zijn verticale scheuren die zich ontwikkelen van aan de trekzijde van het element tot aan zijn neutrale as. Ze treden op als de trekspanning ten gevolge van buiging groter wordt dan de treksterkte van het beton en worden weergegeven in Figuur 24. Schuine scheuren die een hoek van 45° maken met de trekwapening (zie Figuur 25) worden dwarsscheuren genoemd. Deze soort scheuren zijn een gevolg van te grote afschuifkrachten.



Figuur 24: Scheuren ten gevolge van buiging [10]



Figuur 25: Scheuren ten gevolge van afschuiving [10]

- **Krimpscheuren:**

Warmte, die vrijkomt bij de hydratatiereactie van beton, zorgt ervoor dat het beton opwarmt. Bij het afkoelen van het beton, zal dit terug willen krimpen. Indien deze thermische krimp wordt verhinderd, ontstaan krimpscheuren. Plastische krimp, autogene krimp en uitdrogingskrimp zijn andere soorten krimp die kunnen leiden tot scheuren indien ze tegengehouden worden.

- **Alkali-silica reacties:**

De alkali-silicareactie (ASR) is een chemische reactie tussen alkaliën in het beton, water en reactief silica uit het toeslagmateriaal als grondstof voor beton. Bij de reactie wordt een expansief gel gevormd, die het beton van binnenuit kapot drukt [14].

Om scheurvorming te vermijden kunnen een aantal maatregelen genomen worden. In EC2 is een formule opgesteld voor het berekenen van minimumwapening voor scheurbeheersing. Ook worden in EC2 beperkingen opgelegd aan de optredende betonspanningen om grote scheuren te vermijden. Zowel in de Amerikaanse als in de Europese code worden maximale scheurwijdtes opgelegd, deze zijn afhankelijk van bepaalde factoren zoals functionaliteit van het element en de milieuklasse.

1.4.2 Berekening scheurwijdte

Om de scheurwijdte van een bepaalde structuur onder belasting (trek of buiging) te berekenen, zijn in EC2 en ACI 318 benaderende empirische formules van toepassing. In EC2 wordt aangenomen dat de scheurwijdte wordt beheerst door de relatieve slip tussen het beton en het staal. De scheurwijdte volgens ACI daarentegen is gebaseerd op een statistische analyse volgens Gergely & Lutz. Zowel in ACI als in EC2 spreekt men van grenstoestanden: een uiterste grenstoestand (UGT) en een gebruiksgrenstoestand (GGT). Uiterste grenstoestanden worden toegepast voor het bepalen van de sterkte en de stabiliteit van een constructie. Deze toestand gaat gepaard met instortingen of met andere soortgelijke vormen van constructief bezwijken. Gebruiksgrenstoestanden worden gebruikt om structuren te controleren op doorbuigingen, scheuren en trillingen.

1.4.2.1 Scheurwijdte volgens EC2

EC2 gebruikt formule (34) voor het schatten van de scheurwijdte [8].

$$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (34)$$

Hierin is:

- $S_{r,max}$ = Maximale scheurafstand (mm),
- ϵ_{sm} = Gemiddelde staalrek in GGT-Q (-),
- ϵ_{cm} = Gemiddelde betonrek in GGT-Q (-).

Voor de maximale scheurafstand $S_{r,max}$ geldt formule (35).

$$S_{r,max} = \frac{k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (35)$$

Hierin is:

- ϕ = Staaft diameter trekwapening (mm),
- Bij gebruik van verschillende staaft diameters wordt ϕ vervangen door ϕ_{eq} . Voor een doorsnede met n_1 staven met diameter ϕ_1 en n_2 staven met diameter ϕ_2 behoort vergelijking (36) gebruikt te zijn.

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (36)$$

- c = Betondekking op langswapening (mm),

- k_1 = Coëfficiënt rekening houdend met aanhechtheigenschappen van de wapening (=0,8 voor staven met hoge aanhechting; = 1,6 voor gladde staven) (-),
- k_2 = Coëfficiënt die rekening houdt met de rekverdeling (= 0,5 voor buiging; = 1 voor zuivere trek) (-),
- k_3 = Constante waarde afhankelijk per land met als gebruikelijke waarde 3,4 (-),
- k_4 = Constante waarde afhankelijk per land, met als gebruikelijke waarde 0,425 (-).

Indien de tussenafstand van de trekwapening groter is dan $5(c + \frac{\phi}{2})$ of indien er geen wapening in de trekzone aanwezig is, geldt voor $S_{r,max}$:

$$S_{r,max} = 1.3 (h - x) \quad (37)$$

Het verschil tussen de gemiddelde staalrek en de gemiddelde betonrek is bepaald door vergelijking (38):

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (38)$$

Hierin is:

- σ_s = Staalspanning in gescheurde doorsnede ($\frac{N}{mm^2}$),
- α_e = Verhouding $\frac{E_s}{E_{cm}}$ (-),
- $\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_{p'}}{A_{c,eff}} =$
effectief wapeningsgehalte waarbij de term $\xi_1^2 A_{p'}$ betrekking heeft op de voorspanning (-),
- $f_{ct,eff} = 0.3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} =$ Gemiddelde toelaatbare trekspanning in beton ($\frac{N}{mm^2}$),
- $A_{p'}$ = Oppervlakte van de doorsnede van de voorspanelementen met voor – of nagerekt staal (mm^2),
- $A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b =$ Meewerkende oppervlakte van het beton onder trek (mm^2),
- $h_{c,eff} = \min(2,5 (h - d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2}) =$ effectieve hoogte (mm),
- k_t = Factor die afhangt van belasting duur (-),
- $k_t = 0,6$ voor belasting op korte duur (-),
- $k_t = 0,4$ voor belasting op lange duur (-).

1.4.2.2 Scheurwijdte volgens ACI

Het Amerikaanse betoninstituut heeft een volledig andere aanpak voor het berekenen van het scheurmodel. Men doet beroep op ACI 224 om de scheurwijdte te bepalen. Hier wordt de scheurwijdte benaderd met behulp van formule (39), ook de Gergely-Lutz formule genoemd [15].

$$w = 11 \cdot 10^6 \beta_h \sigma_s \sqrt[3]{A_s} \quad (39)$$

Hierin is:

- w = Scheurwijdte volgens ACI 318 (mm),
- β_h = Verhouding van de afstand van neutrale as tot aande uiterst getrokken betonvezel ($h - x$) en de afstand van de neutrale as tot aan het zwaartepunt van trekwapening

- $(h - x - d_1)(-)$,
- σ_s = Spanning in zwaartepunt van trekwapening onder gebruiksbelasting (MPa),
- d_c = Afstand van uiterst getrokken vezel tot zwaartepunt van trekwapening = d_1 (mm),
- $A = \frac{2 d_c b}{n} = 2 d_c s =$
Gemiddeld effectieve betonoppervlak per staaf trekwapening (mm^2).

1.4.3 Ontwerpvoorbeeld

Om de verschillen in scheurwijdte tussen ACI 224 en EC2 te verduidelijken, worden enkele gevallen uitgewerkt en worden de resultaten van beide rekenmethodes opgelijst. Als ontwerpvoorbeeld wordt gebruik gemaakt van een betonnen plaat van 200 mm dik en 1000 mm breed waar geribde staven met diameter 12 mm zijn geplaatst om de 150 mm ($=754\text{mm}^2/\text{m}$) in de trekzone. Voor de betondekking is 25 mm aangenomen, er is gekozen voor een betonkwaliteit C35/45 met wapeningsstaal B500. De plaat wordt onderworpen aan zuivere buiging met buigmoment 40 kNm. De positie van de neutrale as voor gescheurd beton wordt berekend aan de hand van de elasticiteitsmodulus van beton voor korte termijn belasting.

Het buigmoment voor ACI 224 en EC2 kan gelijk worden verondersteld aangezien dit veroorzaakt wordt door enkel een permanente belasting. Dit is een buigmoment in GGT voor ACI 224 en in GGT-Q voor EC2. Voor het ontwerpvoorbeeld gelden volgende gegevens:

- hoogte $h = 200$ mm,
- breedte $b = 1000$ mm,
- staaldiameter $\phi_s = 12$ mm, geribd,
- staafafstand $s = 150$ mm,
- betondekking $c = 25$ mm,
- betonkwaliteit = C35/45,
- staalkwaliteit B500,
- onderhevig aan pure buiging, $M_{ed} = 40$ kNm,
- lange termijn belasting, $kt = 0,4$.

Voor beide berekeningsmethodes geldt dat de berekening van de scheurwijdte pas geldig is indien de doorsnede effectief gescheurd is. Dit kan aangenomen worden wanneer het optredend moment groter is dan het scheurmoment.

$$M_{cr} = 21,4 \text{ kNm} < 40 \text{ kNm}$$

De waarde van het optredend moment is groter dan het scheurmoment, de sectie is dus gescheurd. formule (34) en (39) zijn dus geldig en geven volgende uitkomsten:

Tabel 16: Resultaten scheurwijdtes volgens EC2 en ACI voor ontwerpvoorbeeld

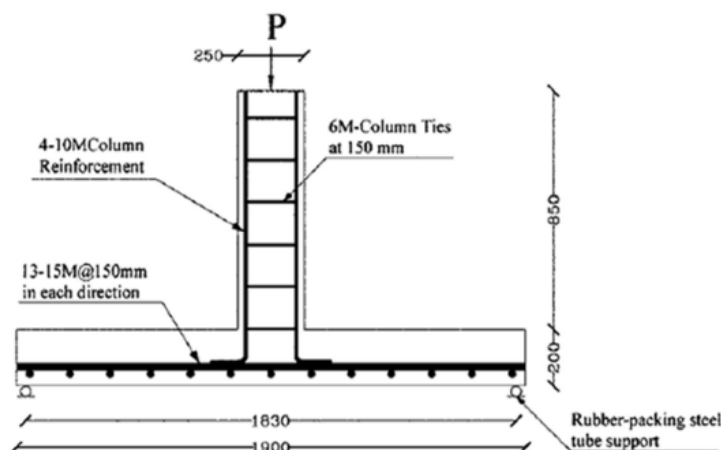
	EC2	ACI 318	Vershil t.o.v. EC2
Scheurwijdte (mm)	0,276	0,304	10%

Uit Tabel 16 blijkt dat de kleinste scheurwijdte bekomen wordt met EC2. Omdat zowel formule (34) als (39) afhankelijk zijn van meerdere parameters, laten we enkele van deze parameters variëren om hun invloed op het resultaat te bepalen. Zoals blijkt uit de gebruikte formules, is de staalspanning een parameter die in beide gevallen voorkomt. De berekening voor deze spanning is identiek voor zowel ACI als EC2 en komt neer op 337 N/mm^2 .

1.4.4 Experimentele studie

Om de nauwkeurigheid van bovenstaande berekeningen te verifiëren, wordt een experimentele studie uitgevoerd naar de scheurwijdte van in 2 richtingen dragende platen. Dit vergelijkend onderzoek bestaat uit een experimenteel en analytisch deel. In het analytische gedeelte werd de scheurwijdte van een gegeven plaat uitgerekend volgens beide voorspellingsmodellen (ACI en EC2). Het experimentele werk omvat het onderzoek naar het scheurgedrag, zoals het onderzoeken van het effect indien de betondekking en de staafafstand wordt aangepast.

Dit experimentele onderzoek het scheurgedrag van zeven in twee richting dragende platen. De geteste platen waren vierkantig met zijden van 1900mm, ondersteund langs de vier randen. Centraal op de plaat werd een vierkante kolom aangebracht van 250x250 mm (zie Figuur 26). De platen werden gegoten in normaal – en hoog sterktebeton van 35 MPa en 70 MPa respectievelijk [16].



Figuur 26: Proefopstelling voor experiment [16]

De testmonsters worden opgedeeld in 3 groepen. De eerste serie bevat drie platen namelijk NSC1, HSC1 en HSC2. Iedere plaat heeft eenzelfde dikte van 200mm, dezelfde staafafstand van 150mm, een staafdiameter van 25mm, maar een verschillende betondekking. Voor serie 2 werden monsters HSC3 en HSC4 uitgevoerd met dezelfde dikte van 200mm, dezelfde betondekking en staafdiameter, maar met verschillende staafafstanden. Platen uit serie 3 hadden een verschillende staafafstand en plaatdikte. Alle overige eigenschappen van de geteste platen zijn terug te vinden in Tabel 17.

Alle platen werden belast met 5 tot 8% van de verwachte ultieme belasting totdat de eerste scheuren zich initialiseerden. Hierna werden elektronische verplaatsingssensoren geplaatst daar waar de scheuren begonnen op te treden, om tenslotte de belasting stapsgewijs te laten toenemen totdat de bezwijkbelasting bereikt werd. Iedere plaat werd zorgvuldig gecontroleerd bij iedere belastingverhoging en de maximale zichtbare scheurbreedte werd gemeten [16].

Tabel 17: Eigenschappen van geteste platen

Serie	Plaat-nummer	F_c' (N/mm ²)	Staafdiameter (mm)	Staaaf-afstand (mm)	Betondekking (mm)	Plaatdikte (mm)	Wapeningspercentage (%)
Serie 1	NSC1	35	25	150	30	200	2,17
	HSC1	69	25	150	50	200	2,48
	HSC2	70	25	150	60	200	2,68
Serie 2	HSC3	67	25	200	30	200	1,67
	HSC4	61	25	250	30	200	1,13
Serie 3	HSC5	70	15	100	30	150	1,88
	NSC2	33	15	240	30	200	0,52

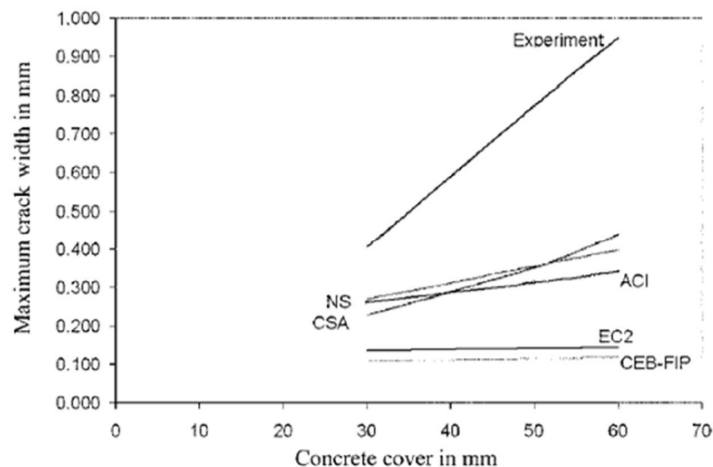
Testresultaten

Een grote hoeveelheid van de testgegevens werd opgenomen in het onderzoek en de focus lag op het bepalen van de scheurwijdte in de gebruiksgrenstoestand. De verkregen resultaten zijn berekend met een staalspanning van 250MPa en staan beschreven in Tabel 18, samen met de voorspelde scheurwijdtes volgens ACI 318 en EC2 (BS EN 1992 1-1:2004). Voor het experiment werden de voorspelde scheurwijdtes ook berekend volgens enkele andere nationale ontwerpcodes. Zo zijn de resultaten volgens de NS 3473 E (code van Noorwegen), de CSA-S474-04 (Canadese offshore code) en de CEB-FIP 1990 (Comité Euro-international du Béton – Fédération Internationale du précontrainte) ook weergegeven in onderstaande grafieken [16].

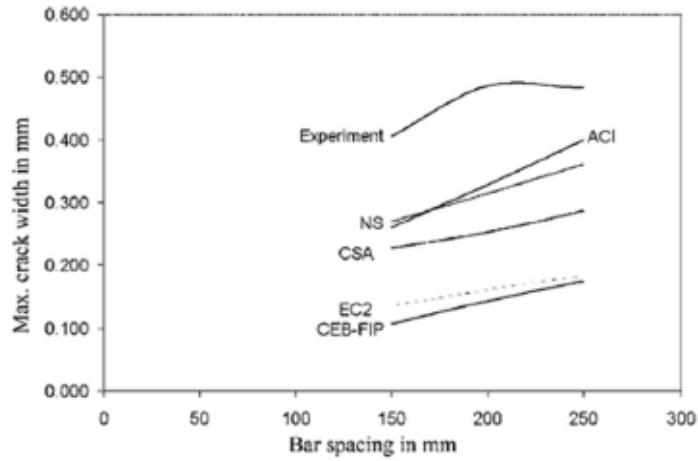
Tabel 18: Experimentele waardes vergeleken met berekende waardes volgens ACI en EC2

Serie	Plaatnummer	Scheurwijdte (mm)		
		Experimenteel	ACI	EC2
Serie 1	NSC1	0,406	0,261	0,135
	HSC1	0,772	0,311	0,142
	HSC2	0,95	0,341	0,143
Serie 2	HSC3	0,486	0,329	0,16
	HSC4	0,483	0,399	0,183
Serie 3	HSC5	0,327	0,258	0,165
	NSC2	0,248	0,376	0,249

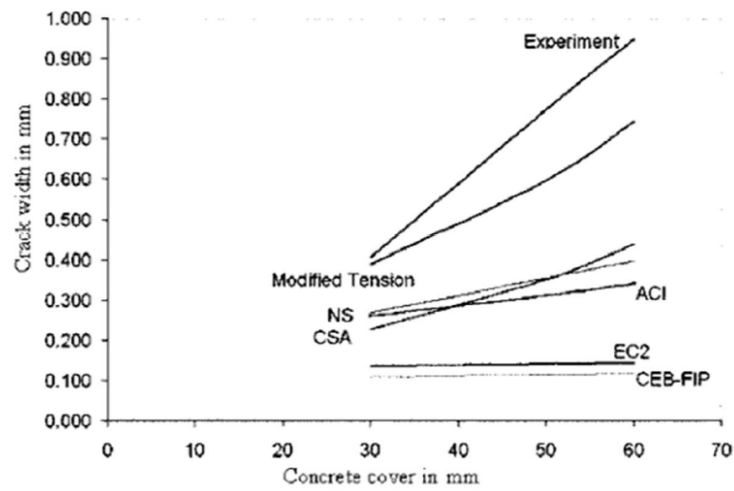
Voor serie 1 en 2 tonen Figuur 27 tot en met Figuur 30 aan dat de scheurwijdtes, volgens BS EN 1992 en CEB-FIP 1990, met elkaar overeenkomen. Opvallend is dat deze bekomen resultaten veel lager liggen dan de experimenteel bekomen waardes. De CSA S474 en NS 3473 benaderen de experimentele resultaten al beter, maar ook deze waardes liggen nog veel te laag. Indien in Tabel 18 de resultaten van Serie 3 bestudeerd worden, dan valt op dat voor deze platen wél een goede voorspelling werd gedaan volgens ACI en EC2. Vooral voor plaat NSC2 liggen de experimentele waardes dicht bij de berekende waardes. Dit heeft te maken met het feit dat deze plaat een normale betondruksterkte, een dunne betondekking (30 tot 50 mm), een kleinere staafdiameter met een grotere staafafstand en een lager wapeningspercentage heeft. Er kan hieruit besloten dat de onderzochte codes toepasbaar zijn voor structuren met een dunne betondekking en een laag wapeningspercentage [16].



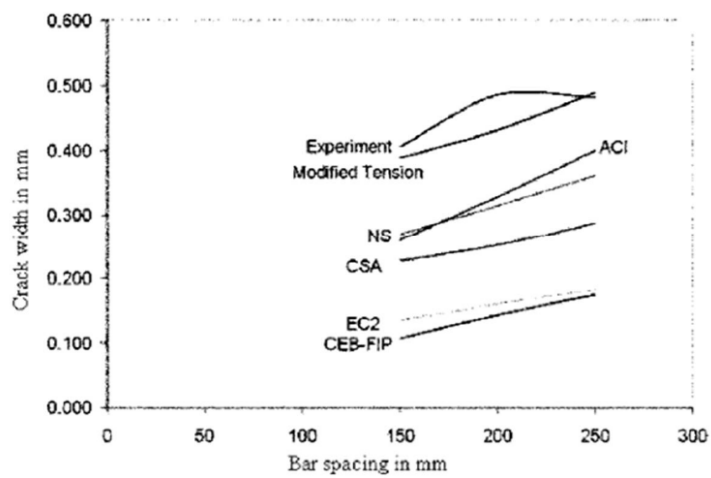
Figuur 27: Vergelijking van maximum scheurwijdte voor Serie 1 [16]



Figuur 28: Vergelijking van maximum scheurwijdte voor Serie 2 [16]



Figuur 29: Vergelijking van maximum scheurwijdte voor Serie 1 [16]



Figuur 30: Vergelijking van maximum scheurwijdte voor Serie 2 [16]

2 Parameterstudie

In deze parameterstudie zal een analyse gemaakt worden van verschillende ontwerpaspecten, uit ACI 318 en EC2, om het verschil in conservatisme tussen beide te bepalen. De ontwerpaspecten die geanalyseerd zullen worden zijn: buigmomentcontrole, dwarskrachtcontrole, doorbuigingscontrole en scheurwijdtecontrole. Hiervoor zullen allereerst de ontwerpmethodes van beide codes toegelicht worden alvorens over te gaan naar de analyse van bovengenoemde ontwerpaspecten.

2.1 Ontwerpmethode volgens ACI 318

Waar vanaf 1900 in Amerika nog de ‘methode van toelaatbare spanningen’ werd toegepast voor het berekenen van gewapende betonconstructies, wordt sinds het begin van 1960 de methode van uiterste grenstoestanden toegepast. Hierbij worden de optredende permanente en mobiele belastingen vermenigvuldigd met bepaalde partiële belastingsfactoren om een totale belasting U te verkrijgen. Deze belastingsfactoren zijn afhankelijk van het type belasting en van de belastingscombinatie. De betonnen elementen zullen uiteindelijk zo gedimensioneerd worden opdat ze net niet bezwijken onder deze totale belasting U . De meest voorkomende belastingscombinaties zijn samengesteld uit: permanente lasten (D), mobiele lasten (L), sneeuwbelasting (S), windbelasting (W), mobiele dakbelastingen (L_r), vloeistofdrukken (F), gronddrukken (H) en regenbelasting (R) :

- $U = 1,4D + 1,7L$;
- $U = 1,2(D+F+T) + 1,6(L+H) + 0,5(S \text{ of } R)$;
- $U = 1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5(S \text{ of } R)$.

Verder worden onzekerheden zoals materiaaleigenschappen in rekening gebracht door een globale reductiefactor toe te passen op het weerstandbiedende buigmoment. De waarde van deze reductiefactor is afhankelijk van de staalspanning, alsook van het soort belasting en het type constructie-element. Ook brengt deze factor onnauwkeurigheden in de ontwerpvergelijkingen in rekening en weerspiegelt deze factor de relevantie van het constructie-element. Hier wordt later in deze parameterstudie ook nog verder op ingegaan. De toegepaste reductiefactoren in de verschillende situaties zijn hierbij:

- 0,90 voor balken en platen in gecontroleerde trekspanningszone;
- 0,85 voor elementen onderhevig aan afschuiving en torsie;
- 0,85 voor nagespannen ankerzones;
- 0,85 voor *strut-and-tie* modellen;
- 0,70 voor elementen in druk-gecontroleerde zone;
- 0,65 voor ongewapend beton.

Kort samengevat komt het erop neer dat de ultieme belastingscapaciteit, vermenigvuldigd met een zekere sterkereductiefactor, minstens gelijk moet zijn aan de som van de optredende belastingen, die op hun beurt vermenigvuldigd zijn met zekere partiële veiligheidsfactoren. (40)

$$\phi R_n \geq E_u \quad (40)$$

Volgens zowel ACI 318 als EC2 kunnen verschillende spanningsverdelingen worden aangenomen. In deze parameterstudie wordt het rechthoekig spanningsdiagram aangenomen voor beide codes zoals in de literatuurstudie (1.1.4). Voor de verdere berekeningen volgens ACI 318 wordt aangenomen dat het gedrukte beton faalt bij een

betonstuik van drie promille en het staal (grade 60 of S420) vloeit bij een staalrek van 2.1 promille.

In de literatuurstudie in sectie 1.1.4 werd duidelijk gemaakt dat volgens de Amerikaanse normen de betondrukhoogte x bepaald wordt door de factor β_1 . Deze factor is, zoals reeds meegedeeld, afhankelijk van de gebruikte karakteristieke betondruksterkte f_c' . Indien deze laatste lager is dan 30 MPa wordt β_1 gelijkgesteld aan 0,85, voor hogere waarden van f_c' wordt gebruik gemaakt van formule (6) voor de bepaling van β_1 .

Voor het structureel ontwerp, gebaseerd op de veiligheid of de draagkracht van structuren, maakt de Amerikaanse norm gebruik van een uiterste grenstoestand. Hierbij worden de optredende belastingen vermenigvuldigd met zekere veiligheidsfactoren die groter zijn dan 1. In ACI 318 wordt echter niet expliciet verwezen naar gebruiksgrenstoestanden zoals de Europese regelgeving dit doet. De typische controles in gebruikstoestand zoals doorbuigingscontrole en scheurwijdtecontrole geschieden echter wel op een gelijkaardige manier. Zo zullen beide ontwerpcodes de optredende belastingen vermenigvuldigen met belastingsfactoren gelijk aan 1, aangezien deze representatief zijn voor de gebruiksfase. ACI 318 laat hierbij wel volledige vrijheid toe voor de ontwerper, aangezien er geen expliciete regels voorgeschreven worden voor gebruiksgrenstoestanden [4], [10].

2.2 Ontwerpmethode volgens EC2

De ontwerpberekeningen volgens EC2 vertonen zekere gelijkenissen met deze volgens ACI 318. Ook hier zullen de optredende belastingen vermenigvuldigd worden met hun toepasselijke belastingsfactor. Het grote verschil met ACI 318 is dat in het geval van EC2 er geen reductiefactor wordt toegepast op de weerstandbiedende elementen, maar dat er veiligheidsfactoren worden toegepast op de materiaaleigenschappen.

Eurocode 0 maakt een onderscheid tussen twee type-grenstoestanden. Deze zullen niet mogen worden overschreden door de verschillende mogelijk belastingscombinaties. De uiterste grenstoestanden (UGT) gaan samen met de veiligheid van personen en de veiligheid van de constructie en komen dus overeen met instortingen of andere vormen van constructief bezwijken. De gebruiksgrenstoestanden (GGT) betreffen de goede werking van de constructie, het comfort van de personen en het uitzicht van de constructie (scheurvorming, trillingen, doorbuigingen). In beide gevallen, zowel UGT als GGT, dient men de optredende belastingen E_d te berekenen en te vergelijken met de weerstandbiedende kracht R_d . De waarde van de optredende belastingscombinatie is afhankelijk van de beschouwde grenstoestand.

Om aan de grenstoestanden te voldoen, dient vergelijking (41) voldaan te zijn.

$$E_d < R_d \quad (41)$$

De belastingen die in de Eurocodes worden beschouwd, zijn karakteristieke waarden met een waarschijnlijkheid van optreden gelijk aan 95% tijdens de referentieduur. We spreken hier dus over waarden die slechts in 5% van de gevallen overschreden zullen worden.

Zowel voor de blijvende belastingcombinatie als voor de tijdelijke belastingcombinatie in uiterste grenstoestand zijn de belastingsfactoren op permanente lasten 1,35 en op mobiele lasten 1,5. In het geval dat er gebruik gemaakt wordt van belastingscombinaties in gebruiksgrenstoestand of van de accidentele belastingscombinatie in uiterste grenstoestand, wordt voor alle belastingsfactoren de waarde 1 aangenomen.

De rekenwaarde van de druksterkte is gedefinieerd als:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (42)$$

Hierin is:

- γ_c = de partiële veiligheidsfactor voor beton;

- α_{cc} = de factor die rekening houdt met de invloed van het type belasting en het effect op lange termijn
 = 0,85 voor langskracht, enkelvoudige of samengesteld buiging
 = 1 in alle andere gevallen.

Ook de rekenwaarde van de vloeigrens van staal wordt bekomen door zijn karakteristieke waarde te reduceren met een bepaalde veiligheidsfactor γ_s (43). Opvallend is dat de veiligheidsfactor voor de betondruksterkte γ_c hoger is. Dit valt te verklaren vanwege de grotere variatie in betondruksterktes ten opzichte van de vloeigrenzen van het staal.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (43)$$

Tabel 19: Ontwerpwaarden voor de betondruksterkte en staalsterkte in de verschillende grenstoestanden voor EC2.

	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)
UGT-blijvend	0,85 f_{ck} / 1,50	f_{yk} / 1,15
UGT-tijdelijk	0,85 f_{ck} / 1,50	f_{yk} / 1,15
UGT-accidenteel	0,85 f_{ck} / 1,20	f_{yk} / 1,15
GGT-karakteristiek	0,60 f_{ck}	0,80 f_{yk}
GGT-frequent	0,50 f_{ck}	0,80 f_{yk}
GGT-quasi permanent	0,45 f_{ck}	0,80 f_{yk}

2.3 Buigmoment

2.3.1 Buigwapening

Voor het dimensioneren van enkelvoudig gewapende balken met rechthoekige doorsnede onder buiging zijn er verschillen op te merken tussen beide ontwerpmethodes. Zo verschilt de bepaling van de rekenwaarde van de optredende belastingen (permanente en mobiele lasten) door het toepassen van verschillende belastingsfactoren. De berekening van de rekenwaarde van de buigmomentweerstand verschilt eveneens. Zoals reeds beschreven staat in de literatuurstudie, wordt volgens ACI de volledige momentcapaciteit gereduceerd met een sterktereductiefactor ϕ waarvan de waarde gelijk is aan 0,9 bij door trek gecontroleerde secties (staalrek > 5 promille). Bij staalrekken kleiner dan 5 promille wordt ϕ bepaald door vergelijking (39). Voor een economisch ontwerp wordt ernaar gestreefd om te werken met een staalrek van minstens 5 promille opdat de momentweerstand zo weinig mogelijk wordt gereduceerd. EC2 van zijn kant streeft ook naar een optimaal/economisch ontwerp door de betondoorsnede zo te dimensioneren opdat het staal zal vloeien (bij grade 60 staal: staalrek = $420/(1,15 \cdot 200\ 000) = 1,8$ promille). Om een goede vergelijking te kunnen maken tussen de hoeveelheid wapening volgens ACI en EC2 worden enkele aannames gedaan. Zo zal in deze parameterstudie enkel balken, onderworpen aan enkelvoudige buiging, beschouwd worden. Voor de berekening van de nodige hoeveelheid buigwapening wordt gebruik gemaakt van vergelijkingen (14) en (15). Deze vergelijkingen zijn afgeleid gebruikmakend van het rotatie-evenwicht van het rechthoekig spanningsdiagram en gelden tot een betonklasse van C50/60. Omvormen van deze formules naar het wapeningspercentage ρ , om vervolgens te vermenigvuldigen met de nuttige oppervlakte, geeft de volgende vereiste wapeningshoeveelheden:

$$A_{s,ACI} = \frac{0,85 [b \cdot f'_c \cdot d \cdot \phi - \sqrt{b \cdot f'_c \cdot \phi (b \cdot f'_c \cdot d^2 \cdot \phi - 2,353M_{ed})}]}{\phi \cdot f_y} \quad (44)$$

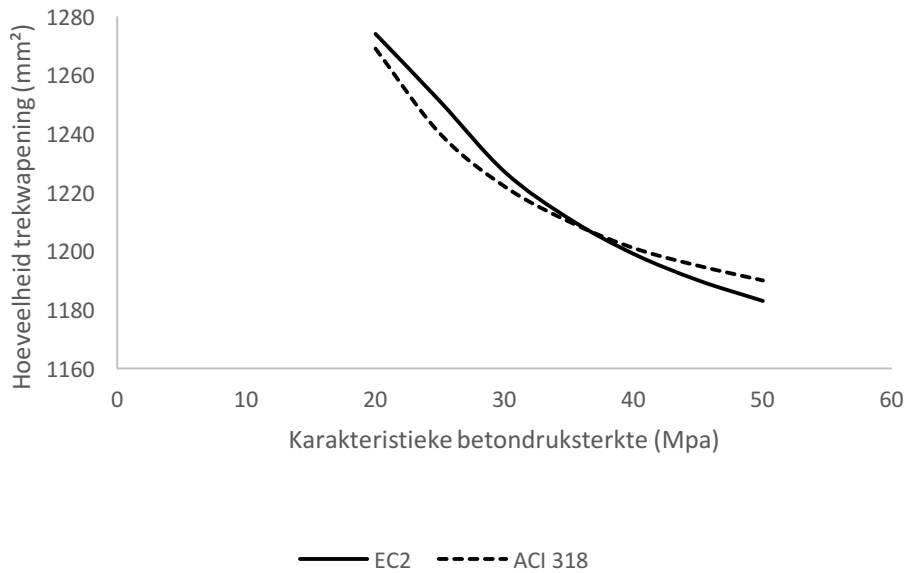
$$A_{s,EC2} = \frac{0,651 [b \cdot f_{ck} \cdot d - \sqrt{b \cdot f_{ck} (b \cdot f_{ck} \cdot d^2 - 3,533M_{ed})}]}{f_{yk}} \quad (45)$$

Met behulp van vergelijkingen (44) en (45) is het mogelijk om zowel volgens ACI 318 als volgens EC2 de nodige hoeveelheid trekwapening te bepalen voor een bepaalde balk met variërende karakteristieke betondruksterkte. Ter vereenvoudiging werd onderstaande grafiek bepaald door de hoogte van de balk met overspanning 6 m gelijk te nemen aan 1/10 van de overspanning. Dit komt uit op een sectiehoogte van 0,6 m. Verder werd voor de breedte, de helft van de hoogte genomen, namelijk 0,3 m. De berekeningen werden gedaan in de uiterste grenstoestand (UGT-B voor EC2). Door het verschil in belastingsfactoren tussen ACI 318 en EC2 zal dus met een ander optredend ontwerpmoment gerekend worden. De toegepaste sectie-afmetingen en de karakteristieke belastingen staan opgelijst in Tabel 20.

Tabel 20: Gegevens praktijkvoorbeeld

Permanente karakteristieke G	25 kN/m
Mobiele karakteristieke last Q	10 kN/m
Ontwerpwaarde buigmoment ACI M_{ed}	234 kNm
Ontwerpwaarde buigmoment EC2 M_{ed}	219,4 kNm
Overspanning L	6 m
Hoogte H	600 mm
Breedte B	300 mm
Afstand meest getrokken vezel-zwaartepunt trekwapening d_1	60 mm
Staalkwaliteit	420 MPa

Een belangrijke conclusie die kan getrokken worden uit Figuur 31 is dat, voor het rekenvoorbeeld met een veranderende waarde voor de betondruksterkte, het verschil tussen ACI 318 en EC2 in buigwapening zeer klein tot verwaarloosbaar is bij een balk belast op enkelvoudige buiging. Ook het laten variëren van de karakteristieke betondruksterkte geeft geen grote verschillen tussen beide codes. Om verdere verschillen in buigwapening aan te tonen, wordt verwezen naar hoofdstuk 3.2 waar de invloed van de belangrijkste parameters op de buigwapening wordt aangetoond.



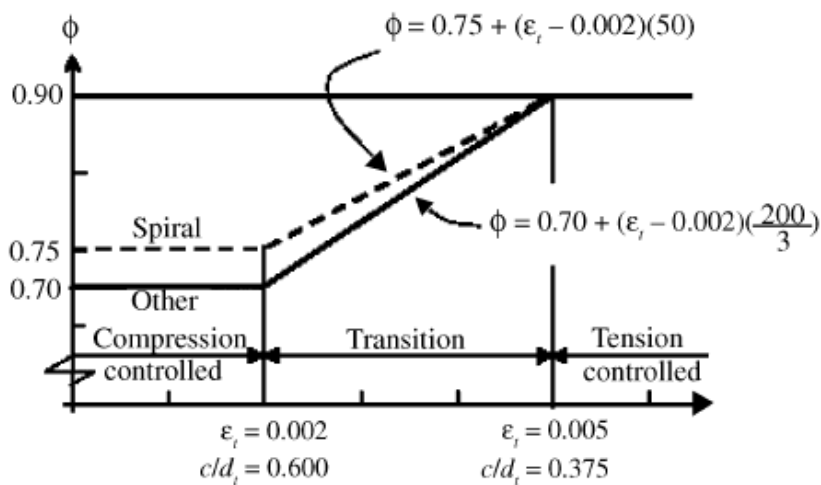
Figuur 31: Hoeveelheid trekwapening (mm²) in functie van betondruksterkte (MPa)

2.3.2 Wapeningspercentages

Volgens de Amerikaanse code wordt er ontworpen in 3 mogelijke spanningszones: de trekgecontroleerde zone, de overgangszone en de drukgecontroleerde zone. Afhankelijk van in welke zone men zich bevindt, wordt een andere sterktereductiefactor toegepast.

ACI beperkt de hoeveelheid trekwapening tot een maximaal wapeningsgehalte gelijk aan ρ_{max} . Dit wordt gedaan om voldoende ductiliteit te verzekeren. Om nu een zo economisch mogelijk ontwerp te garanderen, wordt er gestreefd een sectie te ontwerpen in een trekgecontroleerde spanningszone. Dit houdt in dat de staalrek de waarde van vijf promille minstens moet bereiken op het moment dat de betonstuk de drie promille bedraagt. Dit komt overeen met een wapeningsgehalte ρ_{tcl} . In dit geval mag voor de sterktereductiefactor ϕ de meest gunstige waarde van 0,9 genomen worden. Voor elke waarde van de staalrek beneden deze vijf promille, wordt de waarde voor ϕ bepaald door vergelijking (46), waarbij het minimum van ϕ gelijk is aan 0,70:

$$\phi = 0,7 + (\epsilon_t - 0,002) \frac{200}{3} \quad (46)$$



Figuur 32: Sterktereductiefactor in functie van staalrek en c/d voor 'grade 60' staal en voorspanstaal.

Het is belangrijk op te merken dat op buiging belaste onderdelen ontwerpen in de overgangszone niet economisch is. In dat geval is het voordeliger, indien de situatie het toelaat, de nuttige hoogte van het ontwerp te vergroten of het wapeningspercentage te verlagen tot de staalrek de waarde van vijf promille benadert [10]. De minimale waarde voor ϕ wordt bereikt in het geval dat de staalrek kleiner of gelijk is aan de rek waarbij het staal vloeit ($\epsilon_t = 2,1$ promille voor staalkwaliteit Grade 60) op het moment dat de betonstuik drie promille bereikt. De sectie bevindt zich hier in de druk-gecontroleerde spanningszone. De grens van dit gebied wordt bereikt bij een wapeningspercentage ρ_b . Deze gebalanceerde toestand staat reeds beschreven in onderdeel 1.1.7. Voor constructies onderworpen aan buiging wordt het maximale wapeningspercentage beperkt tot de waarde $0,75\rho_b$. Dit percentage komt overeen met een staalrek van vier promille en een betonstuik van drie promille. Figuur 33 toont de mogelijke wapeningspercentages met hun bijhorende sterktereductiefactoren. Hierbij moet opgemerkt worden dat deze indeling geldt voor trekwapening in 2 rijen. Indien er gewapend wordt in 1 rij, zullen de wapeningspercentages voor ρ_b en ρ_{ccl} samenvallen. Zoals reeds aangehaald, wordt de grens tussen de trek-gecontroleerde spanningszone en de overgangszone gekenmerkt door het wapeningsgehalte ρ_{tcl} . Hier geldt voor de staalrek dat deze groter of gelijk is aan 5 promille bij een betonstuik van 3 promille.

Omvormen van vergelijking (8) naar ρ geeft:

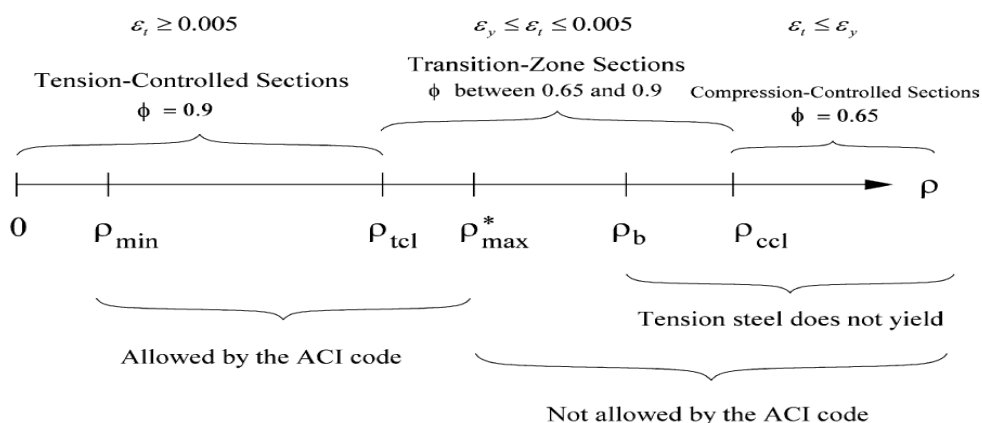
$$\rho = \frac{0,85 \beta_1 \cdot f'_c}{f_s} \frac{c}{d} \quad (47)$$

Aangezien zowel de staalrek (=vijf promille) als de betonstuik (= drie promille) gekend zijn, kan ook de waarde c/d bepaald worden.

$$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_t} = \frac{0,003}{0,003 + 0,005} = 0,375 \quad (48)$$

Substitueren van (48) in (47) geeft:

$$\rho_{tcl} = \frac{0,319 \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \quad (49)$$



Figuur 33: Gebruikelijke wapeningspercentages en bijhorende reductiefactoren volgens ACI 318 [17]

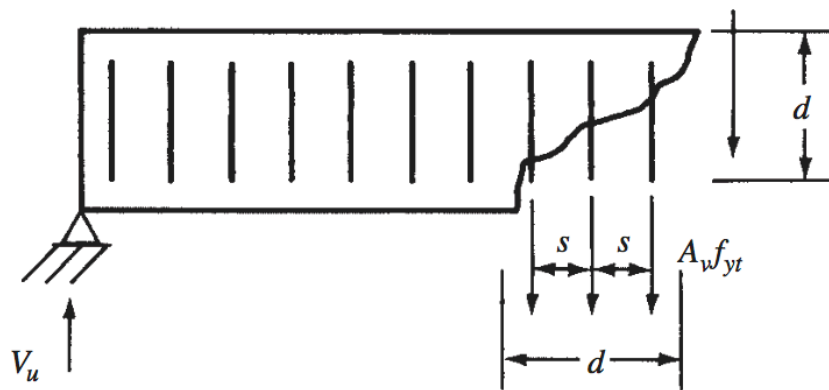
EC2 Van zijn kant zal zo ontwerpen opdat het staal zijn vloeigrens bereikt op het moment dat de maximale betonstuik van 3,5 promille bereikt wordt. Het beton en het staal worden optimaal gebruikt, wat leidt tot het meest economisch ontwerp. Maximale wapeningspercentages worden bepaald door de betondrukhoogte te beperken tot een maximale waarde van $0,617d$. Op deze manier wordt een maximaal wapeningspercentage

$\rho_{max} = 0,34 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$ bekomen. Bij overschrijden van dit percentage zal er moeten worden overgegaan naar dubbel gewapende doorsnedes.

Formules van minimale wapeningspercentages voor zowel ACI 318 en EC2 staan beschreven in sectie 1.1.6 met bijhorende formules. Een minimaal wapeningspercentage moet steeds aanwezig zijn ter beheersing van scheurvorming in gebieden waar trekspanningen te verwachten zijn of ten gevolge van krimp. Ook heeft deze wapening de bedoeling de ductiliteit van het beton te verhogen en brosse breuk te vermijden. Toepassen van de geschikte formule voor het praktijkvoorbeeld geeft de waarden van het minimaal wapeningspercentage volgens de Amerikaanse en de Europese code.

2.4 Dwarskracht

Voor de vergelijkende parameterstudie van de dwarskrachtcontrole zal er specifiek worden ingegaan op de bepaling van de benodigde dwarskrachtwapening. In onderdeel 1.2 uit de literatuurstudie is namelijk enkel ingegaan op de dwarskrachtweerstand van het beton. Beide ontwerpcodes gebruiken hetzelfde principe van de vakwerkanalogie voor de dwarskrachtcontrole. De werkwijze verschilt dus niet, echter de toepassing van bepaalde parameters levert enkele verschillen op. Deze parametrische verschillen zullen verduidelijkt worden samen met hun invloed op het verschil in maatgevendheid tussen beide codes. Voor de vergelijking wordt uitgegaan van verticale beugels voor de dwarskrachtwapening, en een scheurpatroon onder 45° (Figuur 34). Dit is de hoek tussen de drukschoren in het beton en de longitudinale trekwapening. Deze aanname is gemaakt aangezien deze hoek niet minder dient genomen te worden dan 25° volgens ACI 318 [4] alsook omdat verschillende dwarskrachtproeven een scheurpatroon onder 45° aantonen [6].



Figuur 34: Geometrische dwarskrachtwapeningsconfiguratie met d = de nuttige hoogte, s = de tussenafstand van de dwarskrachtwapening, A_v = de oppervlakte aan dwarskrachtwapening en f_{yt} = de staalvloei grens [10]

2.4.1 Dwarskrachtcapaciteit

Een eerste verschil tussen beide codes is terug te vinden in de bepaling van de dwarskrachtcapaciteit van een beschouwd element om de optredende dwarskracht op te vangen. Zo rekent EC2 dat de volledige optredende dwarskracht opgenomen dient te worden door de dwarskrachtwapening. ACI 318 daarentegen spreidt de dwarskrachtcapaciteit over de weerstand geleverd door het beton en de weerstand geleverd door de dwarskrachtwapening. EC2 rekent dus niet op de dwarskrachtweerstand van het beton bij het ontwerp van de dwarskrachtwapening. Hierin is EC2 dus conservatiever dan ACI318.

$$V_{u,EC2} \leq V_{Rd,s,EC2}$$

$$V_{u,ACI} \leq V_{Rd,s,ACI} + V_{Rd,c,ACI}$$

Hierin is:

- V_u = ontwerpwaarde voor de optredende dwarskracht;
- $V_{Rd,s}$ = de opneembare dwarskracht door de dwarskrachtwapening;
- $V_{Rd,c}$ = de opneembare dwarskracht door het beton.

2.4.2 Ontwerp dwarskrachtwapening

Wanneer er gekeken wordt naar de voorwaarde om dwarskrachtwapening te voorzien, kan duidelijk opgemerkt worden dat ACI 318 conservatiever is dan EC2. ACI 318 vereist namelijk dwarskrachtwapening wanneer de optredende dwarskracht reeds groter is dan 75% van de beton-dwarskrachtweerstand. ACI 318 werkt namelijk met een sterktereductiefactor $\phi = 0,75$ voor dwarskrachtontwerp:

$$V_{u,EC2} > V_{c,EC2}$$

$$V_{u,ACI} > \phi V_{c,ACI} \rightarrow V_{u,ACI} > 0,75 V_{c,ACI}$$

Zoals reeds aangegeven, moet er volgens ACI 318 rekening gehouden worden met de dwarskrachtweerstand van het beton bij de bepaling van de dwarskrachtwapening. In EC2 wordt hier geen rekening mee gehouden.

De dwarskrachtweerstand van de dwarskrachtwapening wordt algemeen als volgt bepaald:

$$V_{Rd,s} = \frac{d}{s} A_v f_{yt} \quad (50)$$

Uit vergelijking (50) kan vervolgens de vereiste tussenafstand van de wapening bepaald worden:

$$s = \frac{d A_v f_{yt}}{V_s} \quad (51)$$

Hierin verschilt V_s volgens beide ontwerpcodes. Zo zal ACI 318 rekening houden met de dwarskrachtweerstand van het beton V_c :

$$V_{s,ACI} = \frac{V_{u,ACI} - \phi V_{c,ACI}}{\phi} = 1,33 V_{u,ACI} - V_{c,ACI} \quad (52)$$

$$V_{s,EC2} = V_{u,EC2}$$

Volgens ACI 318 wordt de dwarskrachtweerstand gereduceerd met een reductiefactor ϕ die gelijk is aan 0,75 (paragraaf 1.1.2).

Voor de bepaling van de tussenafstand s volgens EC2, zal $V_{Rd,c}$ niet in rekening worden gebracht zoals bij ACI 318. De Europese normering zal dan ook niet werken met een schoorhoek $\theta = 45^\circ$, maar zal op basis van een maximaal opneembare dwarskrachtwaarde V_{max} een optimale schoorhoek bepalen:

$$\theta_{optimaal} \in [26,6^\circ; 45^\circ]$$

Op basis van deze schoorhoek zal EC2 vervolgens de beugeltussenafstand bepalen. De laagst mogelijke hoeveelheid wapening (=de grootst mogelijke tussenafstand s) wordt hierbij bekomen bij $\theta = 26,6^\circ$.

De invloed van dit verschil in aanpak (reductie van de wapeningscapaciteit door $V_c \leftrightarrow$ rekenen met $\theta_{optimaal}$), samen met het verschil in andere opgelegde beperkingen, zal verder worden onderzocht in onderdeel 3.3 van het hoofdstuk Ontwerptoeepassingen.

2.4.3 Minimum dwarskrachtwapening

De vereiste om een minimale hoeveelheid dwarskrachtwapening te plaatsen is in EC2 strenger dan in ACI 318. Zo zal er voor elementen, waarbij herverdeling van belastingen in de dwarsrichting niet mogelijk is, volgens EC2 steeds een minimale hoeveelheid dwarskrachtwapening geplaatst moeten worden [8]. Voor dezelfde elementen, ontworpen volgens ACI 318, is een minimale hoeveelheid aan dwarskrachtwapening slechts vereist wanneer de optredende dwarskracht groter is dan 37,5% van de dwarskrachtcapaciteit van het beton:

$$V_{u,ACI} > 0,5\phi V_{c,ACI} \rightarrow V_{u,ACI} > 0,375V_{c,ACI}$$

In het volgende item zullen de formules voor de minimumdwarskrachtwapening, volgens beide ontwerpcodes, langs elkaar gezet worden. Allereest zal de invloed van de vloeigrens f_{yt} bij een constante, praktisch vaak toegepaste, betondruksterkte f_{ck} van 30 MPa (deze voldoet aan de maximumeis volgens ACI 318, namelijk $\leq 70 \text{ MPa}$) (Figuur 35). Vervolgens zal de invloed afgeleid worden van de betondruksterkte f_{ck} op de vereiste minimumwapening bij een constante vloeigrens f_{yt} van 355 MPa (deze voldoet aan de maximumeis volgens ACI 318, namelijk $\leq 420 \text{ MPa}$) (Figuur 36).

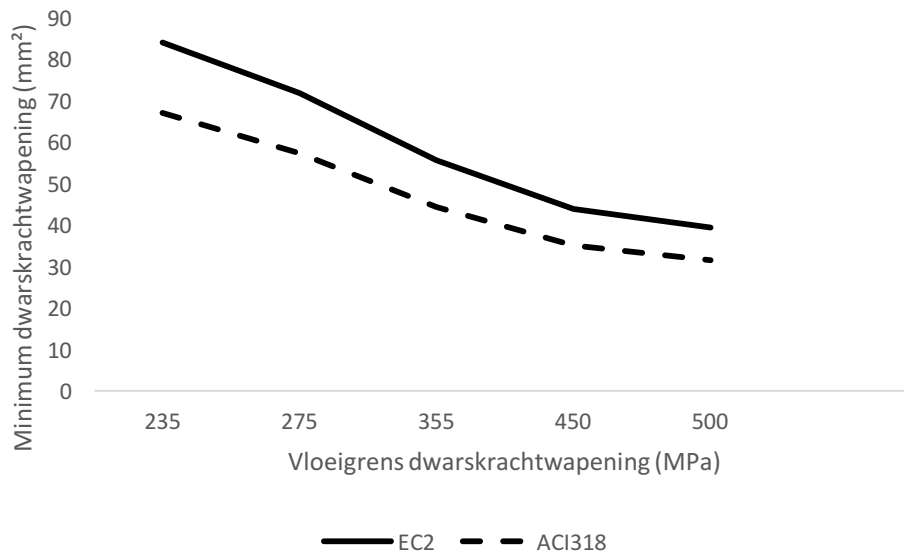
$$A_{v,min,ACI} = 0,0625 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yt}} b_w s \geq 0,35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (53)$$

$$A_{v,min,EC2} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yt}} b_w s \quad (54)$$

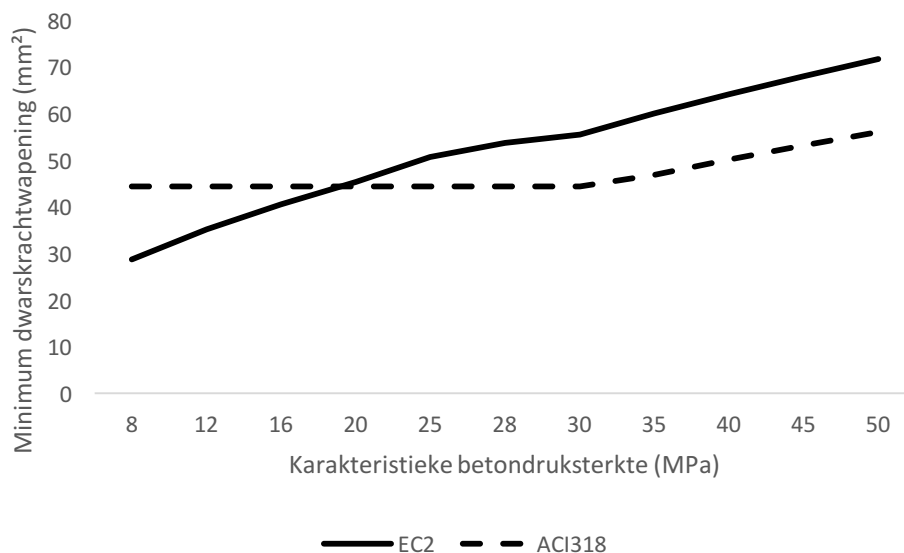
Om de invloed van zowel de betondruksterkte f_{ck} , als de vloeigrens van het staal f_{yt} in rekening te brengen, is er uitgegaan van een vaste balkconfiguratie met volgende eigenschappen:

- $b_w = 300 \text{ mm}$ (Breedte van de dwarsdoorsnede);
- $s = 150 \text{ mm}$ (Tussenafstand van de dwarskrachtwapening)¹;
- $d = 634 \text{ mm}$ (Nuttige hoogte);
- $h = 700 \text{ mm}$ (Totale hoogte);
- $c = 40 \text{ mm}$ (Betondekking).

¹ Tussenafstand voldoet aan de maximumeisen volgens beide ontwerpcodes: volgens ACI 318 moet gelden dat $s < 0,5d$ en volgens EC2 dat $s < 0,75d$



Figuur 35: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC92 en ACI 318 in functie van de vloeigrens bij $f_{ck}=30$ MPa



Figuur 36: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte bij $f_{yk}=355$ MPa.

Uit Figuur 35 kan afgeleid worden dat, onafhankelijk van de vloeigrens, de voorgeschreven minimum dwarskrachtwapening volgens EC2 steeds groter is dan deze volgens ACI 318. Daarentegen bij een constante vloeigrens en een betondruksterkte kleiner dan 20 MPa zal de voorgeschreven minimum dwarskrachtwapening volgens ACI 318 groter zijn (Figuur 36). Als algemeen besluit voor het ontwerp van dwarskrachtwapening met verticale beugels kan gesteld worden dat EC2 conservatiever is dan ACI 318. Zo zal EC2 de dwarskrachtcapaciteit van het beton niet in rekening brengen bij de bepaling van de dwarskrachtwapening. Hiernaast zal de voorgeschreven minimum dwarskrachtwapening vanaf een betondruksterkte van 20 MPa ook steeds groter zijn dan deze volgens ACI 318.

2.5 Doorbuiging

In de literatuurstudie over doorbuigingscontrole zijn reeds de algemene principes en formules toegelicht. Zo werken beide ontwerpcodes op basis van twee mogelijke controlesystemen:

- Zonder doorbuigingsberekening, maar door middel van het gebruik van een minimale dikte;
- Met een specifieke doorbuigingsberekening die voldoet aan een maximale doorbuigingseis.

In dit onderdeel zal de Amerikaanse en Europese berekeningsmethode langs elkaar gezet worden om verschillen in maatgevendheid op te sporen.

2.5.1 Doorbuigingscontrole op basis van geometrische eisen

Beide ontwerpcodes voorzien minimale geometrische eisen die bepaald zijn op basis van proeven en ervaring. Deze waarden verzekeren doorbuigingen die beperkt blijven zodat schade aan aansluitende elementen, zoals wanden, worden voorkomen. Bij toepassing van deze waarden, op een betreffende configuratie, is dan ook geen doorbuigingscontroleberekening meer vereist.

De geometrische eisen volgens beide ontwerpcodes verschillen echter. Zo voorziet EC2 een minimale waarde voor de nuttige hoogte d , terwijl ACI 318 minimale totale hoogtes h van de sectie voorschrijft (Tabel 8 en Tabel 9). Hierbij geeft EC2 bovendien een interval van waarden, afhankelijk van de aanwezige longitudinale trekwapening.

In Figuur 37 worden de geometrische eisen voor balken met een lengte van 3 meter volgens beide ontwerpcodes langs elkaar gezet. Voor de waarden volgens EC2 is er uitgegaan van een gemiddeld longitudinaal wapeningsgehalte van 0,5%. Dit geldt voor beton onder lage spanning (waarden met de kleinste slankheid).

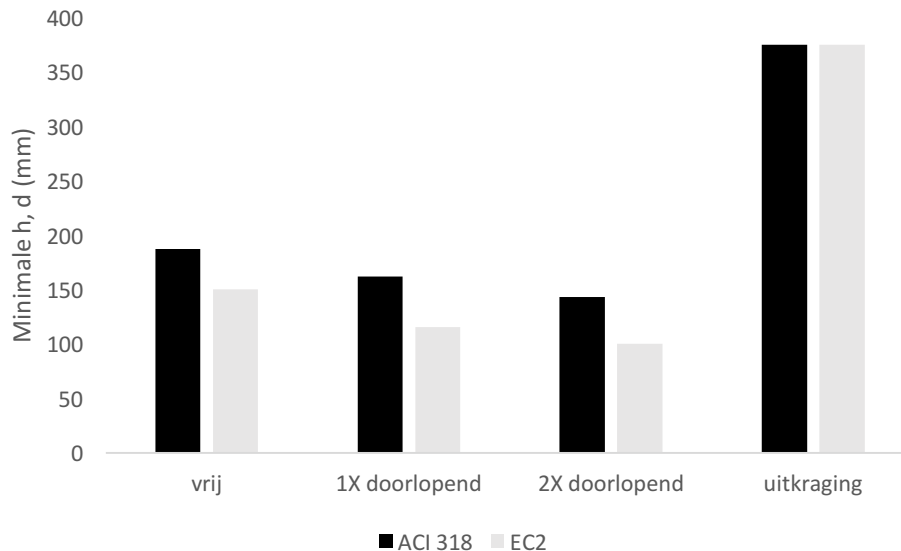
De eis voor een vrij opgelegde balk, volgens EC2, is een minimale nuttige hoogte gelijk aan $\frac{l}{20}$.

Voor ACI 318 is er één voorgeschreven waarde voor de totale hoogte gelijk aan $\frac{l}{16}$. De minimale nuttige hoogte volgens EC2 is hier 20% kleiner dan de minimale totale hoogte volgens ACI 318. Aangezien gemiddeld gerekend wordt dat de nuttige hoogte 10% kleiner is dan de totale hoogte kan gesteld worden dat ACI 318 licht conservatiever rekt. Dit besluit is echter niet sluitend, aangezien de nuttige hoogte sterk kan fluctueren naargelang de longitudinale wapening.

Voor een aan één of twee kanten doorlopende balk zal ACI 318 een minimale totale hoogte opleggen die 30% groter is dan de minimale nuttige hoogte volgens EC2. Hier rekt ACI 318 dus nog iets conservatiever. Echter is dit besluit opnieuw niet 100% sluitend om dezelfde reden als hierboven vermeld.

Bij balken in uitkraging valt echter wel onmiddellijk op dat EC2 conservatiever is dan ACI 318. De Europese norm legt namelijk eenzelfde minimale waarde op voor de nuttige hoogte, als ACI 318 voor de totale hoogte.

Er kan dus besloten worden dat EC2 conservatiever is voor de minimale geometrische eis voor balken in uitkraging. Voor vrij opgelegde balken en balken aan een of twee zijden doorlopend, zijn de eisen eerder gelijkend met mogelijk een iets conservatievere benadering volgens ACI 318.



Figuur 37: De minimale geometrische vereisten voor balken (mm), volgens ACI 318 en EC2, indien geen doorbuigingsberekening wordt uitgevoerd.

2.5.2 Doorbuigingscontrole op basis van berekening

Wanneer geen gebruik wordt gemaakt van de voorgeschreven geometrische eisen, zal er een doorbuigingsberekening moeten uitgevoerd worden ter controle. Deze zal vervolgens afgetoetst worden met een maximaal toegelaten waarde die verschilt naargelang de ontwerpcode. EC2 voorziet maximale waarden voor de doorbuiging op lange termijn. De doorbuiging dient dan ook berekend te worden onder permanente aanwezige belasting (Tabel 11). ACI 318 daarentegen schrijft voor de onmiddellijke doorbuiging maximale waarden voor. Deze doorbuiging dient dan ook berekend te worden onder mobiele belasting (Tabel 10). De maximaal toelaatbare doorbuigingen, voorgeschreven door ACI 318, zijn dan ook groter dan deze voor EC2 aangezien deze door elasticiteit op lange termijn voor een deel teruggewonnen zullen worden.

Wanneer er voor beide ontwerpcodes naar de berekeningsprocedure wordt gekeken, bleek uit de literatuurstudie dat er reeds verschillen aanwezig zijn op gebied van de berekening van de traagheidsmomenten (Hoofdstuk 1.3.6), alsook op gebied van de bepaling van de lange termijn effecten van krimp en kruip (Hoofdstuk 1.3.7). De invloed van deze aspecten op de maatgevendheid zullen nader belicht worden in de concrete uitwerking van ontwerptoeepassingen (Hoofdstuk 3.4).

2.6 Scheurwijdte

Reeds bij spanningsniveau's in de trekwapening van 20 MPa ontstaan scheurtjes in de getrokken zone van het beton. Vanwege de vele nadelige gevolgen die er kunnen optreden, is de scheurbeheersing even belangrijk als de beheersing van de doorbuiging bij constructies onderhevig aan buiging. Vandaar dat er zowel in ACI als in EC2 veel aandacht wordt besteedt aan de controle van de scheurwijdte. ACI heeft hiervoor zelfs een eigen code voorzien namelijk de ACI 224. Dit deel van de parameterstudie zal zich enkel toespitsen op scheurtjes veroorzaakt door buig- en trekspanningen ook al kunnen krimp, afschuiving, torsie en temperatuurschommelingen eveneens de oorzaak zijn van scheurtjes.

2.6.1 Scheurwijdte volgens ACI 224

Reeds vele vergelijkingen zijn opgesteld voor het voorspellen van de scheurwijdte voor constructies onder invloed van buiging. Onder scheurbeheersing verstaat men het berekenen van de waarschijnlijke scheurwijdte en het dimensioneren van de structurele elementen

opdat de berekende scheur minder bedraagt dan de vooraf gedefinieerde waarde. De empirische Gergely-Lutz formule, verkregen via regressie-analyse, vertoonde de meeste overeenkomsten met de bestaande testgegevens. Vandaar dat formule (39) nu de maatstaf is voor het berekenen van de maximale breedte van de scheuren. De belangrijkste parameter in deze formule is de staalspanning. Deze wordt uitgerekend met gebruiksbelastingen (belastingsfactoren zijn gelijk aan 1). ACI 318 neemt specifieke maatregelen voor het beperken van buigscheuren in balken en in één richting gewapende platen. Na verdere analyse van de belangrijkste factoren die de vorming van scheuren beïnvloeden, bekomt men volgende conclusies:

- Scheurwijdte onder gebruiksbelasting is evenredig met de staalspanning. Vandaar dat scheurbeheersing belangrijk is bij gebruik van staal met een vloeigrens hoger dan 280 MPa. Een goede detaillering leidt tot een goede scheurbeheersing, zelfs indien voor staal met een vloeigrens van 420 MPa gekozen is.
- Onderzoek toont aan dat parameters zoals de betondekking en de staafafstanden de scheurwijdte beïnvloeden. Aangezien het verhogen van deze parameters een negatieve invloed heeft, worden hier beperkingen opgelegd. Zo is het voordeliger te kiezen voor meerdere wapeningsstaven met kleine tussenafstanden in plaats van een kleiner aantal staven met grote tussenafstanden [16].

De maximale scheurwijdtes die als acceptabel worden beschouwd variëren van 0,10 tot 0,41 mm, afhankelijk van de functie van de constructie en de omgevingsomstandigheden. Lage waarden voor maximale scheurwijdtes worden opgelegd voor constructies blootgesteld aan zeer agressieve omgevingen zoals chemicaliën en dooizouten. ACI Comité 224 voorziet een aantal waarden van toelaatbare scheurwijdtes per situatie, deze waarden worden weergegeven in Tabel 21.

Tabel 21: Waarden van maximale scheurwijdte volgens ACI

Blootstellingsconditie	Scheurwijdte (mm)
Droge lucht of beschermingsmembraan	0,41
Vocht, vochtige lucht, grond	0,3
Chemicaliën	0,18
Zeewater, bevochtigen en drogen	0,15
Waterkerende muren	0,1

2.6.2 Scheurwijdte volgens EC2

Net zoals ACI doet ook EC2 scheurberekeningen in een gebruiksgrenstoestand, meer bepaald in de quasi- permanente gebruiksgrenstoestand (GGT-Q). Dit betekent dat voor deze berekening enkel rekening gehouden wordt met de quasi-permanente belastingen. Concreet betekent dit dat EC2 geen rekening houdt met sneeuw- en windbelastingen voor de bepaling van de scheurwijdte. Dit komt door het feit dat de psi-factor ψ_2 in vergelijking (55) gelijk wordt verondersteld aan 0 voor deze belastingen.

$$q_{GGT-Q} = \sum_{j \leq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i < 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (55)$$

Het is met deze quasi-permanente belasting, berekend in bovenstaande formule, waarmee de karakteristieke scheurwijdte ten gevolge van buiging of trek bepaald wordt. Ook door andere oorzaken zoals plastische krimp of expansieve chemische reacties in het verharde beton

kunnen scheuren ontstaan. Deze scheuren kunnen onaanvaardbaar groot zijn maar het voorkomen en het beheersen ervan valt buiten het toepassingsgebied van deze parameterstudie. Verder vereist EC2 dat scheurvorming beperkt moet worden tot een niveau dat geen afbreuk doet aan de goede werking van de structuur en dient de structuur esthetisch aanvaardbaar blijft. Afhankelijk van het type voorspanning en van de milieuklasse leggen de Europese normen een maximale waarde op voor de toelaatbare scheurwijdte, deze worden weergegeven in Tabel 22.

Tabel 22: Aanbevolen waardes voor de maximale scheurwijdte volgens EC2. [8]

Milieuklasse	Gewapende en voorgespannen elementen met voorspanning zonder aanhechting	Voorgespannen elementen met voorspanning met aanhechting
	quasi-blijvende belastingscombinatie	vaak voorkomende belastingscombinatie
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		decompressie
<p>OPMERKING 1 Voor de milieuklassen X0 en XC1 heeft de scheurwijdte geen invloed op de duurzaamheid; deze grens is gesteld om een acceptabel uiterlijk te verzekeren. Bij afwezigheid van voorwaarden ten aanzien van het uiterlijk mag deze beperking zijn afgezwakt.</p> <p>OPMERKING 2 Voor deze milieuklassen behoort, aanvullend, decompressie onder de quasi-blijvende belastingscombinatie te zijn gecontroleerd.</p>		

2.6.2.1 Minimale wapening voor scheurbeheersing

Net zoals de Amerikaanse norm, legt ook de Europese norm beperkingen op om scheurvorming te beheersen. Afhankelijk van de maximale staafdiameter of –afstand wordt de waarde van de staalspanning beperkt. Formule (19) is opgesteld voor de minimale wapening voor scheurbeheersing te bepalen. Indien er geen scheurwijdtebeperking wordt opgegeven, mag voor deze formule de staalspanning σ_s gelijk genomen worden aan de vloeispanning σ_{fyk} . Als scheurwijdtebeperking wel vereist is, kan met behulp van Tabel 23 en Tabel 24 de maximaal optredende staalspanning bepaald worden.

Tabel 23: Maximale staafdiameter voor scheurbeheersing [8]

Staalspanning ² (MPa)	Maximale staafdiameter (mm)		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–
<p>OPMERKING 1 De waarden in de tabel zijn gebaseerd op de volgende aannamen: $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ en $k' = 1,0$.</p> <p>OPMERKING 2 Onder de van toepassing zijnde belastingscombinaties.</p>			

Tabel 24: Maximale staafafstand voor scheurbeperving [8]

Staalspanning ² (MPa)	Maximale staafafstand (mm)		
	w _k = 0,4 mm	w _k = 0,3 mm	w _k = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Voor de opmerkingen zie tabel 7.2N.

In bovenstaande tabellen moet gebruik gemaakt worden van een gecorrigeerde wapeningsdiameter ϕ_s om de maximumstaafdiameter ϕ_s^* te bepalen. Het is deze gecorrigeerde diameter die men moet gebruiken om de maximale staalspanning uit Tabel 23 te bepalen. Indien de doorsnede onderhevig is aan buiging en dus minstens een deel onderhevig is aan druk, moet men vergelijking (56) toepassen, in het geval van axiale centrische trek is formule (57) van toepassing. Hierbij is h_{cr} de hoogte van de trekzone onmiddellijk voor het scheuren.

$$\phi_s = \phi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \quad (56)$$

$$\phi_s = \phi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (57)$$

2.6.3 Bepalende parameters

Bij het analyseren van de formules ter bepaling van de scheurwijdte volgens ACI 224 en EC2, bekomen we 3 grote parameters die het resultaat beïnvloeden. Enkel de eerste twee parameters worden hier behandeld aangezien de staalspanning afhankelijk is van verschillende andere factoren.

- Betondekking,
- Staafafstand,
- Staalspanning.

De bekomen resultaten zijn uitgewerkt voor een opgelegde balk met volgende eigenschappen.

Tabel 25: Eigenschappen van balk

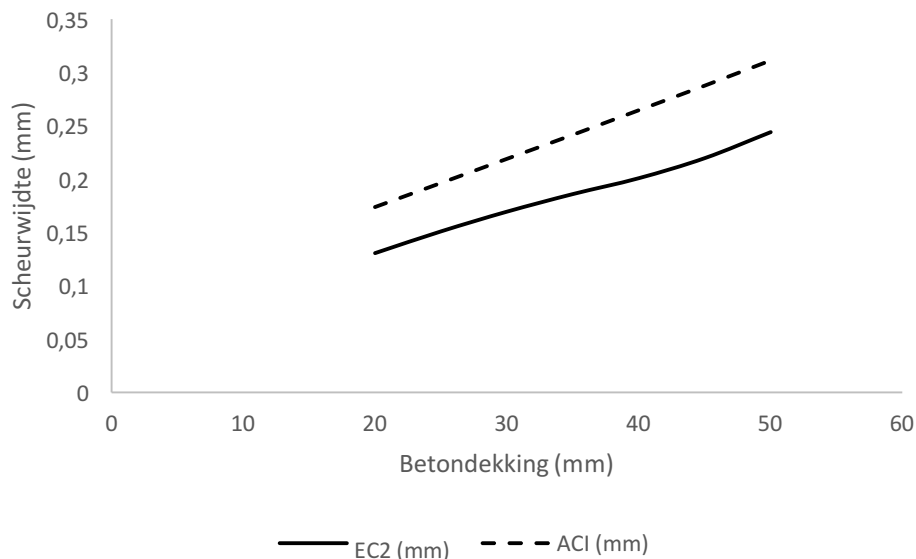
Permanente last G	25 kN/m
Mobiele last Q	10 kN/m
Ontwerpwaarde buigmoment ACI M_u (unfactored loads)	157,5 kNm
Ontwerpwaarde buigmoment EC2 M_{ed} (GGT-Q)	126 kNm
Overspanning L	6 m
Hoogte h	600 mm
Breedte b	600 mm
Afstand meest getrokken vezel-zwaartepunt trekwapening d_1	60 mm
Staalkwaliteit	420 MPa
Betonkwaliteit f_{ck}	30 MPa

2.6.3.1 Betondekking

De betondekking is een belangrijke parameter in het berekenen van de scheurwijdte. Volgens EC2 wordt de maximale scheurafstand $S_{r,max}$, die recht evenredig is met de scheurwijdte, berekend met behulp van de betondekking. Ook volgens de Amerikaanse normen heeft de dikte van de dekking op het beton een negatieve invloed op de grootte van de berekende scheur. Uit formule (39) blijkt dat de scheurwijdte onder meer bepaald wordt door de parameters A en d_c , deze parameters zijn op hun beurt afhankelijk van de betondekking aangezien $d_c (=d_1)$ de afstand is van de uiterst getrokken vezel tot aan het zwaartepunt van de trekwapening. Zowel volgens de Amerikaanse en de Europese normering is de minimale betondekking afhankelijk van de omgevingsklasse en de staafdiameter. Hier wordt nog verder op ingegaan in de uitwerking van de praktische voorbeelden. Figuur 38 toont het verband tussen de scheurwijdte en de betondekking voor beide codes. Hier is te zien dat er een merkbaar verschil zit in de bekomen resultaten met in het algemeen hogere bekomen resultaten volgens de Gergely-Lutz formule van ACI. In Tabel 26 worden de numerieke waarden van de scheurwijdte getoond voor beide codes. Hieruit blijkt dat de resultaten van de scheurwijdte voor ACI zo'n 30% hoger liggen dan deze van EC2.

Tabel 26: Berekening scheurwijdte bij variërende betondekking

Betondekking (mm)	EC2 (mm)	ACI (mm)	ACI/EC2 (%)
20	0,13	0,17	133
25	0,15	0,20	130
30	0,17	0,22	129
35	0,19	0,24	130
40	0,20	0,26	132
45	0,22	0,29	131
50	0,24	0,31	127



Figuur 38: Scheurwijdte (mm) in functie van betondekking (mm)

2.6.3.2 Staafafstand

Een tweede belangrijke parameter is de staafafstand die samenhangt met de staafdiameter. Omdat er telkens gestreefd wordt naar eenzelfde hoeveelheid trekwapening, zal voor het verlagen van de staafafstand ook een verlaging van de staafdiameter noodzakelijk zijn.

Daarom zijn combinaties van staafafstanden en staafdiameters zodanig gekozen waardoor de totale hoeveelheid wapening nagenoeg constant blijft. Voor ACI wordt de minimale vrije ruimte tussen afzonderlijke evenwijdige staven gelijkgesteld aan de staafdiameter en deze mag niet kleiner zijn dan 25 mm. De maximale staafafstand voor de trekwapening varieert en mag niet groter zijn dan:

$$s_{max} = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 c_c \quad (58)$$

Hierin is:

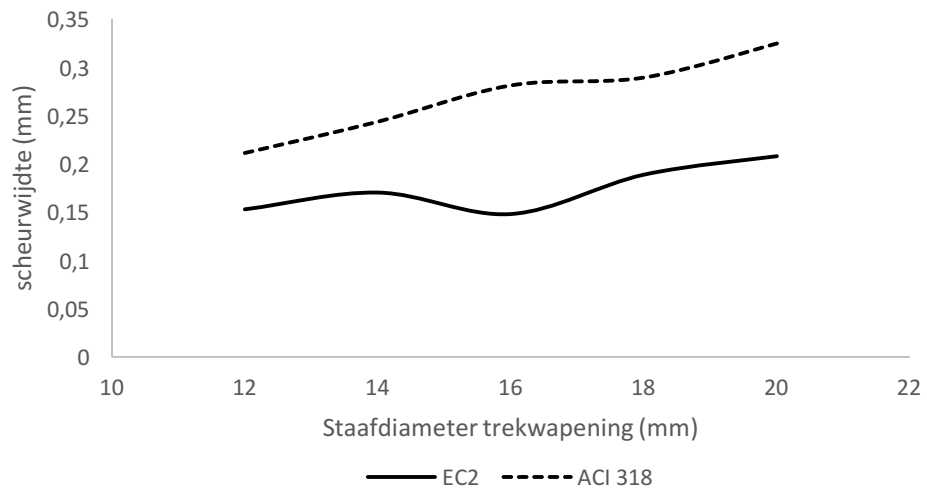
- s = Maximale tussenafstand van trekwapening (mm)
- f_s = Staalspanning in trekspanning gebaseerd op de gebruiksbelasting (N/mm²)
- c_c = Betondekking (mm)

EC2 legt een minimale waarde van de staafafstand op die de maximale waarde is van de staafdiameter of van de korreldiameter +5 mm. De tussenafstand van de trekwapening kan best beperkt worden tot $5(c + \frac{\phi_s}{2})$. Bij overschrijding van deze waarde zal voor $S_{r,max}$ met een ongunstigere waarde gerekend moeten worden zoals in formule (37) beschreven staat.

Tabel 27: Berekening scheurwijdte bij variërende staafdiameter en -afstand

Staafdiameter en -afstand (mm)	EC2 (mm)	ACI (mm)	ACI/EC2 (%)
ϕ 12-40 ($A_s = 1243$)	0,15	0,21	140
ϕ 14-60 ($A_s = 1231$)	0,17	0,24	141
ϕ 16-70 ($A_s = 1407$)	0,15	0,28	187
ϕ 18-110 ($A_s = 1272$)	0,19	0,29	153
ϕ 20-150 ($A_s = 1256$)	0,21	0,32	152

Een opvallende trend die Figuur 39 vertoont, is het grote verschil tussen beide normeringen. Meteen val op dat op vlak van berekening van scheurwijdte, de Amerikaanse normering conservatiever is dan de Europese. Dit verschil wordt ook groter naarmate er gekozen wordt voor een grotere staafdiameter en- afstand. Waar bij kleine diameters van 12 mm ACI tot 40% strenger is, is dit al meer dan 50% bij diameters van 20 mm. In het geval waar gewerkt wordt met een staafdiameter van 16 mm is vooral bij EC2 een grote afwijking naar beneden zichtbaar. Deze afwijking is te wijten aan het feit dat met deze staafdiameter de wapeningshoeveelheid te fel naar boven afwijkt wat een gunstig effect heeft op de scheurwijdte.



Figuur 39: Scheurwijdte (mm) in functie van staafdiameter en -afstand (mm)

3 Ontwerptoepassingen

3.1 Balkeigenschappen

In dit onderdeel zal door middel van praktisch isostatisch balkontwerp onder enkelvoudige buiging getracht worden een beeld te schetsen van het verschil in conservativiteit tussen EC2 en ACI 318. Zoals in de theoretische parameterstudie zal dit gebeuren voor de vier volgende ontwerpcontroles:

- Buigmomentcontrole (bepaling van de nodige buigwapening),
- Dwarskrachtcontrole (bepaling van de nodige dwarskrachtwapening),
- Doorbuigingscontrole,
- Scheurwijdtecontrole.

Voor deze praktische controle zijn telkens rekenbladen opgesteld in Excel, waarin de ontwerpprocedures volgens beide ontwerpcodes werden geprogrammeerd. Vervolgens zijn er acht reeksen van tien isostatische balken, belast onder enkelvoudige buiging, onderworpen aan deze vier controles.

Hierbij is er rekening gehouden met de manier van toepassing van materiaal –en belastingsfactoren die volgens beide ontwerpcodes verschilt. Zo zijn de belastingsfactoren voorgeschreven door ACI groter dan deze volgens NBN EN 1992. Hierdoor ligt de ontwerpwaarde voor het solliciterende buigmoment en de solliciterende dwarskracht hoger voor het ontwerp in ACI. Voor ontwerp is er telkens 1 mobiele en 1 permanente last opgelegd. De volgende algemene eigenschappen zijn voor de isostatische balken in beide ontwerpstrategieën identiek:

- Balkhoogte $H = 600$ mm,
- Balkbreedte $B = 400$ mm,
- Balklengte $L = 6$ m,
- Nuttige hoogte $d = 552$ mm,
- Betondekking $c = 30$ mm,
- Staafdiameter momentwapening $\phi_s = 20$ mm,
- Staafdiameter dwarskrachtwapening $\phi_{beugel} = 8$ mm,
- Betondruksterkte $f_{ck} = 30$ MPa,
- Staalkwaliteit S400 $f_{yk} = 400$ MPa,
- Permanente belasting $G = 37$ kN/m,
- Mobiele belasting $Q = 10$ kN/m.

Aangezien ACI een limiet oplegt voor de staalkwaliteit, namelijk een maximale vloeigrens van 420 MPa, is er gekozen om te ontwerpen met staalkwaliteit S400. Op deze manier wordt deze limiet, opgelegd volgens ACI, niet overschreden en kan er een representatieve vergelijking gemaakt worden tussen beide ontwerpcodes.

Naast deze algemene ontwerpparameters zullen er voor de scheurwijdte –en doorbuigingscontrole ook enkele specifieke parameters voorgeschreven worden. Deze zullen aangehaald worden in desbetreffende onderdelen.

Naast het verschil in conservativiteit tussen beide ontwerpcodes zal ook de invloed van acht verschillende ontwerpparameters op dit verschil aangetoond worden. Hiervoor is er geopteerd telkens acht reeksen van tien isostatische balken te ontwerpen, belast onder enkelvoudige buiging, waarbij in elke reeks telkens een van de volgende acht ontwerpparameters (Tabel 28) systematisch zal aangepast worden, terwijl de andere ontwerpparameters constant zullen worden gehouden.

Tabel 28: Systematisch gewijzigde ontwerpparameter per reeks van tien balken

Balkreeks	Variërende ontwerpparameter
Reeks 1	Balkbreedte B
Reeks 2	Balkhoogte H
Reeks 3	Balklengte L
Reeks 4	Betondruksterkte f_{ck}
Reeks 5	Permanente belasting G
Reeks 6	Mobiele belasting Q
Reeks 7	Betondekking c
Reeks 8	Staafdiameter momentwapening ϕ_s

3.2 Buigmoment

3.2.1 Rekenblad

In wat volgt worden de berekeningen die toegepast zijn in de rekenbladen weergegeven. Een belangrijke opmerking hierbij is dat de resultaten, bekomen volgens ACI 318, verkregen zijn door gebruik te maken van een rechthoekig spanningsdiagram. De berekeningen volgens de Europese normering zijn gedaan door het toepassen van een parabool-rechthoekig diagram. Tenslotte is er, aangezien de te vergelijken ontwerpcodes verschillende belastingsfactoren hebben, gebruikt gemaakt van karakteristieke belastingen. Gezien de belastingsfactoren van ACI 318 het grootst zijn, zal hier dus met de grootste ontwerpbelasting gerekend worden.

EC2

1. Specifieke ontwerpparameters

Aangezien de Europese ontwerpcode werkt met de toepassing van veiligheidsfactoren op de materiaalkarakteristieken, zijn er extra parameters te voorzien ten opzichte van de Amerikaanse ontwerpcode. Namelijk de veiligheidsfactoren toegepast op de karakteristieke waarden voor de materiaalsterktes. Na toepassing van deze veiligheidsfactoren worden de ontwerpwaardes voor materiaaleigenschappen bekomen.

Ontwerpwaarde betondruksterkte:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (59)$$

Ontwerpwaarde staalsterkte:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (60)$$

Materiaalfactoren:

- Veiligheidsfactor karakteristieke betondruksterkte $\gamma_c = 1,5$;
- Factor inzake langeduureffect op betonkwaliteit $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Veiligheidsfactor karakteristieke staalvloei grens $\gamma_s = 1,15$.

2. Nuttige hoogte

De nuttige hoogte d stelt de afstand voor tussen het zwaartepunt van de trekwapening en de meest samengedrukte vezel van het beton. Deze kan best zo hoog mogelijk gehouden worden en heeft een positief effect op de sterkteberekeningen.

$$d = h - c - \frac{\phi_s}{2} - \phi_{beugel}$$

3. Optredend moment

Buigmomenten en de bijhorende buigwapening worden volgens EC2 bepaald in UGT-B. Aangezien de beschouwde balken isostatisch opgelegd zijn, kan het buigmoment eenvoudig met behulp van formule (62) bepaald worden.

$$Q_{UGT-B} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (61)$$

$$M_{EC2} = \frac{Q_{UGT-B} l^2}{8} \quad (62)$$

4. Gereduceerd moment en hefboomsarm

Eenmaal het optredend moment bepaald is, kan via formule (63) het gereduceerd moment μ_d berekend worden. Met behulp van dit gereduceerd moment en Bijlage: Table for ULS design, is het mogelijk om via lineaire interpolatie de hefboomsarm ζ te bepalen.

$$\mu_d = \frac{M_{UGT-B}}{bd^2 f_{cd}} \quad (63)$$

5. Hoeveelheid buigwapening

Na bepaling van de hefboomsarm is men in staat de vereiste hoeveelheid trekwapening te bepalen.

$$A_s = \frac{M_{UGT-B}}{\zeta d f_{yd}} \quad (64)$$

ACI 318

1) Nuttige hoogte

Deze berekening gebeurt op dezelfde manier als volgens EC2.

$$d = h - c - \frac{\phi_s}{2} - \phi_{beugel}$$

2) Optredend moment

Buigmomenten worden volgens ACI berekend in uiterste grenstoestand. Voor de gevallen met 1 mobiele belasting kan de totale belasting en het daarbij horende optredend moment (66) eenvoudig gevonden worden.

$$Q_{UGT} = 1,4 P + 1,7 Q \quad (65)$$

$$M_{ACI} = \frac{Q_{UGT} l^2}{8} \quad (66)$$

3) Wapeningspercentage

Na opstellen van het translatie-evenwicht voor een rechthoekig spannings-rekdiagram wordt formule (67) bekomen. Deze formule kan omgevormd worden naar het wapeningspercentage ρ en staat beschreven in vergelijking (68). In deze berekening wordt de sterktereductiecoëfficiënt ϕ verondersteld gelijk te zijn aan 0,9, wat neerkomt op een 'tension-controlled' ontwerp.

$$M_u = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_c'} \right) \quad (67)$$

$$\rho = \frac{-0.85(\sqrt{b f_c' \phi (b d^2 f_c' \phi - 2.353 M_u)} + b d f_c' \phi}{b d \phi f_y} \quad (68)$$

4) Sterktereductiefactor en buigwapening

Zoals in paragraaf 1.1.5 beschreven, is ϕ afhankelijk van de bijhorende staalrek die afhankelijk is van de betondrukhoogte (voorgesteld door c in ACI). De berekening van de factoren a en c wordt uitgevoerd met respectievelijk formule (69) en (70).

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \quad (69)$$

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (70)$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} (0,003) \quad (71)$$

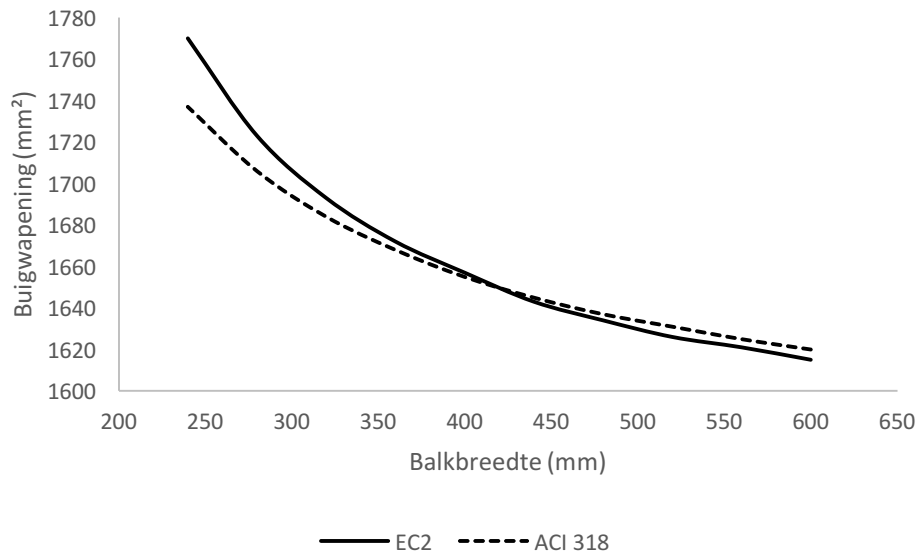
Indien blijkt dat we te maken hebben met een 'compression-controlled' ontwerp of een ontwerp in de overgangszone, wordt de nieuwe waarde van a berekend waarin de vloeispanning f_y vervangen wordt door de effectieve staalspanning. Met deze nieuwe waarde voor a wordt een nieuwe waarde voor de staalrek en voor ϕ berekend wat dus ook een nieuwe waarde voor ρ oplevert. Met dit uiteindelijk wapeningspercentage wordt de vereiste buigwapening bepaald via vergelijking (72).

$$A_s = \rho b d \quad (72)$$

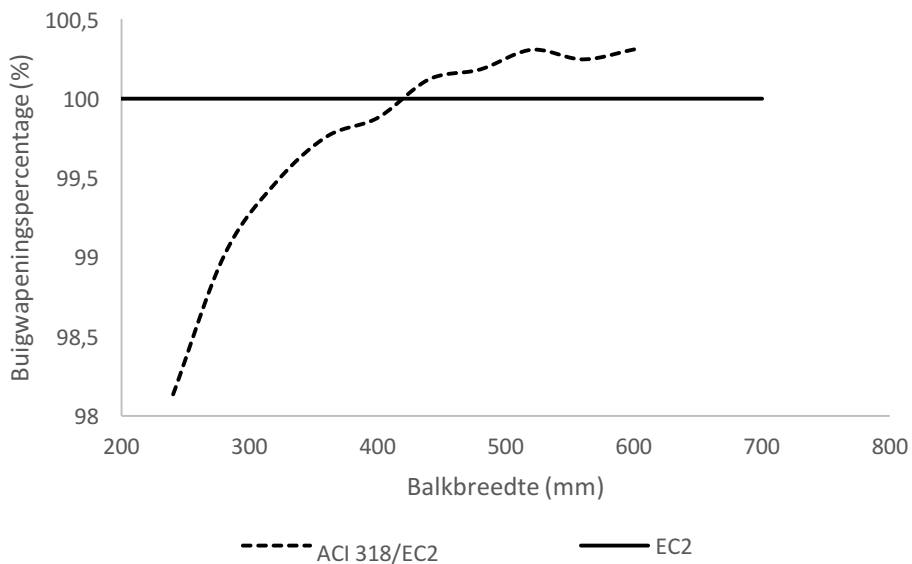
3.2.2 Resultaten

Balkreeks 1

In Figuur 40 is de buigwapening weergegeven in functie van de breedte van de balk. Hierbij valt op dat EC2 een grotere buigwapening voorziet bij kleine breedtes. Bij een waarde tussen 400 en 500 mm voor de breedte, is er een omslagpunt waar gelijke buigwapeningen verkregen worden. Na dit omslagpunt is ACI strenger op gebied van buigwapening maar dit verschil stagneert. Aan de schaalverdeling van Figuur 40 is zichtbaar dat de verschillen tussen beide codes erg miniem zijn. Daarom wordt in Figuur 41 de verhouding van de hoeveelheid buigwapening volgens ACI 318 en EC2 weergegeven. Op deze manier kunnen de verschillen tussen beide eindresultaten eenvoudiger opgemerkt worden.



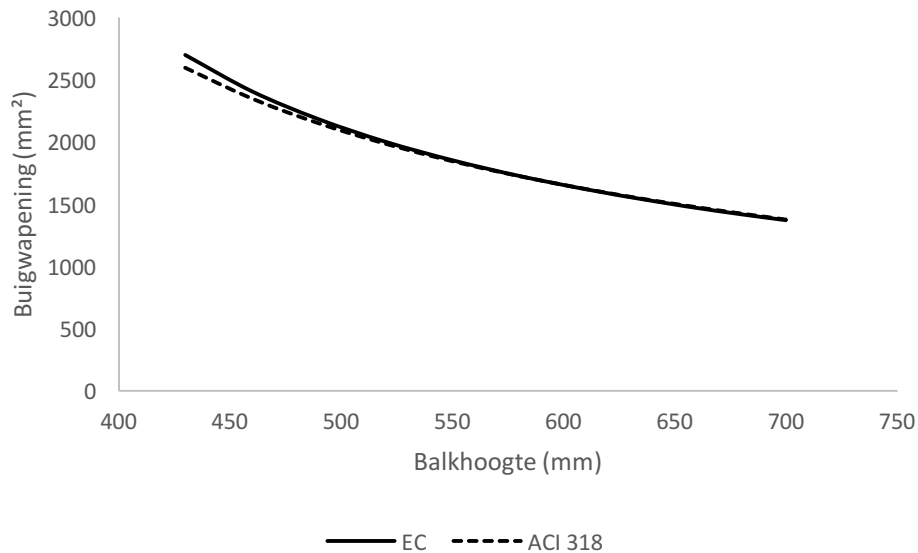
Figuur 40: Buigwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van balkbreedte (mm)



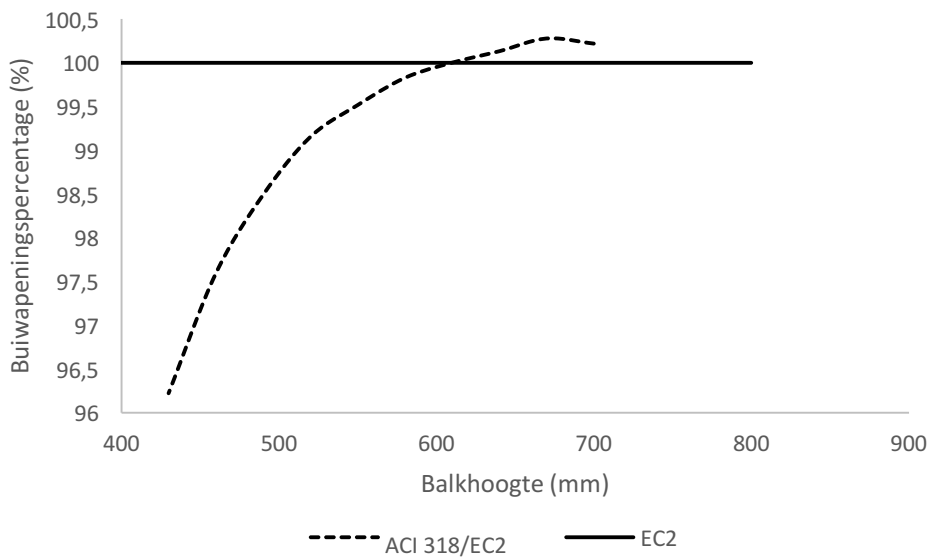
Figuur 41: Buigwapeningspercentage (%) in functie van balkbreedte (mm)

Balkreeks 2

Figuur 42 toont de relatie tussen de vereiste buigwapening en de balkhoogte. Een algemene trend die hier opvalt is de grote daling van de hoeveelheid buigwapening bij verhoging van de balkhoogte. Vanaf een hoogte van 500 mm of lager wordt het verschil tussen beide ontwerpmethodes groter en voorziet EC2 meer buigwapening. Vanwege de kleine verschillen in de resultaten wordt in Figuur 43 het verschil tussen beide ontwerpcodes weergegeven.



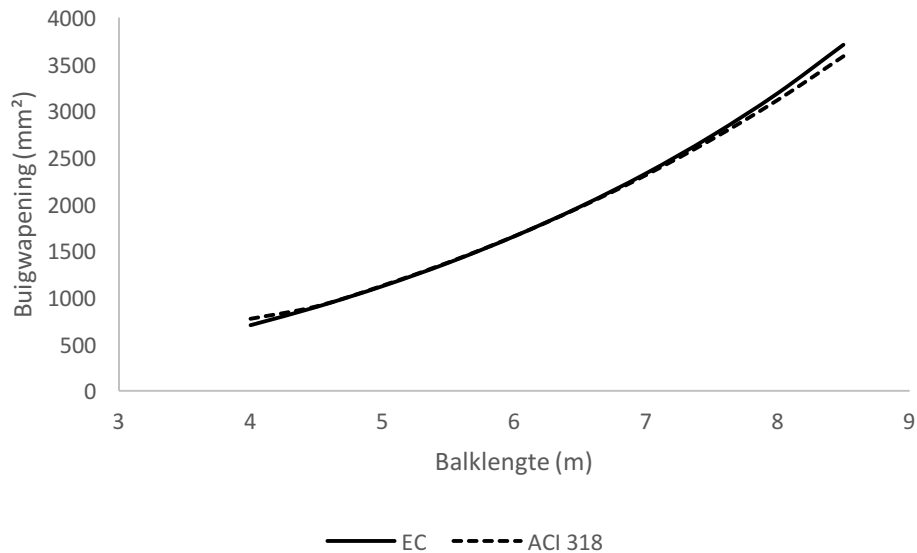
Figuur 42: Buiwaping (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van balkhoogte (mm)



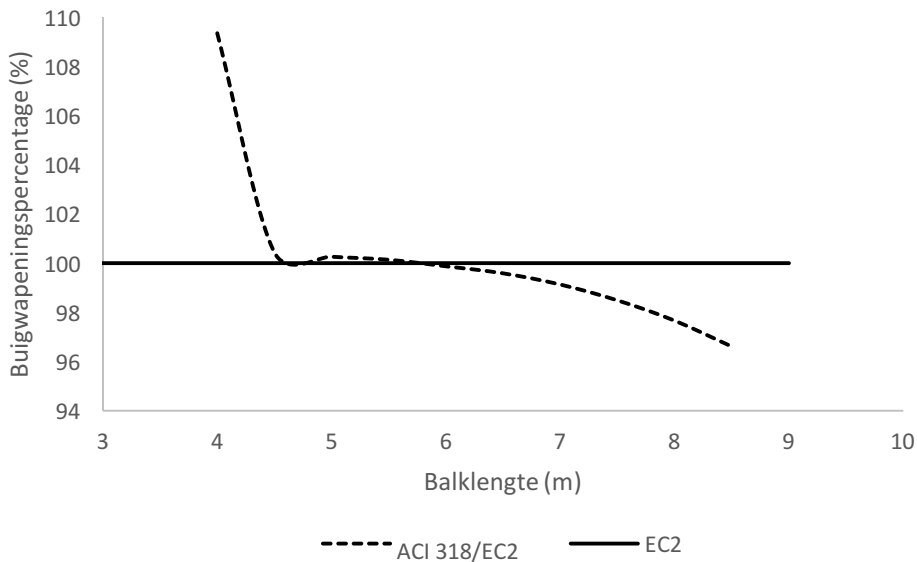
Figuur 43: Buiwapingspercentage (%) in functie van balkhoogte (mm)

Balkreeks 3

De te plaatsen trekwapening in functie van de balkoverspanning staat grafisch weergegeven in Figuur 44. Vanaf een overspanning van 4m of minder, is er in Figuur 45 plots een groter verschil zichtbaar. Dit is te wijten aan het feit dat ACI bij een overspanning van 4 m onder zijn minimaal wapeningspercentage gaat. Dit wordt door de code niet toegelaten waardoor het effectieve wapeningspercentage verhoogd moet worden tot aan het minimale wapeningspercentage.



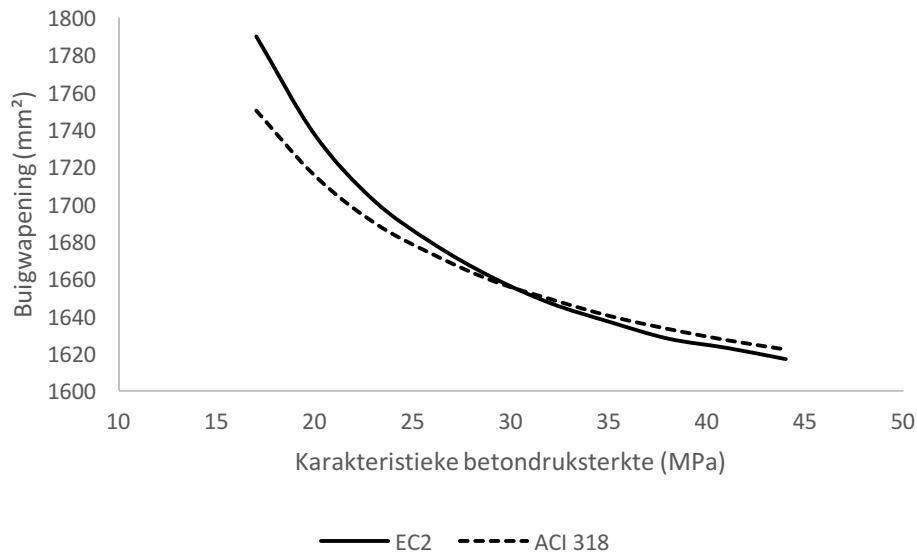
Figuur 44: Buigwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van balklengte (m)



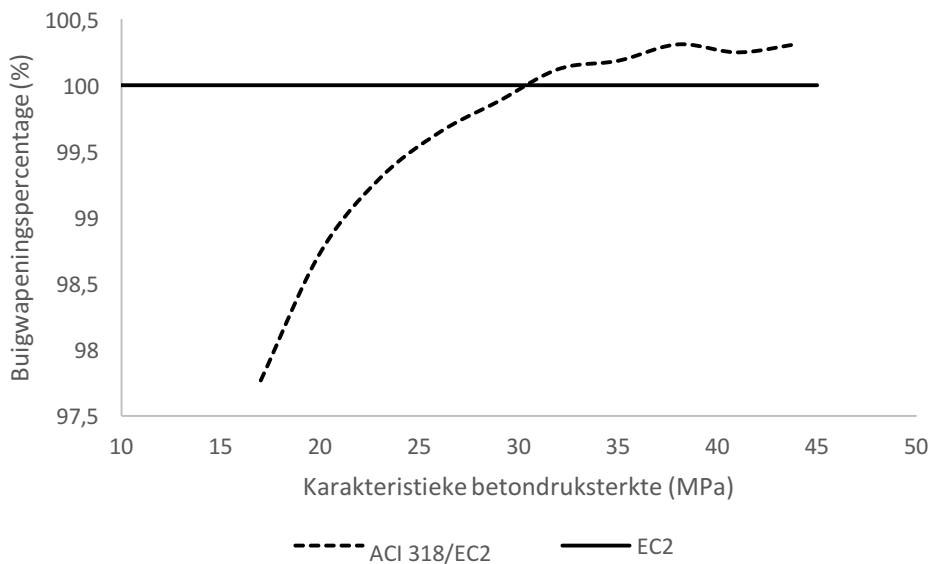
Figuur 45: Buigwapeningspercentage (%) in functie van balklengte (m)

Balkreeks 4

Figuur 46 toont de vereiste buigwapening in functie van de karakteristieke cilinderdruksterkte van het beton. Een logische algemene daling van de buigwapening is merkbaar naarmate de karakteristieke betondruksterkte stijgt. Grote verschillen tussen ACI 318 en EC2 kunnen er niet opgemerkt worden in de range van de meest gebruikte betondruksterkten. ACI 318 legt een minimale waarde van de karakteristieke cilinderdruksterkte op van 17 MPa. Bij deze minimumwaarde van de sterkteklasse is EC2 ongeveer 2% strenger dan ACI op vlak van buigwapening. Figuur 47 geeft tenslotte procentueel het verschil weer tussen de buigwapening volgens beide ontwerpcodes.



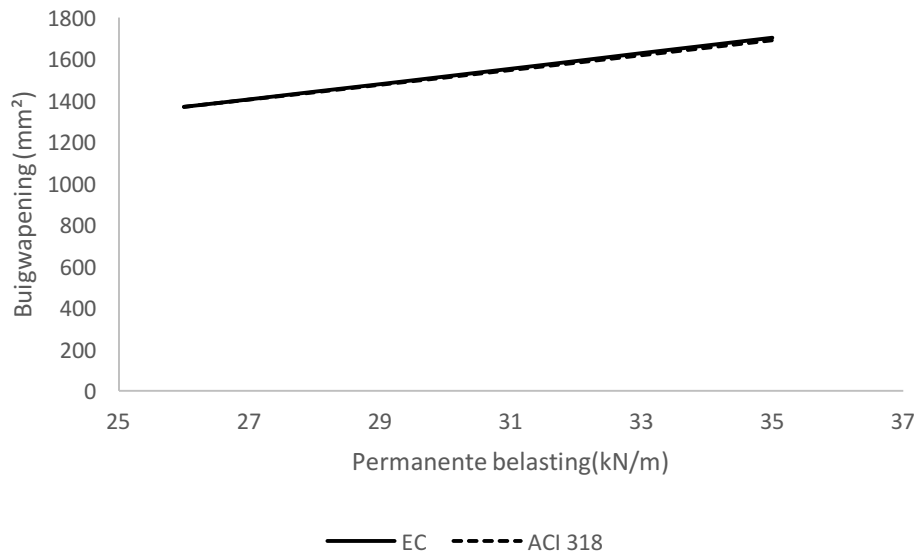
Figuur 46: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van karakteristieke betondruksterkte (MPa)



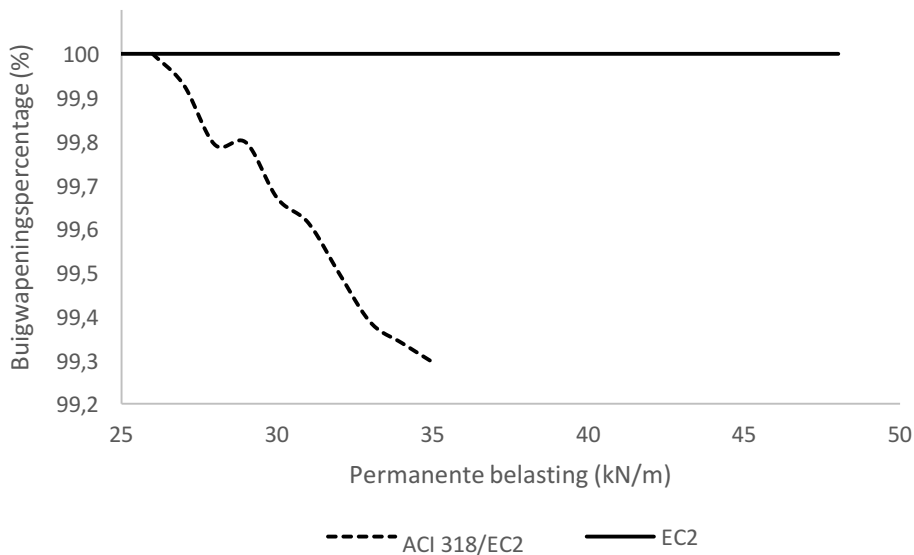
Figuur 47: Buigwapeningspercentage (%) in functie van karakteristieke betondruksterkte (MPa)

Balkreeks 5

Figuur 48 toont de invloed van een variërende permanente belasting P op de nodige hoeveelheid buigwapening. Op deze figuur is het moeilijk een besluit te trekken over de invloed van de permanente belasting op de buigwapening. Het verschil tussen beide codes wordt daarom getoond in Figuur 49; hier wordt het duidelijker dat EC2 meer buigwapening voorziet bij stijgende waarden voor de permanente last. Dit verschil is nog relatief klein en gaat voor deze grafieken tot 1%. Later in dit hoofdstuk zal er nog dieper worden ingegaan op de invloed van het aandeel permanente belasting op de buigwapening.



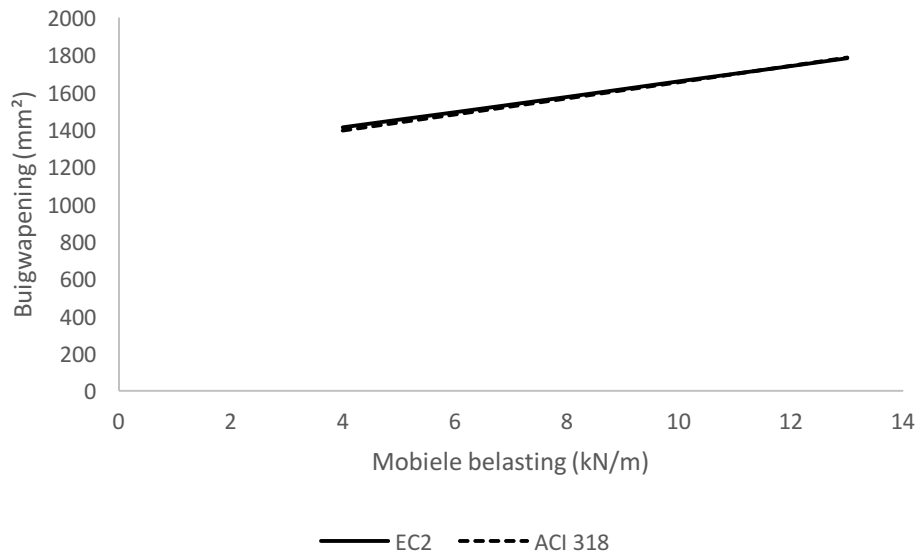
Figuur 48: Buigwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van permanente belasting (kN/m)



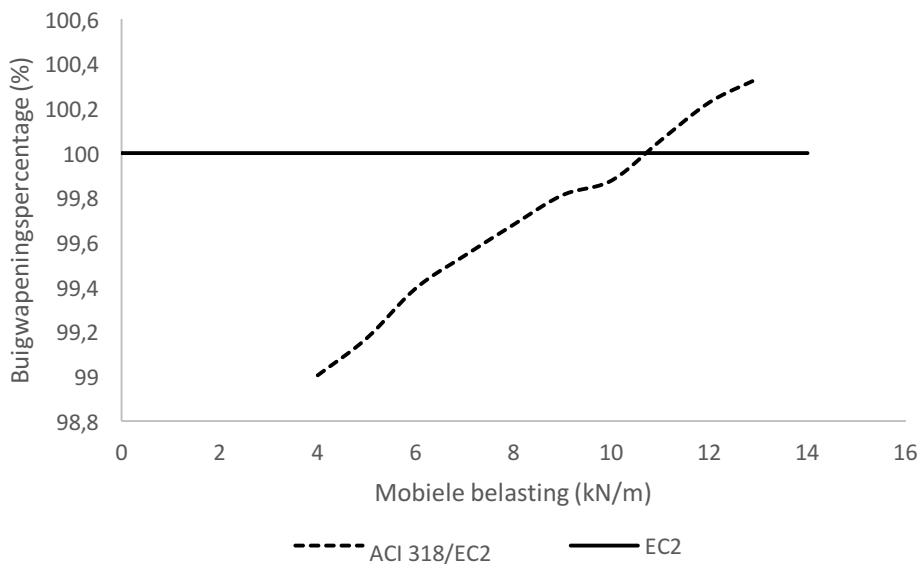
Figuur 49: Buigwapeningspercentage (%) in functie van permanente belasting (kN/m)

Balkreeks 6

In Figuur 50 is het verband getoond tussen de buigwapening en de aangrijpende mobiele belasting Q . Ook hier kunnen geen grote verschillen tussen de betrokken ontwerpcodes vastgesteld worden. In Figuur 51 is er wel een duidelijke trend op te merken in het verschil in beide codes. Naarmate de mobiele belasting stijgt, zal de hoeveelheid wapening volgens ACI meer stijgen dan deze volgens EC2. Dit is te wijten aan het feit dat ACI gebruikt maakt van een belastingsfactor van 1.7 voor zijn mobiele belastingen waar dit bij EC2 1,5 is. Later in deze bespreking wordt er nog dieper ingegaan op de invloed van de belastingen op de buigwapening.



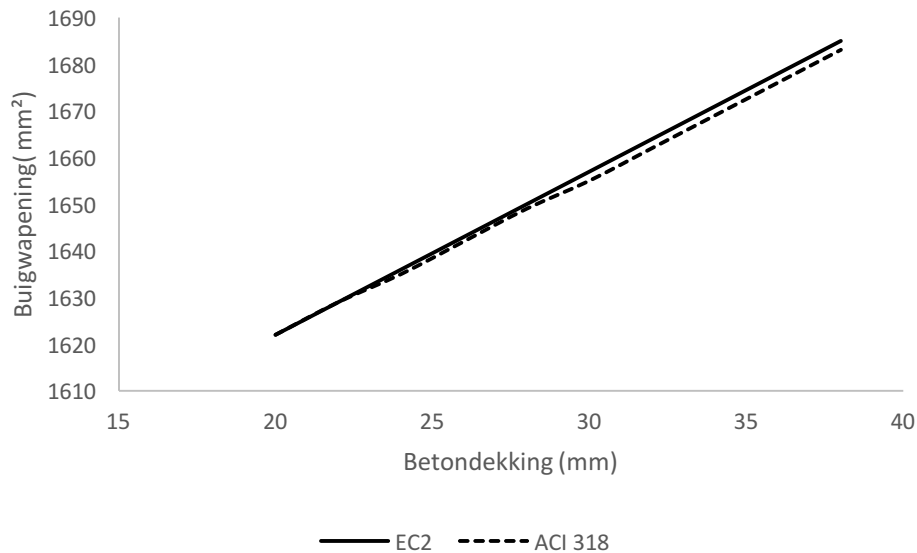
Figuur 50: Buigwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van mobiele belasting (kN/m)



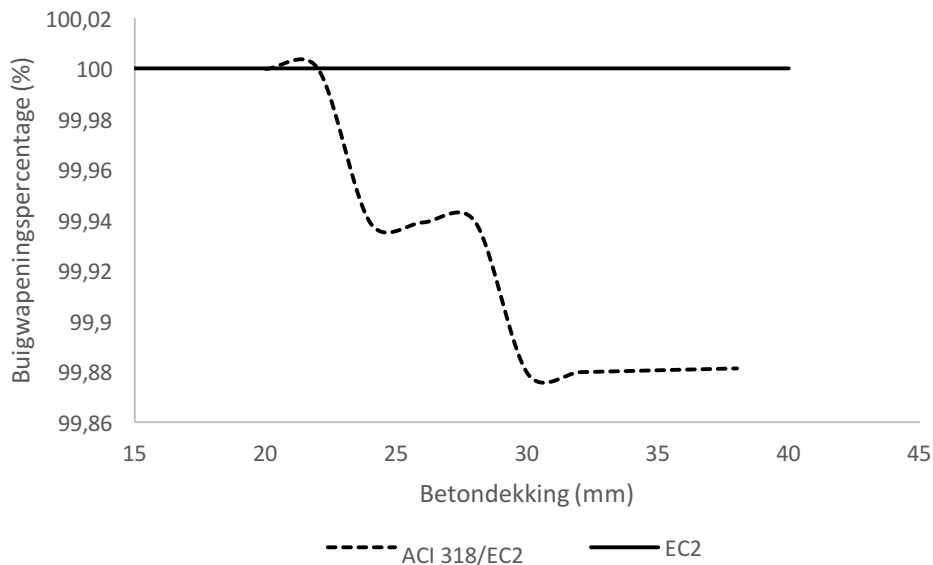
Figuur 51: Buigwapeningspercentage (%) in functie van mobiele belasting (kN/m)

Balkreeks 7

Ook bij Figuur 52 kan er geen significant verschil afgeleid worden bij de buigwapening volgens ACI 318 en EC2 in functie van de betondekking. In Figuur 53 is het verschil tussen beide codes uitgezet in percentages; hier is duidelijk dat het maximale verschil 0,12% bedraagt. Dit verschil is te verwaarlozen en hieruit kan besloten worden dat de betondekking wel eerder een negatieve invloed heeft op de vereiste buigwapening, dit door de verminderde nuttige hoogte, maar dat verandering van deze parameter geen significant verschil teweegbrengt tussen beide codes.



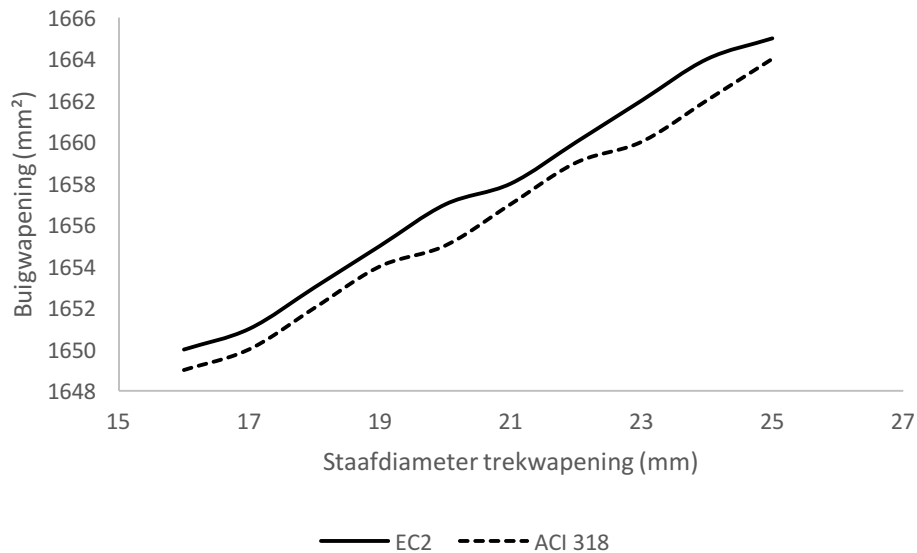
Figuur 52: Buigwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van betondekking (mm)



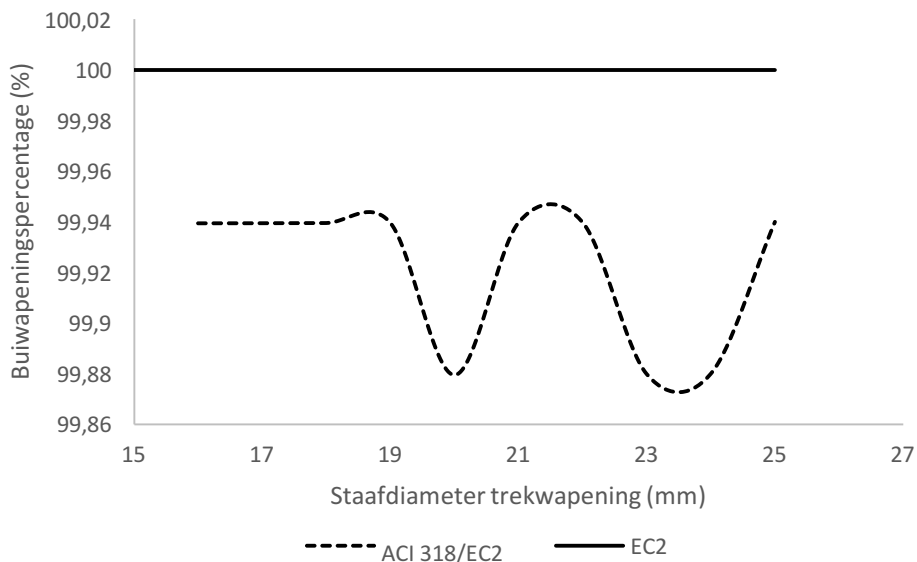
Figuur 53: Buigwapeningspercentage (%) in functie van betondekking (mm)

Balkreeks 8

In Figuur 54 is het verschil in buigwapening tussen de Amerikaanse en de Europese normeringen zichtbaar in functie van de staafdiameter. Ook hier geeft dit verband een te verwaarlozen verschil weer met een maximale afwijking van slechts enkele vierkante millimeter buigwapening. Wel kan er besloten worden dat een stijging van de staafdiameter zorgt voor een verminderde nuttige hoogte met als gevolg een hogere buigwapening. Ook in Figuur 55 waar het verschil buigwapening in percentage staat afgebeeld, kan geen verband gelegd worden tussen de hoeveelheid buigwapening en de staafdiameter.



Figuur 54: Buigwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van staafdiameter trekwapening (mm)



Figuur 55: Buigwapeningspercentage (%) in functie van staafdiameter trekwapening (mm)

Buigwapening in functie van de belasting

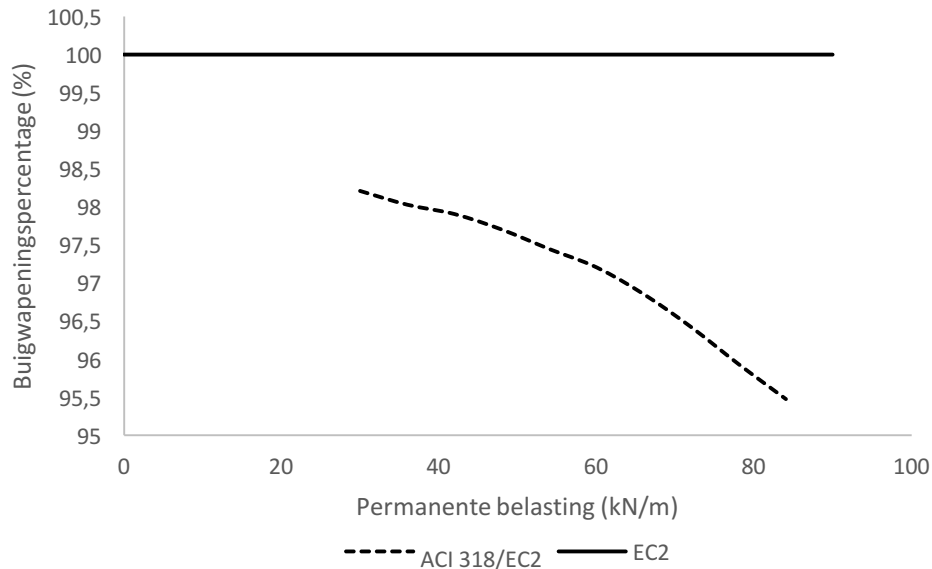
Aangezien de belastingsfactoren van ACI 318 en EC2 aanzienlijk verschillen, lijkt het logisch dat hier wel significante verschillen in buigwapening zouden optreden. Daarom wordt in de volgende grafieken de te plaatsen trekwapening uitgerekend bij:

- 100% permanente karakteristieke belasting;
- 50% permanente en 50% mobiele karakteristieke belasting;
- 100% mobiele karakteristieke belasting.

Gezien de relatief kleine verschillen in buigwapening wordt enkel het verschil in percentage weergegeven.

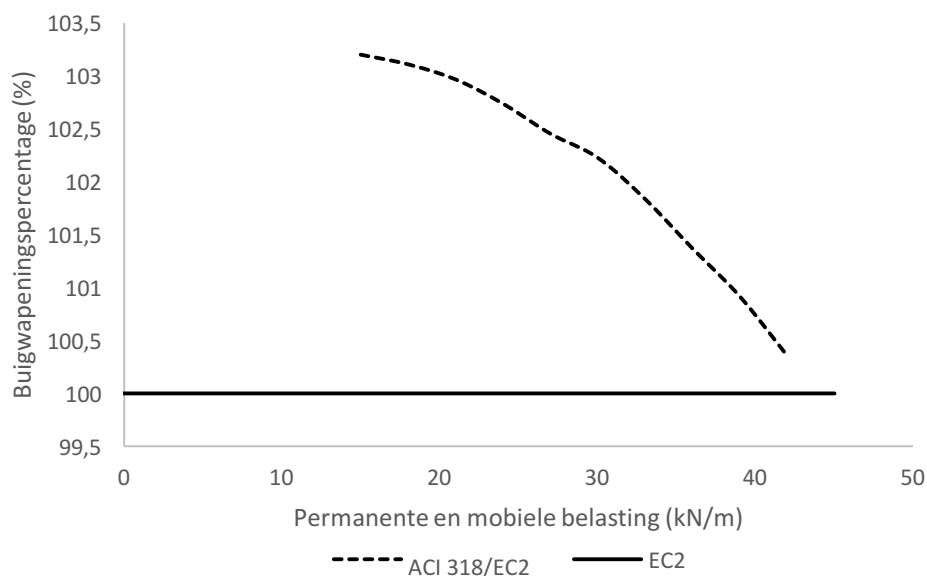
De verhouding van de hoeveelheid buigwapening volgens ACI 318 en EC2 in functie van de permanente belasting wordt getoond in Figuur 56. Hier is het aandeel permanente belasting 100% waardoor er geen mobiele belastingen betrokken zijn in de berekeningen. In dit geval is het wel duidelijk dat er zekere verschillen optreden in de bekomen resultaten. Zo kan er

afgeleid worden dat EC2 bij 100% permanente belasting 1,5 tot 5% meer wapening voorziet dan ACI dat doet. Bij toename van de permanente belasting zal de buigwapening voor EC2 meer stijgen in verhouding dan ACI 318 dat doet. Deze grotere waarde voor de buigwapening van EC2 kan verklaard worden aan de hand van Figuur 12. Uit deze grafiek kan afgeleid worden dat voor kleine waarden van L/D, EC2 een grote waarde voor de ‘Apparent factor of safety’ voorziet.



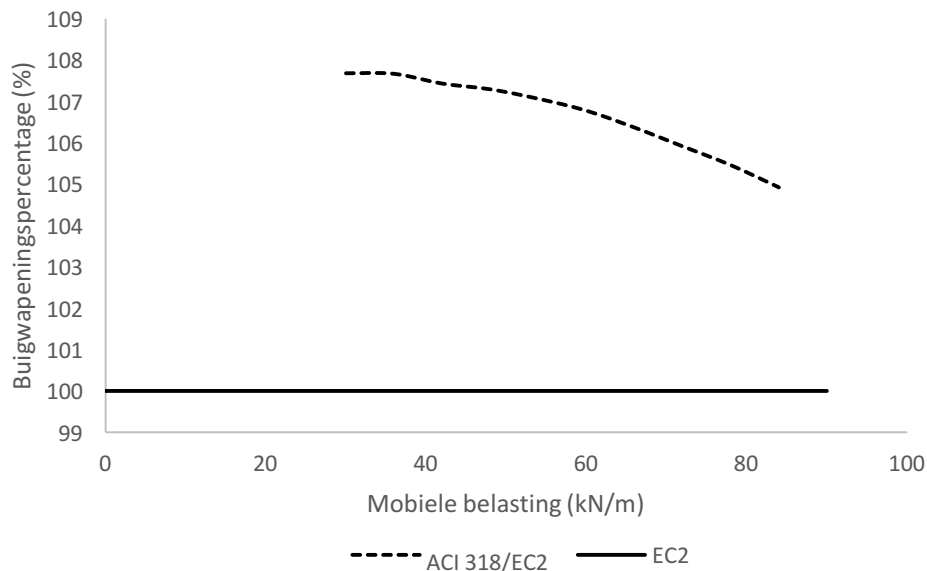
Figuur 56: Buigwapeningspercentage bij 100% permanente belasting

Indien we een belasting laten aangrijpen die bestaat uit 50% permanente lasten en 50% mobiele lasten, verkrijgen we een verhouding van de vereiste hoeveelheid buigwapening zoals getoond in Figuur 57. Hier wordt gesproken over een verschil in buigwapening van 0 tot 3% bij waarden van 15 tot 40 kN/m voor permanente en mobiele belastingen. Wel geldt hier dat hoe groter de waarde van de belasting wordt, hoe kleiner het verschil tussen beide ontwerpcodes wordt.



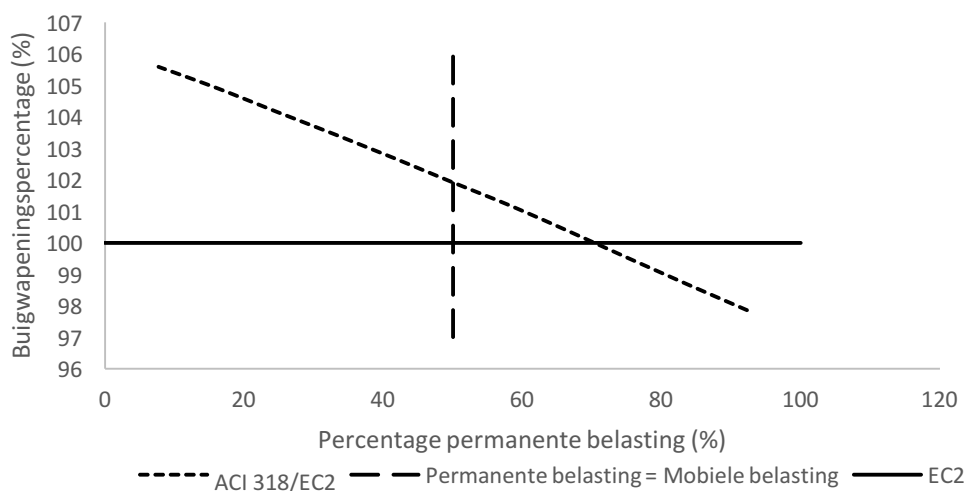
Figuur 57: Buigwapeningspercentage bij 50% permanente en 50% mobiele belasting

Het grootste verschil in buigwapening treedt op bij een belasting die enkel bestaat uit een mobiele belasting. Dit verschil, dat ligt tussen 5 en 7,5%, wordt aangetoond in Figuur 58. Dit opvallend grote verschil is te verklaren door het verschil in belastingsfactoren voor de mobiele belastingen. Waar de mobiele belastingen bij ACI 318 met een belastingsfactor gelijk aan 1,7 vermenigvuldigd worden, wordt bij EC2 een belastingsfactor van 1,5 toegepast.



Figuur 58: Buigwapeningspercentage (%) bij 100% mobiele belasting

Figuur 59 geeft tenslotte het verschil in buigwapening in percent weer voor verschillende verhoudingen van permanente belasting op mobiele belasting. Dit is een soort bevestiging van wat de 3 voorgaande grafieken reeds aantoonde. Indien een situatie benaderd wordt waar het aandeel permanente belasting naar nul gaat en waar we dus 100% mobiele belasting benaderen, heeft ACI ongeveer 5,5% meer buigwapening dan EC2. De verticale stippellijn toont de situatie waar de belasting is samengesteld uit 50% permanente en 50% mobiele belasting. Ook hier is ACI 2% strenger op vlak van buigwapening. Als de verhouding van P en Q de waarde 12 bereikt, wordt het geval benaderd waar we spreken van 100% permanente belasting. In dit geval is EC2 het meest conservatief en bedraagt het verschil tussen de Amerikaanse en de Europese normen 2%.



Figuur 59: Buigwapeningspercentage (%) in functie van verhouding permanente belasting en mobiele belasting (%)

Tabel 29 geeft de waardes weer voor de permanente en de mobiele last waarmee de resultaten in Figuur 59 verkregen zijn. De permanente last is begonnen op een waarde van 60 kN/m en werd per stap met 5,5 kN/m verminderd. Voor de mobiele belasting geldt het omgekeerde, hier werd gestart met een waarde van 5 kN/m die opliep met 5,5 kN/m per keer.

Tabel 29: Invoergegevens voor permanente en mobiele belasting in figuur 62

Permanente last P (kN/m)	60	54,5	49	43,5	38	32,5	27	21,5	16	10,5	5
Nuttige last Q (kN/m)	5	10,5	16	21,5	27	32,5	38	43,5	49	54,5	60
Percentage permanente last (%)	92	84	75	67	58	50	42	33	25	16	8

3.2.3 Conclusie

Het is zeer moeilijk een algemene conclusie te trekken uit de resultaten van bovenstaande balkreeksen. Zoals reeds in de parameterstudie werd aangetoond, zijn geen grote verschillen in buigwapening op merken tussen beide ontwerpcodes. De verschillen en afwijkingen die optreden in sommige balkreeksen zijn allemaal te verklaren maar geven geen aanleiding om een algemeen besluit te kunnen trekken voor de desbetreffende parameter. De twee parameters die wel een duidelijk verschil geven in de vereiste buigwapening zijn permanente en mobiele belastingen. Bij een groot aandeel permanente belasting kan EC2 tot 5% meer buigwapening vereisen dan ACI. Omgekeerd zal bij situaties waar gerekend wordt met 100% mobiele belasting, de Amerikaanse code 5 tot 7% meer buigwapening vereisen dan de Europese. Een besluit dat getrokken kan worden uit bovenstaande balkreeksen is dat er op vlak van buigwapening geen van beide ontwerpcodes als conservatiever kan beschouwd worden. Afhankelijk van de combinaties van de gebruikte parameters zal de ene code lichtjes conservatiever zijn dan de andere.

3.3 Dwarskracht

In paragraaf 3.3.1 zal de samenstelling van de ontwerpprocedures volgens beide ontwerpcodes toegelicht worden. Meer bepaald de verschillende ontwerpstappen en formules volgens beide ontwerpcodes. In de volgende paragraaf 3.3.2 zullen de bekomen resultaten voor de acht balkreeksen worden verklaard. Onder hoofdstuk 3.3.3 zal tenslotte een algemeen besluit geformuleerd worden omtrent het conservatismeverschil tussen beide ontwerpcodes op vlak van dwarskrachtwapening.

3.3.1 Rekenblad

Voor ontwerp volgens zowel de Europese als de Amerikaanse ontwerpcode, zal éénzelfde type beugelwapening (Figuur 60) en positie voor de solliciterende dwarskracht toegepast worden. Dit om ervoor te zorgen dat een representatieve vergelijking gemaakt kan worden tussen beide ontwerpcodes. Volgende aannames zullen daarom gedaan worden:

- Toepassing van 2-armige beugels: $n_{beugel} = 2$;
- Toepassing van rechte beugels: $\alpha = 90^\circ$ (=hoek tussen longitudinale momentwapening en beugel);
- Diameter beugelwapening: $\phi_{beugel} = 8 \text{ mm}$;
- Positie optredende dwarskracht V_u ter hoogte van balkopleg.

Beide ontwerpcodes voorzien het ontwerp voor een solliciterende dwarskracht op een afstand d (=nuttige hoogte van de balk) ten opzichte van het oplegpunt (zie Figuur 61). Dit omdat beide aannemen dat op deze positie de eerste dwarskrachtscheur zal optreden. Echter voor de

eenvoud is er geopteerd te ontwerpen met een solliciterende dwarskracht ter hoogte van de opleg, wat zorgt voor een algemeen hogere hoeveelheid dwarskrachtwapening. Dit is echter geen probleem aangezien voor dit onderzoek enkel gekeken wordt naar het verschil in benodigde wapening.

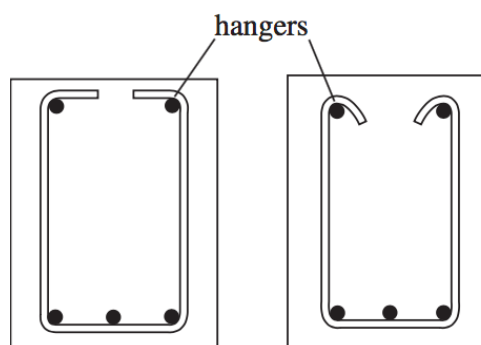
Beide ontwerpcodes passen een verschillende schoorhoek θ toe voor de optredende drukschoren in de balk. Zo zal ACI 318 standaard een scheurpatroon aannemen onder 45° . Dit resulteert dus in een schoorhoek $\theta = 45^\circ$ (= hoek tussen de longitudinale momentwapening en de dwarskrachtscheur). Hierbij reduceert ACI 318 echter wel steeds de op te nemen dwarskracht met de berekende dwarskrachtweerstand van het beton. De Europese ontwerpcode daarentegen zal eerst steeds een schoorhoek optimalisatieberekening uitvoeren op basis van een berekende maximale opneembare dwarskracht. Op deze manier wordt de meest economische schoorhoek bepaald die in de berekening ervoor zorgt dat er een minimale hoeveelheid dwarskrachtwapening is vereist. EC2 zal hierdoor dan ook niet de dwarskrachtweerstand van het beton in mindering brengen bij de bepaling van de benodigde dwarskrachtwapening. De schoorhoek θ behoort aan volgende voorwaarde te voldoen:

$$1 \leq \cot(\theta) \leq 2$$

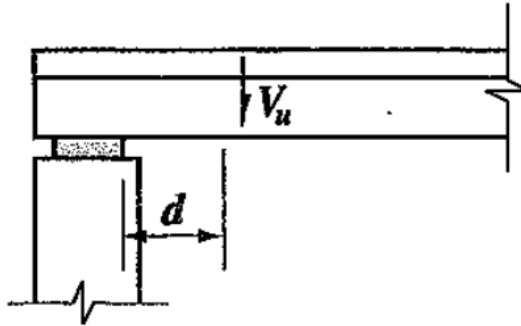
$$45^\circ \leq \theta \leq 26,6^\circ$$

Uit de berekeningen blijkt dat bij toepassing van een schoorhoek van 45° de grootste hoeveelheid dwarskrachtwapening wordt vereist. Dit geldt indien de benodigde wapeningcapaciteit niet gereduceerd is met de opgenomen dwarskrachtcapaciteit van het beton. Bij toepassing van een schoorhoek van $26,6^\circ$ wordt logischerwijs het minst aan dwarskrachtwapening vereist. Dit verklaart het verschil in toepassing van verschillende schoorhoeken θ binnen beide ontwerpprocedés:

- ACI 318: Standaard toepassing van de minst economische schoorhoek $\theta = 45^\circ$, maar met reductie van de wapeningcapaciteit door de dwarskrachtweerstand van het beton;
- EC2: Variabele toepassing van schoorhoek θ op basis van een schoorhoek optimalisatieberekening. Hierbij geen reductie van de wapeningcapaciteit door de dwarskrachtweerstand van het beton.



Figuur 60: Geometrie van de beugels voor de dwarskrachtwapening [10]



Figuur 61: Positie in balk van aangrijpende dwarskracht [4]

EC2

1. Maximaal opneembare dwarskracht

Allereerst wordt een controle uitgevoerd om te zien of wapening tegen de optredende dwarskracht mogelijk is. Hiervoor wordt op basis van een empirisch voorgeschreven formule een $V_{Rd,max}$ berekend. Indien deze groter is dan de solliciterende dwarskracht, zal een hoeveelheid beugelwapening voor de desbetreffende configuratie bepaald kunnen worden.

Er wordt aangenomen dat het dwarskrachtscheurpatroon verloopt tussen de gedrukte zone van de balk en de positie van de longitudinale momentwapening. Voor deze afstand wordt er gerekend met een afstand z :

$$z = 0,9 \cdot d \quad (73)$$

$$v = \max\left(\left(0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)\right); 0,5\right) \quad (74)$$

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} \quad (75)$$

$$V_{Rd,max} > V_u \quad (76)$$

2. Schoorhoekoptimalisatie

Er zal steeds bij iedere ontwerpsituatie de meest economische schoorhoek θ bepaald worden. Deze zal berekend worden op basis van de maximaal opneembare dwarskracht ($V_{Rd,max}$). Voor de schoorhoek θ geldt:

$$1 \leq \cot(\theta) \leq 2$$

$$45^\circ \leq \theta \leq 26,6^\circ \quad (77)$$

De meest economische schoorhoek voor de bepaling van de dwarskrachtwapening is $26,6^\circ$. Hierbij moet, zoals in de vorige ontwerpstep (2) vermeld, gelden dat:

$$V_{RD,MAX} \geq V_U \quad (78)$$

Hieruit kan volgende uitdrukking voor een minimale benodigde schoorhoek θ_{min} opgesteld worden:

$$\theta_{min}(\text{°}) \geq \frac{1}{2} \cdot \sin^{-1} \left(\frac{2 \cdot V_u}{v \cdot f_{yd} \cdot b \cdot z} \right) \cdot \frac{180}{\pi} \quad (79)$$

Deze θ_{min} is de minimale benodigde schoorhoek waarbij de betondrukschoren nog net voldoen. Met andere woorden, waarbij het beton net niet verbrijzeld wordt. Indien nu het volgende geldt:

$$26,6^\circ \geq \theta_{min} \quad (80)$$

Dan mag een schoorhoek $\theta = 26,6^\circ$ toegepast worden in de dwarskrachtwapeningsberekening en zal men also het meest economische dwarskrachtwapeningspercentage bekomen.

Wanneer echter het volgende geldt:

$$45^\circ \leq \theta_{min} \leq 26,6^\circ \quad (81)$$

Dan zal een $\theta = \theta_{min}$ in de berekening worden toegepast.

3. Dwarskrachtweerstand van het beton (zonder aanwezigheid van enige dwarskrachtwapening)

Vervolgens wordt er gecontroleerd of er dwarskrachtwapening nodig is voor desbetreffende balkconfiguratie. Hiervoor wordt de dwarskrachtweerstand van het beton (inclusief momentwapening en exclusief enige dwarskrachtwapening) bepaald op basis van volgende empirische formule:

$$V_c = \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \min(\rho_w; 0,02) \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right) \cdot b \cdot d \quad (82)$$

Indien deze waarde kleiner is dan de solliciterende dwarskracht zal dwarskrachtwapening vereist zijn.

$$V_c < V_u \quad (83)$$

4. Minimum dwarskrachtwapening

Er zal steeds een minimum hoeveelheid aan dwarskrachtwapening geplaatst worden om brosse breuk te voorkomen en om aan scheurbeheersing te kunnen voldoen. Hiervoor wordt er een minimum wapeningspercentage bepaald die afhangt van de karakteristieke betondruk – en staaltreksterkte:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \quad (84)$$

Vervolgens zal de minimale tussenafstand voor de beugels bepaald worden:

$$s \leq \min \left(\frac{n_{beugel} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{beugel}^2}{4}}{\rho_{w,min} \cdot b}; 0,75 \cdot d \right) \quad (85)$$

Aan de hand van de lengte van de balk wordt dan het aantal beugels bepaald. Hierbij wordt er voor de eenvoud uitgegaan van het feit dat de beugels geplaatst worden over de volledige lengte. In werkelijkheid zal dit niet het geval zijn en zullen deze enkel geplaatst worden daar waar minimumwapening volstaat (meer centrale gedeelte van de balk). Aangezien voor dit onderzoek enkel interesse is voor het verschil in wapeningshoeveelheid wordt dit aspect niet in beschouwing genomen en wordt de wapening over de gehele lengte uitgerekend.

$$\#beugels = \frac{L}{s}$$

$$A_{v,min} = \#beugels \cdot \frac{n_{beugel} \cdot \pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2}{4} \quad (86)$$

5. Dwarskrachtwapening

Indien de dwarskrachtweerstand van het beton kleiner is dan de solliciterende dwarskracht zal dwarskrachtwapening nodig zijn en berekend worden. Hierbij wordt er gerekend met het feit dat de dwarskrachtwapening de volledige solliciterende dwarskracht moet kunnen opnemen.

$$V_s \geq V_u$$

Er wordt aangenomen dat het dwarskrachtscheurpatroon verloopt tussen de gedrukte zone van de balk en de positie van de longitudinale momentwapening. Voor deze afstand wordt er gerekend met dezelfde afstand z zoals in vergelijking (73). De dwarskrachtweerstand van de dwarskrachtwapening is dan gelijk aan:

$$V_s = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_{beugel}^2}{2} \cdot \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} \cdot z \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{s} \quad (87)$$

Vervolgens kan dan de minimale tussenafstand voor de beugels bepaald worden:

$$s \leq \min \left(\frac{\frac{\pi \cdot \phi_{beugel}^2}{2} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{V_u}; 0,75 \cdot d \right) \quad (88)$$

Aan de hand van de lengte van de balk wordt dan het aantal beugels bepaald. Hierbij wordt er voor de eenvoud uitgegaan van het feit dat de beugels geplaatst worden over de volledige lengte. In werkelijkheid zal dit niet het geval zijn en zullen deze enkel geplaatst worden daar waar minimumwapening niet meer volstaat (uiteinden van de balk). Aangezien voor dit onderzoek enkel interesse is voor het verschil in wapeningshoeveelheid wordt dit aspect niet in beschouwing genomen en de wapening over de gehele lengte geplaatst.

$$A_v = \#beugels \cdot \frac{n_{beugel} \cdot \pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2}{4} \quad (89)$$

ACI 318

1. Specifieke ontwerpparameters

De Amerikaanse ontwerpcode werkt, in tegenstelling tot de Europese ontwerpcode, niet met veiligheidsfactoren op de materiaalkarakteristieken. In plaats hiervan wordt een sterktereductiefactor toegepast op de weerstandselementen. Voor dwarskrachtweerstand schrijft ACI een reductiefactor ϕ voor gelijk aan 0,75.

2. Dwarskrachtweerstand (zonder aanwezigheid van enige dwarskrachtwapening)

Allereerst wordt er gecontroleerd of er minimum dwarskrachtwapening nodig is voor desbetreffende balkconfiguratie. Hiervoor zal de dwarskrachtweerstand V_c (zonder aanwezigheid van dwarskrachtwapening) bepaald moeten worden. Bij ontwerp volgens ACI 318 zal er dus niet altijd dwarskrachtwapening moeten geplaatst worden, terwijl de Europese ontwerpcode altijd een minimum hoeveelheid wapening voorschrijft. Minimum dwarskrachtwapening zal vereist zijn volgens ACI 318 indien het volgende geldt:

$$V_u > \frac{1}{2} \phi V_c \quad (90)$$

$$V_u > 0,375 \cdot V_c \quad (91)$$

In tegenstelling tot de Europese normering voorziet de Amerikaanse twee manieren om de dwarskrachtweerstand (zonder aanwezigheid van dwarskrachtwapening) te bepalen. De eerste manier is op basis van een empirische formule die enkel afhankelijk is van de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} , de breedte b en de nuttige hoogte d . Door de eenvoud van deze formule zal bij berekeningen, gebruik makende van deze formule, de index “eenvoudig” vermeld worden.

$$V_{c,eenvoudig} = 0,17 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \quad (92)$$

De tweede manier om V_c te bepalen is op basis van een uitgebreidere formule die onder andere net zoals EC2 de invloed van het longitudinale momentwapeningspercentage ρ_w mee in rekening brengt. Door het feit dat deze formule uitgebreider is dan deze uit de eerste manier, zal bij deze berekeningen de index “uitgebreid” vermeld worden.

$$V_{c,uitgebreid} = \left(0,16 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 17 \cdot \rho_w \cdot \min\left(\frac{V_u \cdot d}{M_u}; 1\right) \right) \cdot b \cdot d \leq 0,29 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \quad (93)$$

3. Minimum dwarskrachtwapening

Indien voldaan is aan volgende uitdrukking, zal er een minimum dwarskrachtwapening geplaatst moeten worden:

$$V_u > 0,375 \cdot V_{c,eenvoudig} \quad (94)$$

$$V_u > 0,375 \cdot V_{c,uitgebreid} \quad (95)$$

Vervolgens wordt de minimale tussenafstand voor de beugels bepaald:

$$s \leq \min \left(\frac{\pi \cdot \phi_{beugel}^2 \cdot f_{yw}}{2 \cdot 0,062 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b}; \frac{\pi \cdot \phi_{beugel}^2 f_{yw}}{2 \cdot 0,35 \cdot b} \right) \quad (96)$$

Aan de hand van de lengte van de balk wordt dan het aantal beugels bepaald. Hierbij wordt er voor de eenvoud uitgegaan van het feit dat de beugels geplaatst worden over de volledige lengte. In werkelijkheid zal dit niet het geval zijn en zullen deze enkel geplaatst worden daar waar minimum wapening volstaat (meer centrale gedeelte van de balk). De hoofddwarskrachtwapening zal aan de uiteinden van de balk vereist zijn. Aangezien voor dit onderzoek enkel interesse is voor het verschil in wapeningshoeveelheid wordt dit aspect niet in beschouwing genomen en de wapening over de gehele lengte geplaatst.

$$\#beugels = \frac{L}{s}$$

$$A_{v,min} = \#beugels \cdot \frac{n_{beugel} \cdot \pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2}{4} \quad (97)$$

4. Dwarskrachtwapening

In tegenstelling tot de Europese ontwerpcode zal ACI 318 de dwarskrachtweerstand van het beton V_c (exclusief dwarskrachtwapening) mee in rekening brengen voor de bepaling van de dwarskrachtwapening. Dit betekent dat de dwarskrachtwapening niet zal ontworpen worden om de volledige solliciterende dwarskracht V_u op te nemen, maar enkel om het deel op te kunnen nemen dat niet kan worden opgenomen door het beton (exclusief dwarskrachtwapening):

$$V_{beugel,eenvoudig} \geq \frac{V_u - \phi \cdot V_{c,eenvoudig}}{\phi} \quad (98)$$

$$V_{beugel,uitgebred} \geq \frac{V_u - \phi \cdot V_{c,uitgebred}}{\phi} \quad (99)$$

Indien deze waarde $V_{beugel} < 0$ betekent dit dat de minimum dwarskrachtwapening volstaat voor de opname van de solliciterende dwarskracht.

Wanneer $V_{beugel} > 0$ zal er voor deze dwarskrachtwaarde dwarskrachtwapening geplaatst moeten worden. Er zal dan een minimale beugel tussenafstand bepaald worden.

Hiervoor geldt dat wanneer:

$$V_{beugel,eenvoudig} < 0,33 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \quad (100)$$

$$V_{beugel,uitgebred} < 0,33 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \quad (101)$$

De tussenafstand van de beugels kan gevonden worden als volgt:

$$s_{\text{eenvoudig}} \leq \min \left(\frac{\frac{n_{\text{beugel}} \cdot \pi \cdot \phi_{\text{beugel}}^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_{c,\text{eenvoudig}}}{\phi}}; \frac{d}{2} \right) \quad (102)$$

$$s_{\text{uitgebreid}} \leq \min \left(\frac{\frac{n_{\text{beugel}} \cdot \pi \cdot \phi_{\text{beugel}}^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_{c,\text{uitgebreid}}}{\phi}}; \frac{d}{2} \right) \quad (103)$$

Indien geldt dat:

$$V_{\text{beugel,eenvoudig}} > 0,33 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \quad (104)$$

$$V_{\text{beugel,uitgebreid}} > 0,33 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \quad (105)$$

dan kan de tussenafstand bepaald worden als volgt:

$$s_{\text{eenvoudig}} \leq \min \left(\frac{\frac{n_{\text{beugel}} \cdot \pi \cdot \phi_{\text{beugel}}^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_{c,\text{eenvoudig}}}{\phi}}; \frac{d}{4} \right) \quad (106)$$

$$s_{\text{uitgebreid}} \leq \min \left(\frac{\frac{n_{\text{beugel}} \cdot \pi \cdot \phi_{\text{beugel}}^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_{c,\text{uitgebreid}}}{\phi}}; \frac{d}{4} \right) \quad (107)$$

Verder wordt er een maximumwaarde opgelegd voor de dwarskrachtweerstand waartegen gewapend kan worden:

$$V_{\text{beugel,max}} \leq 0,66 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \quad (108)$$

Aan de hand van de lengte van de balk wordt dan het aantal beugels bepaald.

$$A_{v,\text{eenvoudig}} = \#beugels_{\text{eenvoudig}} \cdot \frac{n_{\text{beugel}} \cdot \pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2}{4} \quad (109)$$

$$A_{v,\text{uitgebreid}} = \#beugels_{\text{uitgebreid}} \cdot \frac{n_{\text{beugel}} \cdot \pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2}{4} \quad (110)$$

3.3.2 Resultaten

Balkreeks 1

- Ontwerpparameters

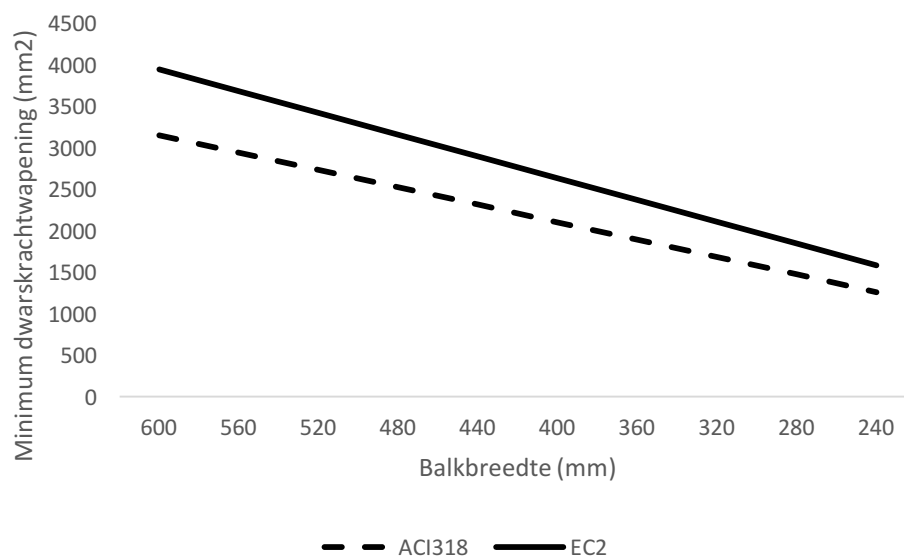
Voor balkreeks 1 werd de breedte van de balk systematisch verminderd met 40 mm (Tabel 30). Alle andere parameters zijn hierbij constant gehouden. De berekende momentwapening per balk werd overgenomen uit de momentcontrole van de overeenkomstige balkreeks (deze verschilt per balk aangezien de breedte niet constant werd gehouden).

Tabel 30: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 1

Balkreeks 1	B (mm)	Momentwapening EC2 A_{s1} (mm^2)	Momentwapening ACI A_{s1} (mm^2)
Balk 1	600	1615	1620
Balk 2	560	1621	1625
Balk 3	520	1626	1631
Balk 4	480	1634	1637
Balk 5	440	1643	1645
Balk 6	400	1657	1655
Balk 7	360	1672	1668
Balk 8	320	1693	1684
Balk 9	280	1723	1706
Balk 10	240	1770	1737

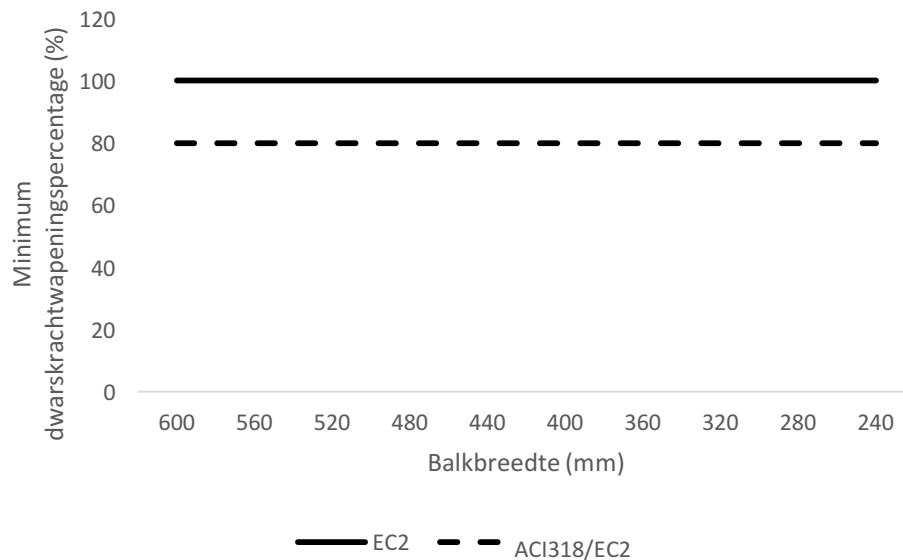
- Minimum dwarskrachtwapening $A_{v,min}$

Figuur 62 toont aan dat de minimum dwarskrachtwapening volgens EC2 steeds groter is dan deze volgens ACI 318. De wapeningshoeveelheid zal voor beide ontwerp codes afnemen naarmate de breedte van de sectie afneemt. Dit is een logisch gevolg aangezien voor beide ontwerp codes geldt dat de minimum tussenafstand van de beugels omgekeerd evenredig is met de breedte.



Figuur 62: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm)

In Figuur 63 is de hoeveelheid minimum dwarskrachtwapening, bepaald volgens ACI 318, uitgedrukt in het percentage ten opzichte van de minimum dwarskrachtwapening volgens EC2. Deze figuur toont dat, ongeacht de breedte van de sectie, de hoeveelheid minimum dwarskrachtwapening volgens EC2 steeds 20% groter zal zijn dan deze volgens ACI 318. Dit komt omdat de breedte in beide berekeningen hetzelfde is. Het wapeningsverschil kan dus niet worden toegewezen aan de breedte van de sectie, maar wel aan de invloed van de karakteristieke betondruksterkte. De toepassing van een constante betondruksterkte van 30 MPa levert hier het verschil van 20% op.



Figuur 63: Minimum dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm)

- Dwarskrachtwapening A_v

Figuur 64 toont het verschil in oppervlakte dwarskrachtwapening, in functie van de breedte van de sectie. Zoals eerder vermeld, kan volgens ACI 318 de dwarskrachtweerstand van het beton (exclusief dwarskrachtwapening) berekend worden op basis van een eenvoudige en uitgebreide formule (3.3.1). Dit resulteert in een verschil in berekende dwarskrachtwapening aangezien ACI 318 de dwarskrachtweerstand van het beton in mindering brengt bij de berekening van de dwarskrachtwapening.

Naargelang de breedte afneemt, zal de uitgebreid berekende dwarskrachtwapening volgens ACI lager liggen dan deze bepaald volgens de eenvoudige wijze. Dit is te wijten aan het feit dat de uitgebreid berekende dwarskrachtweerstand van het beton hoger ligt, waardoor er minder capaciteit aan dwarskrachtwapening wordt vereist. Het verschil in dwarskrachtwapening bepaald volgens de eenvoudige en de uitgebreide wijze in ACI 318 vervalt voor grotere balkbreedtes. Vanaf dan zal er een vaste beugeltussenafstand gehanteerd worden gelijk aan $\frac{d}{2}$. Bij voldoende grote breedte (voldoende grote sectie) zal de dwarskrachtweerstand van het beton V_c voldoende groot zijn ten opzichte van de solliciterende dwarskracht V_u waardoor geldt dat:

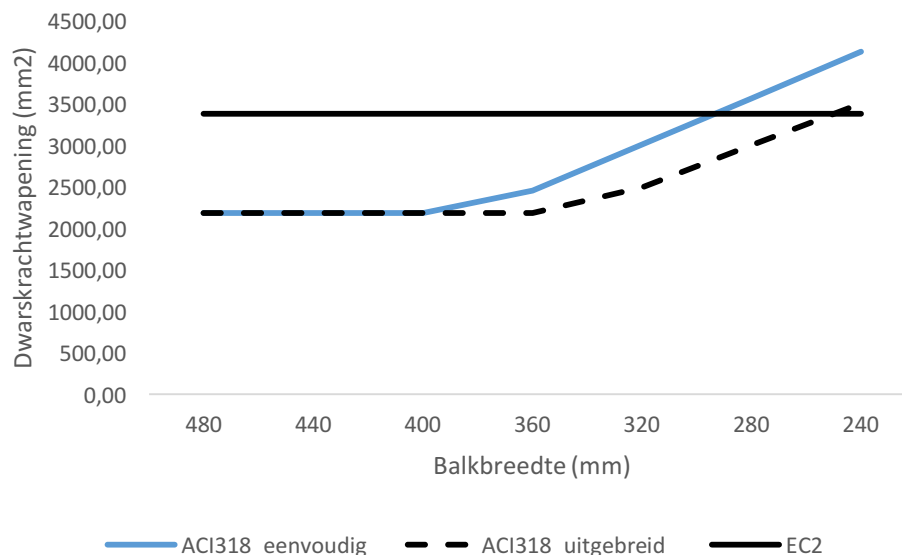
$$s = \min \left(\frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}; \frac{d}{2} \right) = \frac{d}{2}$$

Een afnemende breedte induceert daarentegen een lagere dwarskrachtweerstand van het beton (kleinere betonsectie). Dit zal ervoor zorgen dat het verschil tussen de dwarskrachtweerstand van het beton V_c en de solliciterende dwarskracht V_u voldoende groot is zodat geldt dat:

$$s = \min \left(\frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}; \frac{d}{2} \right) = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}$$

Hierbij zal het wapeningsverschil tussen de wapening volgens ACI 318 met $V_{c,eenvoudig}$ en $V_{c,uitgebreid}$ merkbaar worden. Zo zal $V_{c,eenvoudig} < V_{c,uitgebreid}$, waardoor er op basis van $V_{c,eenvoudig}$ meer wapening wordt bepaald en zo meer de wapeningshoeveelheid benadert volgens EC2.

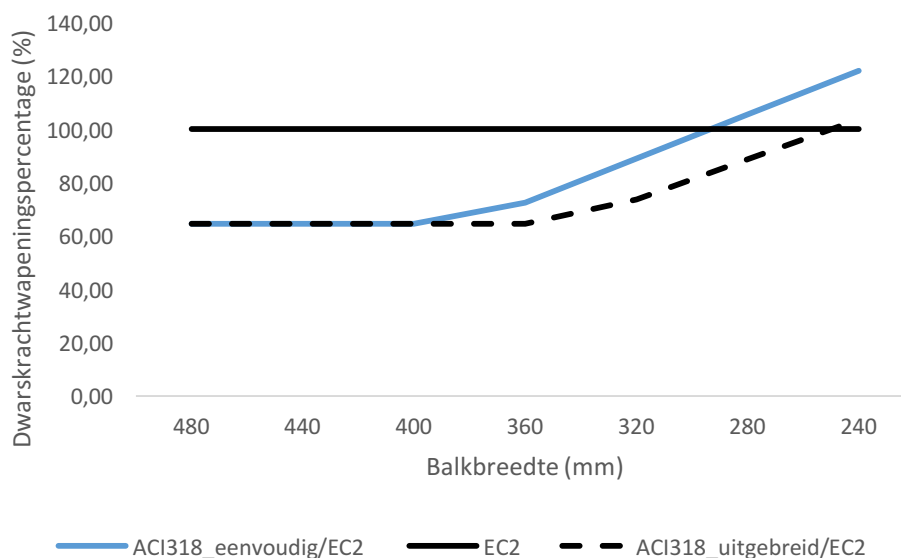
In Figuur 64 is eveneens duidelijk merkbaar dat de dwarskrachtwapening volgens EC2 significant hoger kan zijn. Dit verschil neemt af naarmate de breedte van de sectie afneemt. Het verschil tussen EC2 en de eenvoudig bepaalde wapeningshoeveelheid volgens ACI 318 is vanaf een voldoende kleine breedte kleiner dan het verschil met de uitgebreid bepaalde ACI-hoeveelheid. Dit wordt dus verklaard doordat de uitgebreide ACI-hoeveelheid bepaald is met een hogere dwarskrachtweerstand van het beton, waardoor een kleinere hoeveelheid dwarskrachtwapening wordt vereist. Bij verdere afname van de breedte zal het verschil blijven afnemen met uiteindelijk een grotere hoeveelheid berekende dwarskrachtwapening volgens Amerikaanse normering.



Figuur 64: Dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm)

Figuur 65 toont de dwarskrachtwapening volgens ACI 318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van de dwarskrachtwapening volgens EC2 (100%). Dezelfde conclusies kunnen worden getrokken als uit Figuur 64. Het verschil in berekende dwarskrachtwapening kan oplopen tot 35% minder dwarskrachtwapening volgens

ACI 318. Bij afname van de breedte zal het verschil tussen beide normen uiteindelijk omkeren.



Figuur 65: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm)

Balkreeks 2

- Ontwerpparameters

Voor balkreeks 2 werd de hoogte van de balk systematisch verminderd met 30 mm (Tabel 31). Alle andere parameters zijn hierbij constant gehouden. Aangezien de hoogte geen constante is, zal de nuttige hoogte d van de sectie systematisch met 30 mm afnemen met de hoogte. De berekende momentwapening per balk werd overgenomen uit de momentcontrole van de overeenkomstige balkreeks (3.2.2).

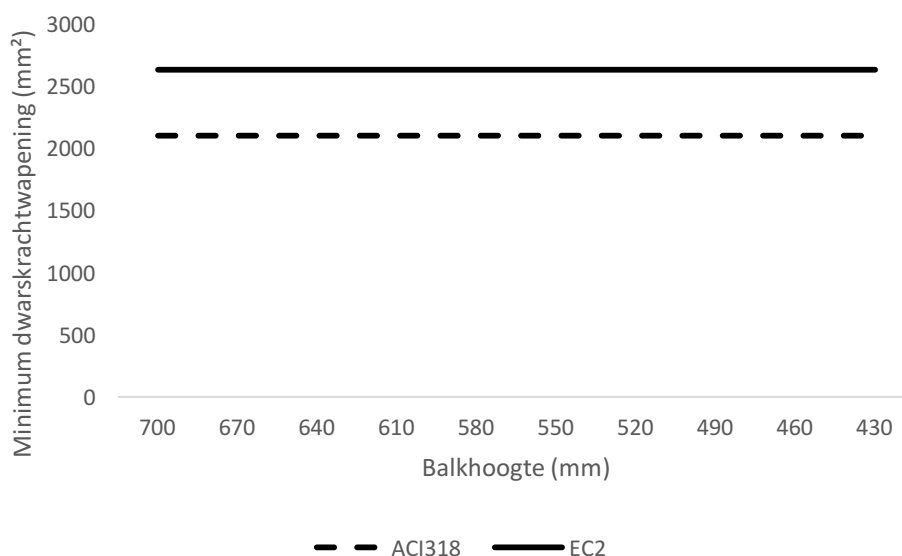
Tabel 31: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 2

Balkreeks 2	H (mm)	d (mm)	Momentwapening EC2 A_{s1} (mm^2)	Momentwapening ACI A_{s1} (mm^2)
Balk 1	700	652	1373	1376
Balk 2	670	622	1445	1449
Balk 3	640	592	1528	1530
Balk 4	610	562	1622	1622
Balk 5	580	532	1729	1726
Balk 6	550	502	1855	1846
Balk 7	520	472	2003	1986
Balk 8	490	442	2184	2151
Balk 9	460	412	2408	2350
Balk 10	430	382	2700	2598

- Minimum dwarskrachtwapening $A_{v,min}$

Figuur 66 toont aan dat de minimum dwarskrachtwapening volgens EC2 steeds groter is dan deze volgens ACI 318. De wapeningshoeveelheid is voor beide ontwerpcodes onafhankelijk van de hoogte.

Voor beide ontwerpcodes geldt dat de minimum tussenafstand van de beugels enkel afhangt van de breedte B , de betondruksterkte f_{ck} , de staalvloeigrens f_{yk} en de beugeloppervlakte. Volgens EC2 wordt echter wel een maximale tussenafstand van de beugels opgelegd van 75% van de nuttige hoogte d . Hierdoor zal voor zeer kleine balkhoogtes het verschil tussen beide ontwerpcodes toch gaan afnemen. In Figuur 66 is het verschil dus enkel toe te wijzen aan de constant toegepaste karakteristieke betondruksterkte.

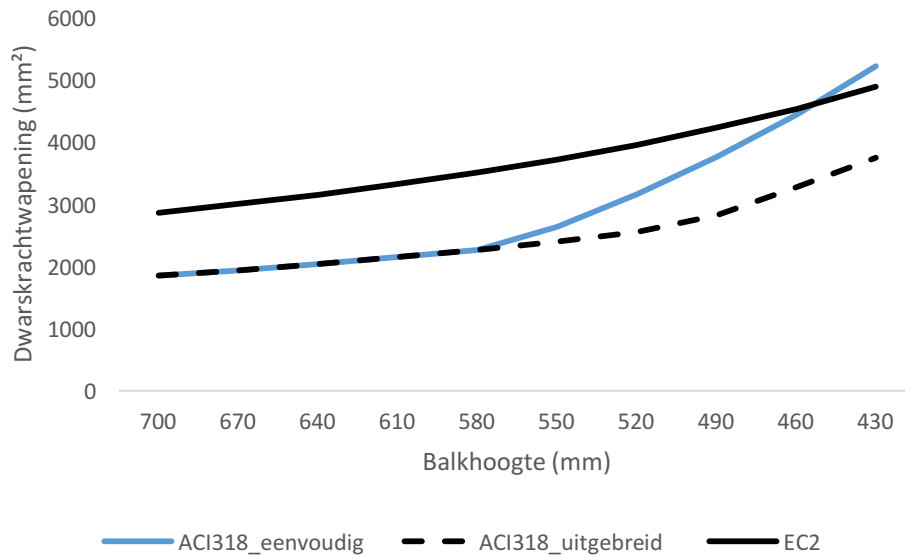


Figuur 66: Minimum dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)

- Dwarskrachtwapening A_v

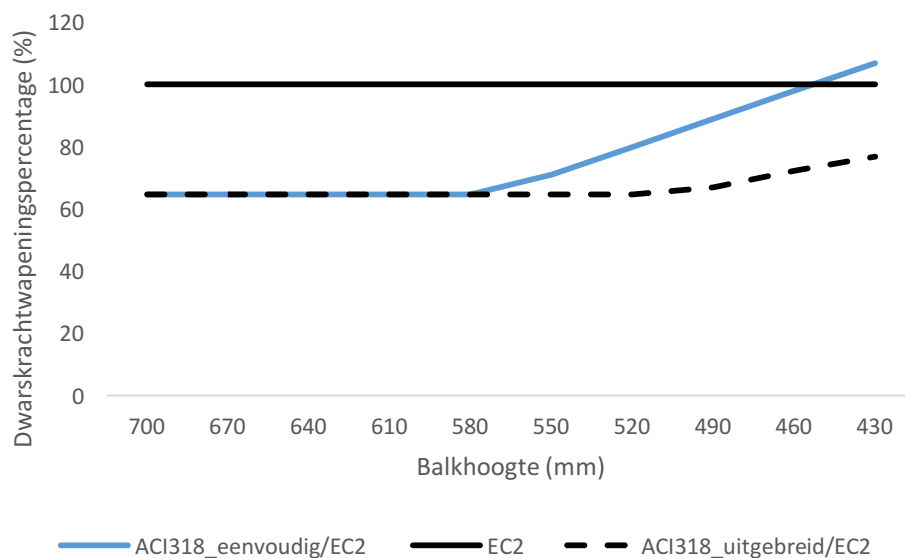
Figuur 67 toont het verschil in oppervlakte dwarskrachtwapening in functie van de hoogte van de sectie.

Naargelang de hoogte afneemt, zal de uitgebreid berekende dwarskrachtwapening volgens ACI opnieuw lager liggen dan deze bepaald volgens de eenvoudige wijze. Daarnaast zal bij voldoende hoogte van de sectie een constant verschil in wapening worden bekomen. De redenen hiervoor zijn analoog aan deze die werden geformuleerd bij een afnemende breedte (balkreeks 1).



Figuur 67: Dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)

Figuur 68 toont de dwarskrachtwapening volgens ACI 318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van de dwarskrachtwapening volgens EC2 (100%). Dezelfde conclusies kunnen worden getrokken als bij balkreeks 1 (Figuur 65). Het verschil in berekende dwarskrachtwapening kan oplopen tot 35% minder dwarskrachtwapening volgens ACI 318.



Figuur 68: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)

Balkreeks 3

- Ontwerpparameters

Voor balkreeks 3 werd de lengte van de balk systematisch vermeerderd met 500 mm (Tabel 32). Alle andere parameters zijn hier constant gehouden. Aangezien de lengte geen constante is, zullen de solliciterende momenten en dwarskrachten systematisch mee toenemen met de lengte. De berekende momentwapening per balk werd overgenomen uit de momentcontrole van de overeenkomstige balkreeks (3.2.2).

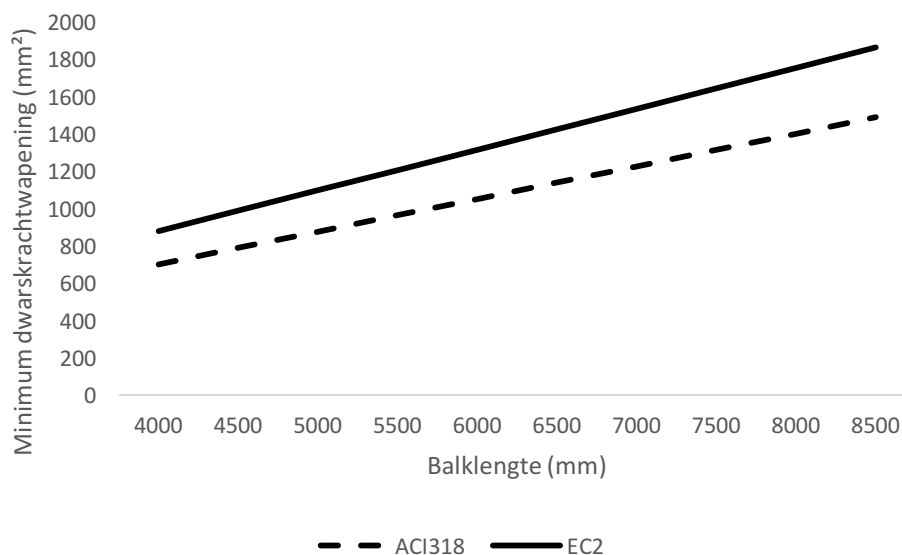
Tabel 32: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 3

Balk-reeks 2	L (mm)	M_u EC2 (kN/m)	M_u ACI (kN/m)	V_u EC2 (kN)	V_u ACI (kN)	Moment-wapening EC2 A_{s1} (mm^2)	Moment-wapening ACI A_{s1} (mm^2)
Balk 1	4000	130	138	130	138	707	773
Balk 2	4500	164	174	146	155	902	906
Balk 3	5000	203	215	162	172	1124	1127
Balk 4	5500	246	260	179	189	1374	1376
Balk 5	6000	292	310	195	206	1657	1655
Balk 6	6500	343	363	211	224	1974	1966
Balk 7	7000	398	421	227	241	2330	2310
Balk 8	7500	457	484	244	258	2733	2692
Balk 9	8000	520	550	260	275	3188	3114
Balk 10	8500	587	621	276	292	3708	3583

- Minimum dwarskrachtwapening $A_{v,min}$

Figuur 69 toont aan dat de minimum dwarskrachtwapening volgens EC2 steeds groter is dan deze volgens ACI 318. De wapeningshoeveelheid zal voor beide ontwerpcodes toenemen naarmate de lengte van de balk toeneemt. Dit valt te verklaren door het feit dat het rekenblad in Excel zo werd ingesteld dat de minimum dwarskrachtwapening (beugels) uniform over de volledige lengte van de balk wordt voorzien (3.3.1).

De hoeveelheid in dwarsdoorsnede blijft echter opnieuw constant. Het verschil wordt hier toegewezen aan de karakteristieke betondruksterkte.



Figuur 69: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balklengte (mm)

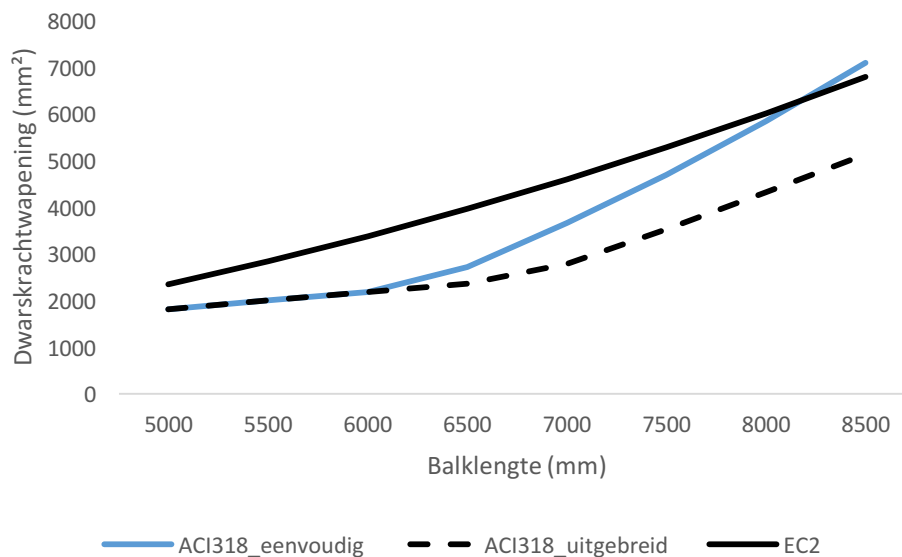
- Dwarskrachtwapening A_v

Figuur 70 toont het verschil in oppervlakte dwarskrachtwapening in functie van de lengte van de balk.

Naargelang de lengte toeneemt, zal de uitgebreid berekende dwarskrachtwapening volgens ACI 318 opnieuw lager liggen dan deze bepaald volgens de eenvoudige wijze. De reden hiervoor is analoog aan deze die werd geformuleerd bij een afnemende breedte (balkreeks 1). Zo zal een toenemende lengte een hogere sollicerend dwarskracht V_u induceren. Dit zal ervoor zorgen dat er dwarskrachtwapening zal geplaatst worden aan een tussenafstand die niet meer constant $\frac{d}{2}$ is, maar gelijk is aan:

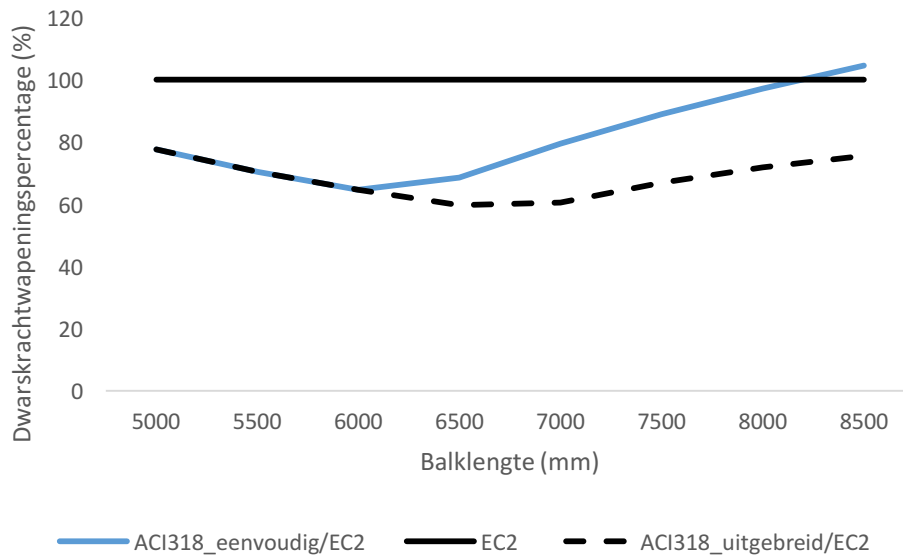
$$s = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}$$

Hierbij zal het wapeningsverschil tussen de wapening bepaald volgens ACI met $V_{c,eenvoudig}$ en $V_{c,uitgebreid}$, merkbaar worden. Zo zal $V_{c,eenvoudig} < V_{c,uitgebreid}$, waardoor er op basis van $V_{c,eenvoudig}$ meer wapening wordt bepaald en zo dichter de wapeningshoeveelheid volgens EC2 benadert.



Figuur 70: Dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balklengte (mm)

Figuur 71 toont de dwarskrachtwapening volgens ACI 318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van de dwarskrachtwapening volgens EC2 (100%). Dezelfde conclusies kunnen worden getrokken als bij balkreeks 1 (Figuur 65). Het verschil in berekende dwarskrachtwapening kan oplopen tot 35% minder dwarskrachtwapening volgens ACI 318.



Figuur 71: Dwaarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balklengte (mm)

Balkreeks 4

- Ontwerpparameters

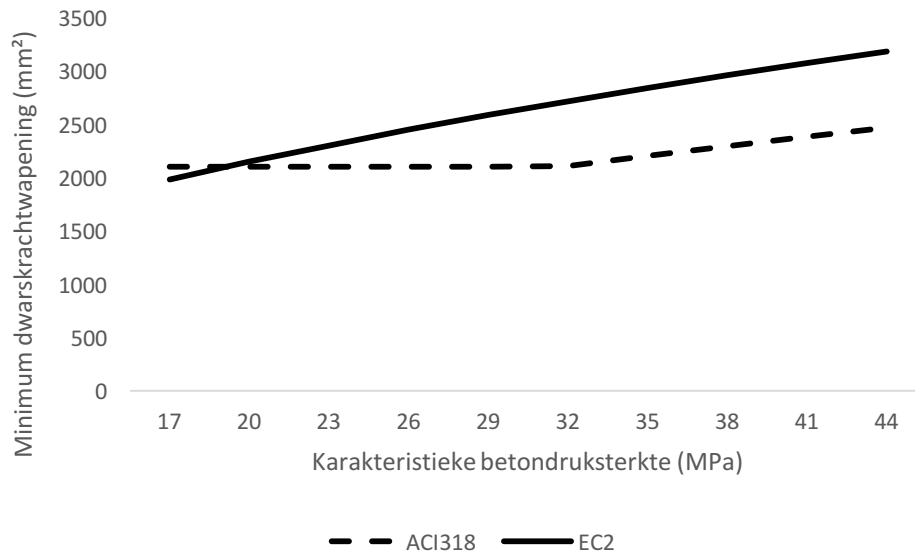
Voor balkreeks 4 werd de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} van de balk systematisch verminderd met $3 \frac{N}{mm^2}$ mm (Tabel 33). Alle andere parameters zijn hierbij constant gehouden. De berekende momentwapening per balk werd overgenomen uit de momentcontrole van de overeenkomstige balkreeks.

Tabel 33: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 4

Balkreeks 4	$f_{ck} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$	Momentwapening EC2 $A_{s1} (mm^2)$	Momentwapening ACI $A_{s1} (mm^2)$
Balk 1	17	1790	1750
Balk 2	20	1737	1715
Balk 3	23	1702	1690
Balk 4	26	1679	1673
Balk 5	29	1661	1659
Balk 6	32	1647	1649
Balk 7	35	1637	1640
Balk 8	38	1628	1633
Balk 9	41	1623	1627
Balk 10	44	1616	1622

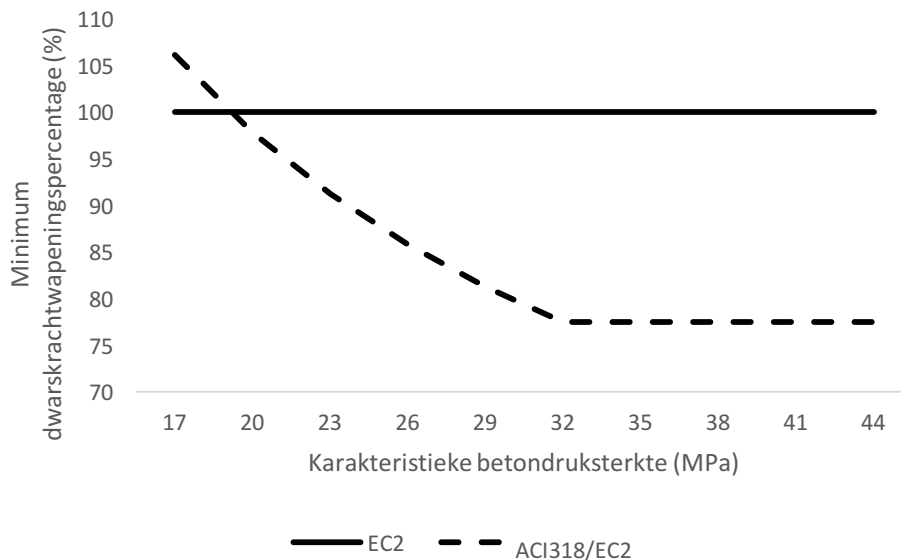
- Minimum dwarskrachtwapening $A_{v,min}$

Figuur 72 toont aan dat de minimum dwarskrachtwapening volgens EC2 vanaf een karakteristieke betondruksterkte $f_{ck} = 20 MPa$ steeds groter zal zijn dan deze berekend volgens ACI 318. Dit verschil blijft toenemen tot en met $f_{ck} = 32 MPa$. Vanaf dan zal het wapeningsverschil tussen beide ontwerpcodes constant blijven.



Figuur 72: Minimum dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa)

In Figuur 73 is de hoeveelheid minimum dwarskrachtwapening volgens ACI 318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van de Europese. Vanaf een karakteristieke betondruksterkte $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ zal de wapeningshoeveelheid volgens EC2 steeds groter zijn dan deze volgens ACI 318. Dit verschil blijft toenemen tot en met $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$. Vanaf dan zal EC2 constant 22,5% meer minimum dwarskrachtwapening voorzien dan ACI 318. Dit verschil is te wijten aan de verschillende empirische formules die beide normeringen hanteren (3.3.1). Dit resultaat bevestigt de overeenkomstige conclusie uit de parameterstudie (2.4.3)

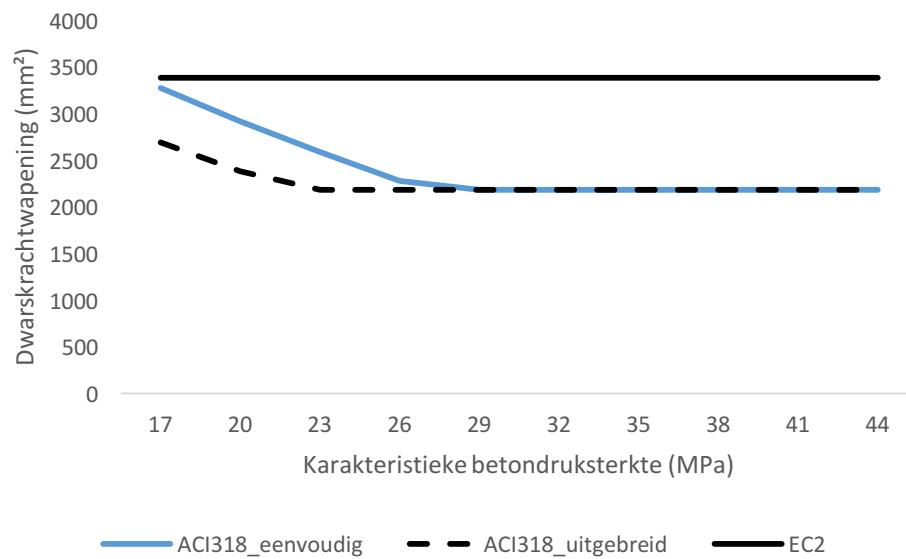


Figuur 73: Minimum dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa)

- Dwarskrachtwapening A_v

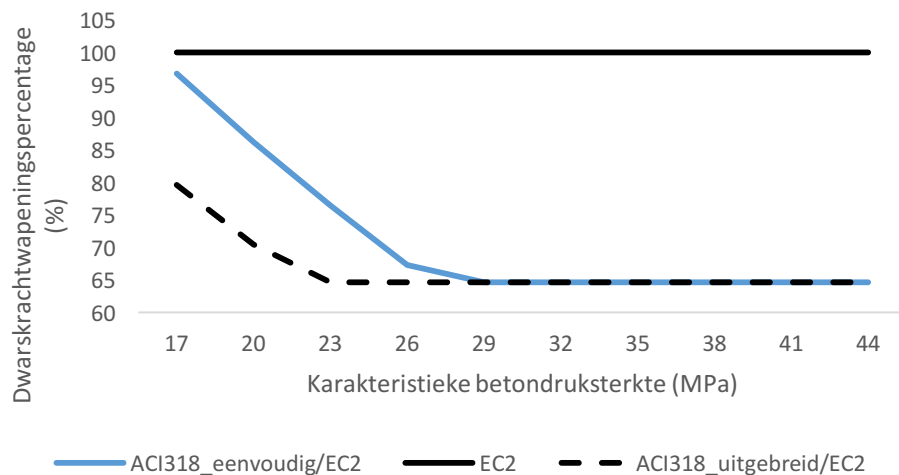
Figuur 74 toont het verschil in dwarskrachtwapening in functie van de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} .

Naargelang f_{ck} afneemt, zal de dwarskrachtweerstand van het beton afnemen. Zoals reeds eerder geconcludeerd, zal de uitgebreid berekende dwarskrachtwapening volgens ACI 318 lager liggen dan deze volgens de eenvoudige wijze omdat er minder capaciteit aan dwarskrachtwapening wordt vereist. Bij afnemende karakteristieke betondruksterkte zal de eenvoudig bepaalde dwarskrachtweerstand van beton sneller afnemen dan de uitgebreide door het verschil in empirische formule (3.3.1). Dit leidt sneller tot meer dwarskrachtwapening volgens de eenvoudige manier en alzo tot snellere benadering van de Europese hoeveelheid. Het verschil in dwarskrachtwapening volgens de eenvoudige en de uitgebreide wijze in ACI vervalt vanaf $f_{ck} = 29 \frac{N}{mm^2}$. Het verschil tussen de solliciterende dwarskracht en de dwarskrachtweerstand van het beton zal opnieuw voldoende klein zijn zodat opnieuw uniform dient gewapend te worden met een tussenafstand $\frac{d}{2}$ volgens ACI 318.



Figuur 74: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa)

Uit Figuur 75 kunnen opnieuw dezelfde conclusies getrokken worden als uit Figuur 74. Hierbij valt ook opnieuw het verschil op in dwarskrachtwapening tot 35%.



Figuur 75: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa)

Balkreeks 5

- Ontwerpparameters

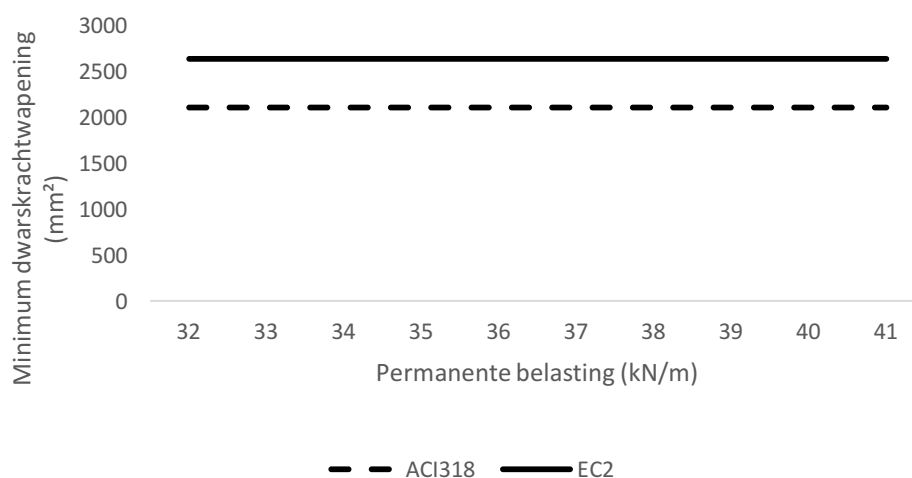
Voor balkreeks 5 werd de permanente last G op de balk systematisch vermeerderd met 1 kN/m (Tabel 34). Alle andere parameters zijn hierbij constant gehouden. Aangezien de permanente belasting G geen constante is, zullen de solliciterende momenten en dwarskrachten systematisch mee toenemen met de permanente belasting G. De berekende momentwapening per balk werd overgenomen uit de momentcontrole van de overeenkomstige balkreeks.

Tabel 34: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 5

Balk-reeks 5	G (kN/m)	M_u EC2 (kN/m)	M_u ACI (kN/m)	V_u EC2 (kN)	V_u ACI (kN)	Momentwapening EC2 A_{s1} (mm ²)	Momentwapening ACI A_{s1} (mm ²)
Balk 1	32	245,025	258,975	163,35	172,65	1370	1370
Balk 2	33	251,1	265,275	167,4	176,85	1406	1405
Balk 3	34	257,175	271,575	171,45	181,05	1443	1440
Balk 4	35	263,25	277,875	175,5	185,25	1479	1476
Balk 5	36	269,325	284,175	179,55	189,45	1516	1511
Balk 6	37	275,4	290,475	183,6	193,65	1553	1547
Balk 7	38	281,475	296,775	187,65	197,85	1590	1582
Balk 8	39	287,55	303,075	191,7	202,05	1628	1618
Balk 9	40	293,625	309,375	195,75	206,25	1665	1654
Balk 10	41	299,7	315,675	199,8	210,45	1702	1690

- Minimum dwarskrachtwapening $A_{v,min}$

Figuur 76 toont aan dat de minimum dwarskrachtwapening volgens EC2, in functie van de permanente belasting, steeds groter is dan volgens ACI 318. De wapeningshoeveelheid is voor beide ontwerpcodes onafhankelijk van de permanente belasting G. Dit omdat de empirische formules voor minimumwapening volgens beide normeringen enkel afhangen van geometrische en materiaalaspecten, zoals reeds eerder aangetoond.



Figuur 76: Minimum dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de permanente belasting (kN/m)

- Dwarskrachtwapening A_v

Figuur 77 toont het verschil in dwarskrachtwapening volgens ACI 318 en EC2 in functie van de permanente belasting G .

Naargelang G toeneemt, zal de uitgebreid berekende dwarskrachtwapening en de eenvoudig berekende dwarskrachtwapening volgens ACI 318 samenvallen. Dit is opnieuw te wijten aan het feit dat in beide ACI-berekeningen de minimum

tussenafstand voor de beugels steeds gelijk is aan $\frac{d}{2}$:

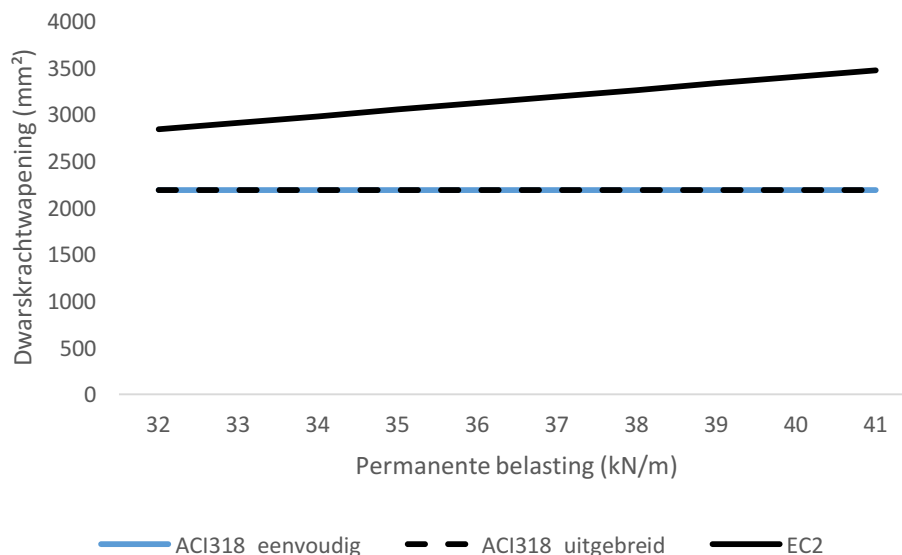
$$s \leq \min \left(\frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}; \frac{d}{2} \right)$$

In Figuur 77 is eveneens duidelijk merkbaar dat de dwarskrachtwapening volgens EC2 hoger is met een verschiltoename naarmate de permanente belasting G toeneemt. De wapening volgens EC2 zal namelijk blijven stijgen bij toenemende belasting, terwijl volgens ACI 318 uniform zal blijven gewapend worden aan een tussenafstand $\frac{d}{2}$.

Slechts vanaf een voldoende hoge belasting (voldoende hoge solliciterende dwarskracht V_u) zal ACI318 gaan wapenen met een kleinere tussenafstand s .

$$s \leq \min \left(\frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}; \frac{d}{2} \right) = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}$$

Vanaf dan zal het dalende verschil tussen ACI318-eenvoudig en de wapening volgens EC2 opnieuw merkbaar worden. Dit is nog niet zichtbaar in de grafiek door het beperkte bereik van de permanente belasting.



Figuur 77: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de permanente belasting (kN/m)

Balkreeks 6

- Ontwerpparameters

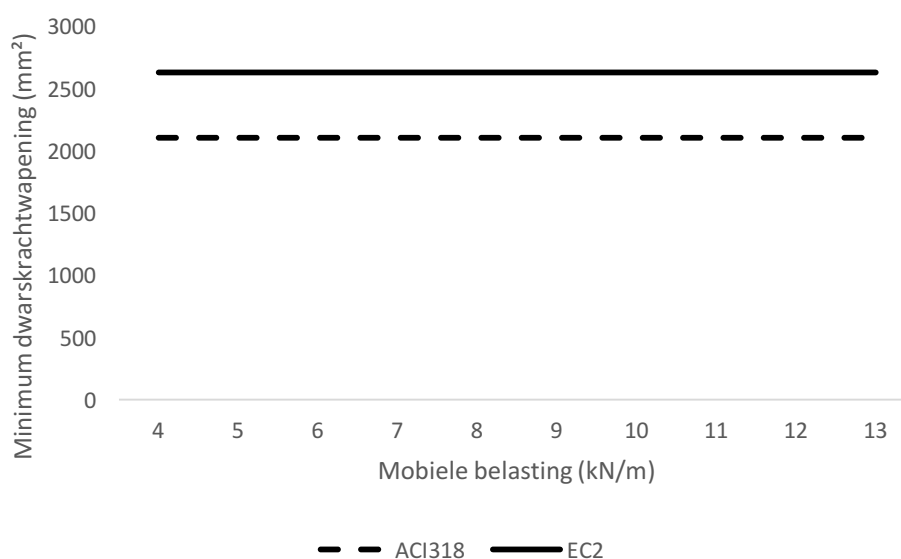
Voor balkreeks 6 werd de mobiele last Q op de balk systematisch vermeerderd met 1 kN/m (Tabel 35). Alle andere parameters zijn hierbij constant gehouden. Aangezien de permanente belasting Q geen constante is, zullen de solliciterende momenten en dwarskrachten systematisch mee toenemen met de mobiele belasting Q . De berekende momentwapening per balk werd overgenomen uit de momentcontrole van de overeenkomstige balkreeks.

Tabel 35: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 6

Balk-reeks 6	Q (kN/m)	M_u EC2 (kN/m)	M_u ACI (kN/m)	V_u EC2 (kN)	V_u ACI (kN)	Momentwapening EC2 A_{s1} (mm ²)	Momentwapening ACI A_{s1} (mm ²)
Balk 1	4	251,775	263,7	167,85	175,8	1410	1396
Balk 2	5	258,525	271,35	172,35	180,9	1451	1439
Balk 3	6	265,275	279	176,85	186	1491	1482
Balk 4	7	272,025	286,65	181,35	191,1	1532	1525
Balk 5	8	278,775	294,3	185,85	196,2	1573	1568
Balk 6	9	285,525	301,95	190,35	201,3	1615	1612
Balk 7	10	292,275	309,6	194,85	206,4	1657	1655
Balk 8	11	299,025	317,25	199,35	211,5	1698	1699
Balk 9	12	305,775	324,9	203,85	216,6	1739	1743
Balk 10	13	312,525	332,55	208,35	221,7	1781	1787

- Minimum dwarskrachtwapening $A_{v,min}$

Figuur 78 toont aan dat de minimum dwarskrachtwapening volgens EC2, in functie van de mobiele belasting, steeds groter is dan volgens ACI 318. De wapeningshoeveelheid is voor beide ontwerpcodes onafhankelijk van de mobiele belasting G . Dit omdat de empirische formules voor minimumwapening volgens beide normeringen enkel afhangen van geometrische en materiaalaspecten zoals reeds eerder aangetoond.



Figuur 78: Minimum dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de mobiele belasting (kN/m)

- Dwarskrachtwapening A_v

Figuur 79 toont het verschil in dwarskrachtwapening volgens ACI 318 en EC2, in functie van de mobiele belasting Q .

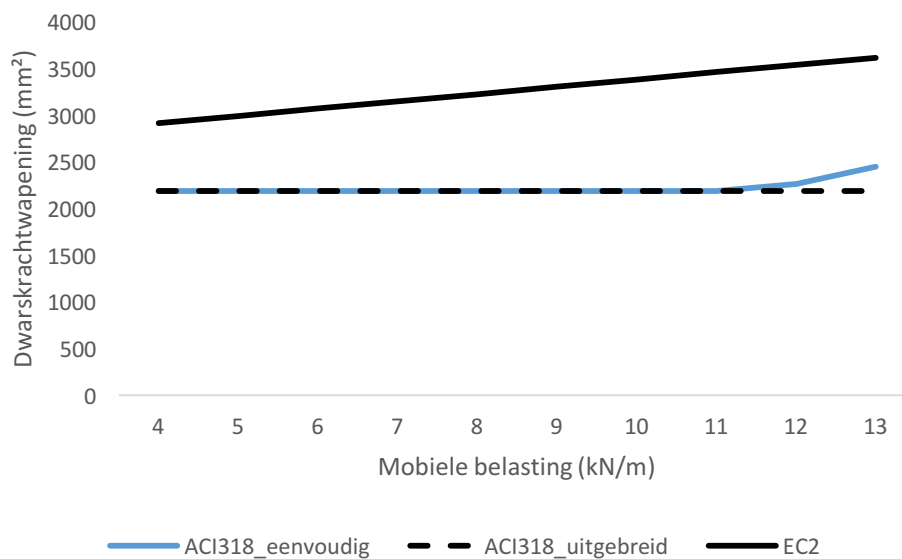
Naargelang Q toeneemt, zal het verschil in dwarskrachtwapening tussen beide ontwerpcodes toenemen. Hierbij lopen de uitgebreid en de eenvoudig berekende dwarskrachtwapening volgens ACI 318 samen tot een mobiele belasting $Q = 12$ kN/m. Dit is te wijten aan het feit dat in beide berekeningen de minimum tussenafstand voor de beugels steeds gelijk is aan $\frac{d}{2}$:

$$s \leq \min \left(\frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}; \frac{d}{2} \right) = \frac{d}{2}$$

Vanaf $Q = 12 \frac{kN}{m}$ zal V_u echter voldoende groot zijn waardoor geldt dat:

$$s \leq \min \left(\frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}; \frac{d}{2} \right) = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}$$

De invloed van de uitgebreide en eenvoudig bepaalde V_c wordt merkbaar. Zo zal het verschil in wapening tussen EC2 en de eenvoudig bepaalde hoeveelheid volgens ACI 318 opnieuw kleiner zijn dan het verschil met de uitgebreid berekende ACI-hoeveelheid.



Figuur 79: Dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de mobiele belasting (kN/m)

Balkreeks 7

- Ontwerpparameters

Voor balkreeks 7 werd de betondekking c systematisch vermeerderd met 2 mm (Tabel 36). Alle andere parameters zijn hierbij constant gehouden. Aangezien de betondekking systematisch 2 mm toeneemt, zal de nuttige hoogte d van de sectie

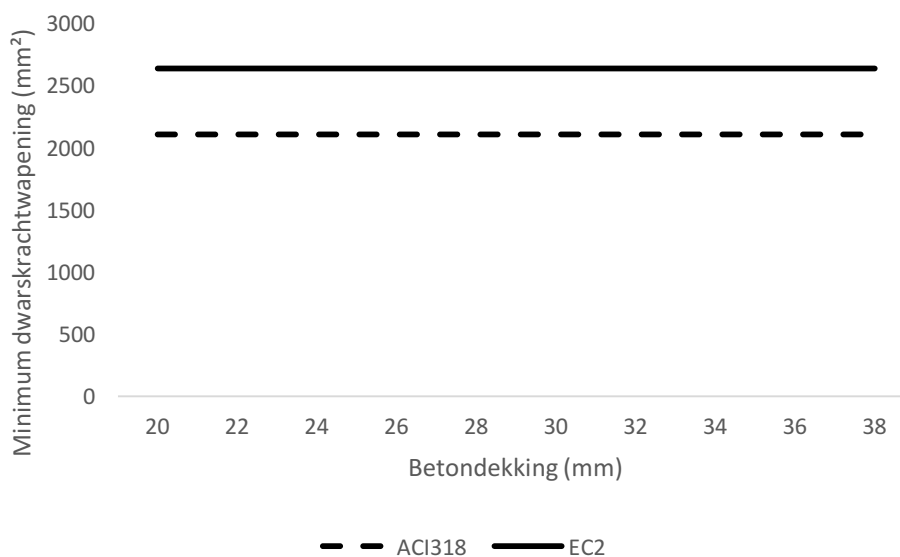
systematisch afnemen met 2 mm. De berekende momentwapening per balk werd overgenomen uit de momentcontrole van de overeenkomstige balkreeks.

Tabel 36: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 7

Balkreeks 7	c (mm)	d (mm)	Momentwapening EC2 A_{s1} (mm^2)	Momentwapening ACI A_{s1} (mm^2)
Balk 1	20	562	1622	1622
Balk 2	22	560	1629	1629
Balk 3	24	558	1636	1635
Balk 4	26	556	1643	1642
Balk 5	28	554	1650	1649
Balk 6	30	552	1657	1655
Balk 7	32	550	1664	1662
Balk 8	34	548	1671	1669
Balk 9	36	546	1678	1676
Balk 10	38	544	1685	1683

- Minimum dwarskrachtwapening $A_{v,min}$

Figuur 80 toont aan dat de minimum dwarskrachtwapening volgens EC2, in functie van de betondekking, steeds groter is dan volgens ACI 318. De wapeningshoeveelheid is voor beide ontwerpcodes onafhankelijk van de betondekking. Dit omdat de empirische formules voor minimumwapening volgens beide normeringen enkel afhangen van geometrische en materiaalaspecten zoals reeds eerder aangetoond.



Figuur 80: Minimum dwarskrachtwapening (mm^2) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de betondekking (mm)

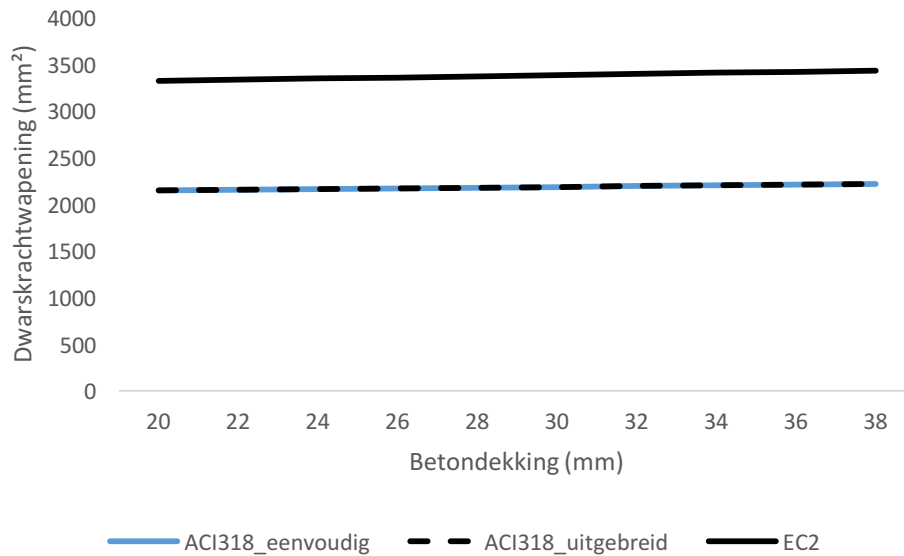
- Dwarskrachtwapening A_v

Figuur 81 toont het verschil in dwarskrachtwapening in functie van de betondekking c. Naargelang c toeneemt, zal de hoeveelheid dwarskrachtwapening volgens beide ontwerpcodes in gelijke mate toenemen. Hierbij lopen de uitgebreid en de eenvoudig berekende dwarskrachtwapening volgens ACI 318 samen. Dit is te wijten aan het feit

dat in beide berekeningen de minimum tussenafstand voor de beugels steeds gelijk is aan $\frac{d}{2}$:

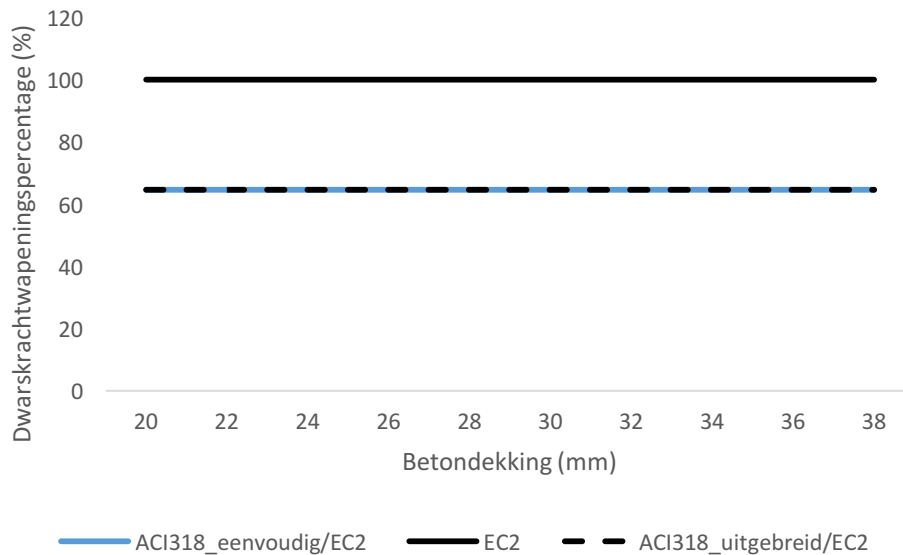
$$s \leq \min \left(\frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}; \frac{d}{2} \right)$$

In Figuur 81 is eveneens duidelijk merkbaar dat de dwarskrachtwapening volgens EC2 steeds hoger is. De dwarskrachtwapening neemt eveneens lichtjes toe naarmate de betondekking toeneemt



Figuur 81: Dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de betondekking (mm)

Figuur 82 toont de dwarskrachtwapening volgens ACI uitgedrukt in het percentage ten opzichte van de dwarskrachtwapening volgens EC2 (100%). Deze Figuur 82 toont zoals reeds eerder een wapeningsverschil van 35% tussen de Europees berekende wapening en de ACI 318 wapening op basis van de beperking in tussenafstand $\frac{d}{2}$.



Figuur 82: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de betondekking (mm)

Balkreeks 8

- Ontwerpparameters

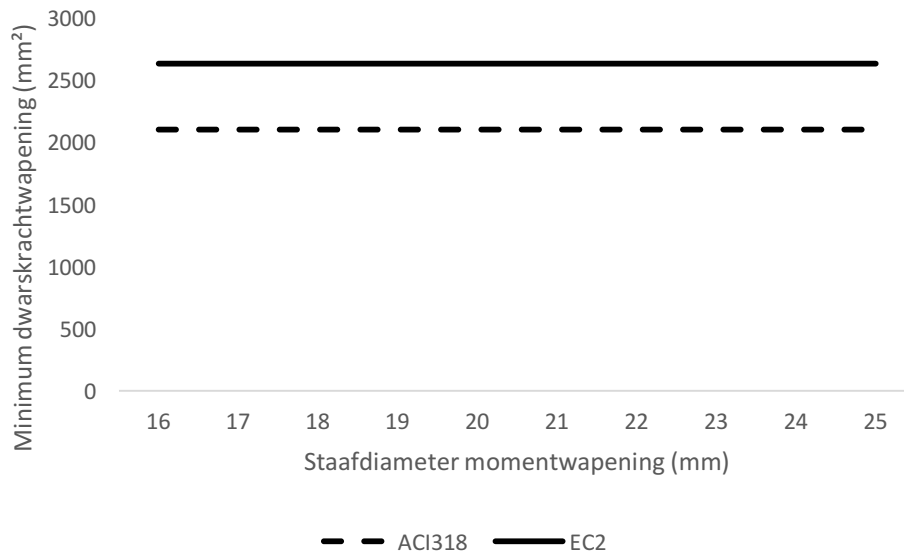
Voor balkreeks 8 werd de staafdiameter van de momentwapening systematisch vermeerderd met 1 mm (Tabel 37). Alle andere parameters zijn hierbij constant gehouden. Aangezien de staafdiameter systematisch 1 mm toeneemt, zal de nuttige hoogte d van de sectie systematisch afnemen met 0,5 mm. De berekende momentwapening per balk werd overgenomen uit de momentcontrole van de overeenkomstige balkreeks.

Tabel 37: Veranderende ontwerpparameters per balk van balkreeks 8

Balkreeks 8	Staaft-Diameter ϕ_s (mm)	d (mm)	Momentwapening EC2 A_{s1} (mm^2)	Momentwapening ACI A_{s1} (mm^2)
Balk 1	16	554	1650	1649
Balk 2	17	553,5	1651	1650
Balk 3	18	553	1653	1652
Balk 4	19	552,5	1655	1654
Balk 5	20	552	1657	1655
Balk 6	21	551,5	1658	1657
Balk 7	22	551	1660	1659
Balk 8	23	550,5	1662	1660
Balk 9	24	550	1664	1662
Balk 10	25	549,5	1665	1664

- Minimum dwarskrachtwapening $A_{v,min}$

Figuur 83 toont aan dat de minimum dwarskrachtwapening volgens EC2, in functie van de staafdiameter van de momentwapening, steeds groter is dan volgens ACI 318. De wapeningshoeveelheid is voor beide ontwerp codes onafhankelijk van de betondekking zoals reeds eerder aangetoond.



Figuur 83: Minimum dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de staafdiameter van de momentwapening (mm)

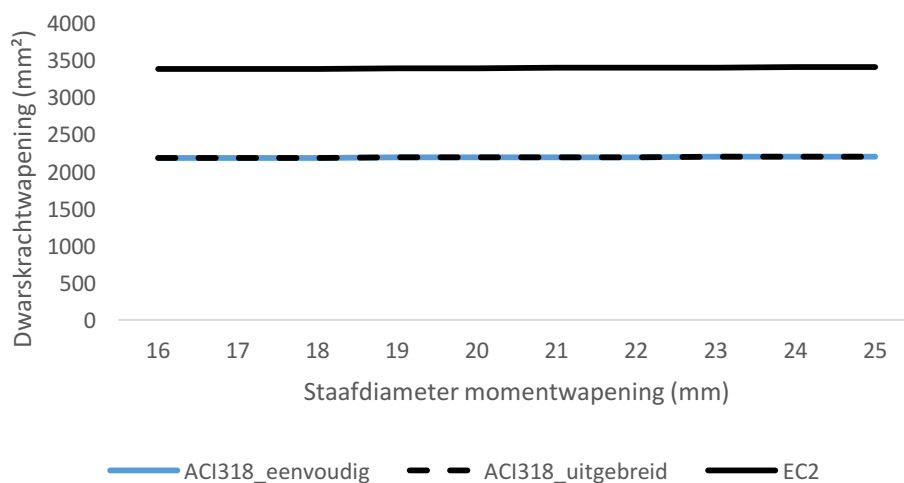
- Dwarskrachtwapening A_v

Figuur 84 toont het verschil in dwarskrachtwapening in functie van de staafdiameter van de momentwapening.

Naargelang deze staafdiameter toeneemt, zal de hoeveelheid dwarskrachtwapening volgens beide ontwerpcodes in dezelfde kleine mate toenemen. Hierbij lopen de uitgebreid en de eenvoudig berekende dwarskrachtwapening volgens ACI 318 samen. Dit is te wijten aan het feit dat in beide berekeningen de minimum tussenafstand voor de beugels steeds gelijk is aan $\frac{d}{2}$:

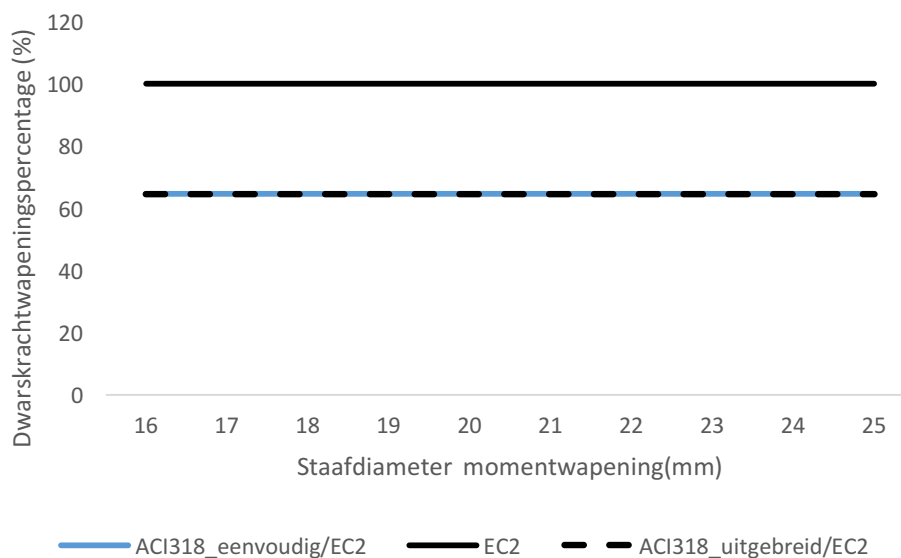
$$s \leq \min \left(\frac{\frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} \cdot f_{ywk} \cdot d}{\frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}}; \frac{d}{2} \right)$$

In Figuur 84 is eveneens duidelijk merkbaar dat de dwarskrachtwapening volgens EC2 steeds hoger is.



Figuur 84: Dwarskrachtwapening (mm²) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de staafdiameter van de momentwapening (mm)

Figuur 85 toont de dwarskrachtwapening volgens ACI 318, uitgedrukt in het percentage ten opzichte van de dwarskrachtwapening volgens EC2 (100%). Deze Figuur 85 toont dat, ongeacht de staafdiameter van de momentwapening, de hoeveelheid dwarskrachtwapening volgens EC2 steeds 35% groter zal zijn dan de ACI 318-hoeveelheid berekend met de tussenafstandsbeperking $\frac{d}{2}$.



Figuur 85: Dwarskrachtwapeningspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de staafdiameter van de momentwapening (mm)

Dwarskrachtwapening in functie van karakteristieke dwarskrachtwaardes

In voorgaande resultaten valt op dat de grootte van de belasting bij constante geometrie een grote rol speelt bij de bepaling van de dwarskrachtwapening volgens ACI 318. Daarnaast speelt de invloed van de verschillende belastingsfactoren volgens beide ontwerpcodes eveneens een rol.

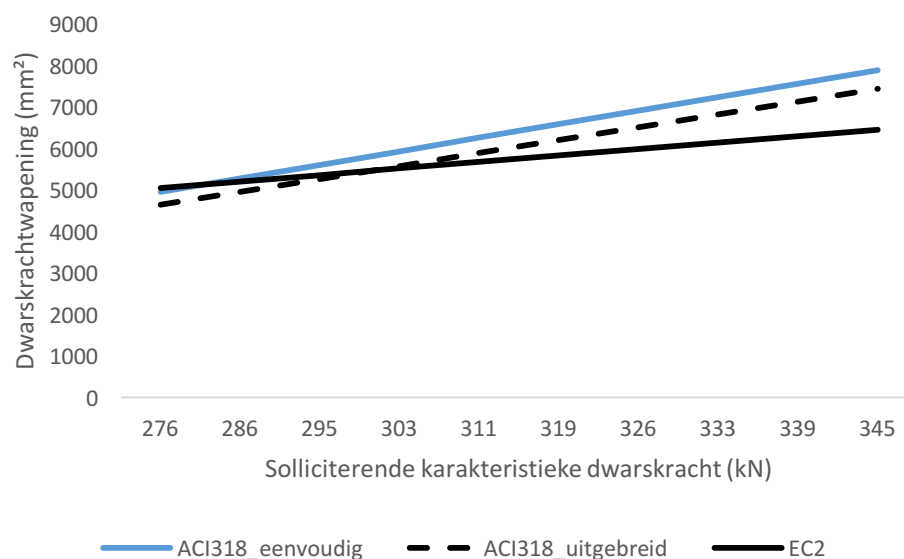
De belasting in voorgaande ontwerptoepassingen waren relatief laag, waardoor er volgens ACI 318 vaak uniform gewapend werd met de opgelegde tussenafstandsbeperking $\frac{d}{2}$. Dit gaf een vast verschil van 35% minder wapening ten opzichte van EC2. Echter bij voldoende hoge belasting werd volgens ACI 318 de wapeningscapaciteit gereduceerd met de dwarskrachtweerstand van het beton en werden tussenafstanden kleiner dan $\frac{d}{2}$ bekomen. Hierbij werd duidelijk uit de resultaten dat ACI 318 conservatiever zou worden dan EC2 naarmate de belasting toenam.

Om een vergelijking te kunnen maken tussen de wapeningsberekening op basis van de schoorhoekoptimalisatie (EC2) en op basis van de capaciteitsreductie door de dwarskrachtweerstand van het beton (ACI 318) zal de Amerikaanse beperking in tussenafstand vermeden moeten worden in de Amerikaanse berekening. Dit is dus mogelijk bij een voldoende hoge optredende belasting bij constante geometrie.

Tenslotte zal om een representatieve vergelijking tussen beide berekeningsprocedures te kunnen maken, gerekend worden met karakteristieke dwarskrachtwaardes (belastingsfactoren gelijk aan één). Op deze manier kunnen de verschillende belastingsfactoren geen bijkomende rol spelen.

In Figuur 86 valt op dat de karakteristieke, solliciterende dwarskracht start vanaf 276 kN. Uit de berekening volgens ACI 318 blijkt dat bij deze waarde de capaciteitsreductie wordt toegepast zodat de beugelafstand kleiner wordt dan $\frac{d}{2}$.

Voor kleine dwarskrachtwaardes zal volgens beide procedés de berekende dwarskrachtwapening kort bij elkaar liggen. Naarmate de solliciterende karakteristieke dwarskracht toeneemt, valt op dat de berekening op basis van de wapeningscapaciteitsreductie (ACI 318) conservatiever wordt dan deze op basis van de schoorhoekoptimalisatie (EC2). De Amerikaanse capaciteitsreductie op basis van de eenvoudig berekende dwarskrachtweerstand van het beton (92) blijkt hierbij conservatiever dan deze op basis van de uitgebreide berekening (93). De Amerikaanse berekening van de wapening op basis van de uitgebreide dwarskrachtweerstand van het beton zal bij hogere solliciterende dwarskrachten dichter EC2 benaderen dan de eenvoudige berekening. Dit komt eveneens overeen met de conclusie uit het gevoerde onderzoek naar het verschil tussen de empirische formules voor de dwarskrachtweerstand van het beton uit de literatuurstudie (1.2). Het toenemende verschil tussen beide ontwerpcodes bij toenemende dwarskracht is te verklaren door het feit dat de eenvoudige formule, volgens ACI 318, voor de dwarskrachtweerstand van het beton (92) onafhankelijk is van de solliciterende dwarskracht. De eenvoudig bepaalde dwarskrachtweerstand van het beton blijft hierdoor constant bij toenemende solliciterende dwarskracht waardoor de berekende wapening zal blijven toenemen. Aangezien de uitgebreid bepaalde dwarskrachtweerstand van het beton (93) onder andere wel rekening houdt met de solliciterende dwarskracht zal deze EC2 beter benaderen. De Europese ontwerpcode zal namelijk steeds de schoorhoek in het beton optimaliseren ten opzichte van de solliciterende dwarskracht en zorgt alzo voor lagere wapeningshoeveelheden dan ACI 318 bij hogere dwarskrachtwaarden. In Figuur 86 is gerekend zonder belastingsfactoren waardoor het werkelijke verschil nog iets groter zal zijn, aangezien ACI 318 met grotere belastingsfactoren rekent en alzo zal wapenen aan een grotere solliciterende dwarskracht dan EC2.



Figuur 86: Dwarskrachtwapening (mm^2) in functie van de karakteristieke waarde van de solliciterende dwarskracht (kN), volgens ACI 318 en EC2

3.3.3 Conclusie

- Minimum dwarskrachtwapening $A_{v,min}$

Als algemene conclusie voor het verschil in maatgevendheid tussen ACI 318 en EC2 voor de berekening van de minimum dwarskrachtwapening, kan gesteld worden dat EC2 tot 22,5% conservatiever kan zijn. Zo zal in de Europese berekening vanaf een karakteristieke betondruksterkte $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$ steeds 22,5% meer minimum dwarskrachtwapening worden voorzien dan in de Amerikaanse. Naarmate f_{ck}

afneemt, zal het wapeningsverschil mee afnemen. Vanaf $f_{ck} \leq 17 \text{ MPa}$ zal ACI 318 uiteindelijk conservatiever zijn.

- Dwarskrachtwapening A_v

Als algemene conclusie voor het verschil in maatgevendheid tussen ACI 318 en EC2 kan gesteld worden dat EC2 tot 35% conservatiever kan zijn op vlak van dwarskrachtwapening. Zo zal de Amerikaanse ontwerpcode gemiddeld slechts 65% van de dwarskrachtwapening bekomen ten opzichte van de Europese, wanneer het moet wapenen aan $\frac{d}{2}$. Aangezien ACI 318 de benodigde wapeningscapaciteit reduceert met de dwarskrachtweerstand van het beton zal het verschil met EC2 afnemen naarmate de breedte, de hoogte of de betondruksterkte van de sectie afneemt. Het verschil zal hierbij kleiner zijn tussen EC2 en de eenvoudige berekeningsmethode volgens ACI 318 (op basis van snelle berekening van de dwarskrachtweerstand van het beton). Hetzelfde kan opgemerkt worden bij toename van de mobiele belasting, permanente belasting of lengte. Hierbij zal namelijk de solliciterende dwarskracht toenemen ten opzichte van de dwarskrachtweerstand van beton. Dit zal bij voldoende hoge belasting opnieuw zorgen voor een daling van het wapeningsverschil. Bij een voldoende groot verschil tussen solliciterende dwarskracht en dwarskrachtweerstand van beton zal de dwarskrachtwapening volgens ACI 318 uiteindelijk groter zijn dan de dwarskrachtwapening volgens EC2. De capaciteitsreductie bij de Amerikaanse berekening zal namelijk bij hoge dwarskrachtwwaarden conservatiever zijn dan de Europese berekening op basis van de schoorhoekoptimalisatie.

3.4 Doorbuiging

Zowel ACI 318 als EC2 gebruiken de permanente belasting en een permanent aandeel van de mobiele belasting om de doorbuiging op lange termijn te bepalen (1.3.5). Het permanente aandeel van de mobiele belasting wordt volgens Europese normering voorgeschreven door ψ_2 -factoren. Deze zijn afhankelijk van het type constructie en is voor algemene gebouwconstructies (woon –en verblijfruimtes) gelijk aan 0,3 [8]. ACI 318 omschrijft hiervoor geen specifieke waarden en laat de ontwerper hierin vrij om te beslissen. Ontwerptoeepassingen uit de literatuur tonen echter aan dat ook zij voor algemene gebouwconstructies doorgaans een permanent aandeel van 30% hanteren [10]. Om nu een representatieve vergelijking te kunnen maken, zal voor de doorbuigingsberekening volgens beide normeringen een permanent aandeel van de mobiele belasting van 30% worden beschouwd.

In 3.4.1 zal nu de door beide ontwerpcodes de toegepaste berekeningsstappen met bijhorende parameters voor de doorbuigingsberekening toegelicht worden.

3.4.1 Rekenblad

EC2

Onder de GGT-Q belastingcombinatie (112) zal de doorbuiging van de verschillende isostatisch opgelegde balken tweemaal uitgerekend worden. Eenmaal in gescheurde toestand en een andere maal in niet-gescheurde toestand. Vervolgens zullen beide doorbuigingen op basis van een verdeelfactor ζ opgeteld worden om zo de uiteindelijke doorbuiging van het element te bekomen.

$$q_{GGT-Q} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q \quad (111)$$

$$q_{GGT-Q} = 1 \cdot G + 1 \cdot 0,3 \cdot Q \quad (112)$$

Zoals aangehaald in de parameterstudie voorzien beide ontwerpcodes tabellen met minimale diktes die de balk in bepaalde omstandigheden moet bezitten. Dit om geen doorbuigingscontrole te moeten uitvoeren. Zo geldt, volgens EC2, dat voor zwaargewapende isostatisch opgelegde balken er geen doorbuigingscontrole hoeft uitgevoerd te worden wanneer geldt dat:

$$\rho_{momentwapening} = \frac{A_{momentwapening}}{b \cdot d} \in [0,5; 1,5] \quad (113)$$

En

$$\frac{L}{d} \in [14,20]$$

Voor dit praktische onderzoek is er echter interesse voor het conservatismeverschil tussen beide ontwerpcodes op vlak van het berekeningsprocedé. Daarom zal deze “minimale dikte” - methode buiten beschouwing worden gelaten.

1. Specifieke ontwerpparameters

- Relatieve vochtigheid: $RH = 50\%$
Om een representatieve vergelijking te kunnen maken wordt een gemiddelde relatieve vochtigheid aangenomen van 50%;
- Belastingtijdstip van het element: $t_0 = 28 \text{ dagen}$.
Er wordt aangenomen dat de belasting aangebracht wordt na 28 dagen. Hierbij heeft het beton zijn volle sterkte;
- Permanent aandeel van de mobiele belasting: $\psi_2 = 0,3$.
De Europese ontwerpcode voorziet, afhankelijk van gebruikstype, coëfficiënten die het permanente deel van de mobiele belasting bepalen. Voor normale gebouwen bedraagt dit permanente aandeel 30%;
- Kruipgehalte: $k = 1$;
Er wordt gerekend op een lange termijn ontwerp waarbij de volledige kruipcoëfficiënt φ in rekening zal worden gebracht.

2. Effectieve traagheidsmodulus betonelement $E_{c,eff}$

In tegenstelling tot de Amerikaanse ontwerpcode zal EC2 de invloed van kruip op lange termijn in rekening brengen op niveau van de elasticiteitsmodulus. Hierbij zal een empirische kruipfactor $\varphi(\infty, t_0)$ bepaald worden op basis van de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} , de relatieve vochtigheid RH , het tijdstip van belasting t_0 en de blootgestelde omtrek h_0 . De exacte formules en factoren voor de bepaling van $E_{c,eff}$ kunnen teruggevonden worden in Tabel 13 van hoofdstuk 1.3.6 uit de parameterstudie.

3. Verhouding elasticiteitsmoduli staal – beton (α)

Zie Tabel 13 van hoofdstuk 1.3.6 uit de parameterstudie.

4. Doorbuiging niet-gescheurde sectie

Om de doorbuiging in niet-gescheurde toestand te kunnen berekenen, zal allereerst de gedrukte zone van het element moeten bepaald worden om alzo het traagheidsmoment in niet-gescheurde toestand $I_{ongesch}$ te kunnen berekenen. De gedrukte zone, ofwel de afstand van de uiterst gedrukte vezel tot de neutrale lijn $x_{ongesch}$ van het element, wordt berekend aan de hand van de theorie van de fictieve doorsnede. Deze methode zal eveneens rekening houden met de invloed van de wapening op de ligging van de neutrale lijn (Tabel 13 van hoofdstuk 1.3.6). In de formule voor $x_{ongesch}$ is A_{s1} de momentwapening en A_{s2} de drukwapening. Aangezien de elementen belast zijn op enkelvoudige buiging zal er geen drukwapening voorzien zijn. Hierdoor valt A_{s2} weg uit de vergelijking. Aan de hand van $I_{ongesch}$ en de doorbuigingsuitdrukking voor isostatisch opgelegde balken, belast onder een gelijkmatig verdeelde belasting, kan vervolgens de doorbuiging van de niet-gescheurde sectie $\delta_{ongesch}$ bepaald worden (Tabel 12).

5. Doorbuiging gescheurde sectie

Om de doorbuiging in gescheurde toestand te kunnen berekenen zal nu de gedrukte zone bepaald moeten worden van het element in gescheurde toestand x_{gesch} . Hieruit zal dan opnieuw het bijhorende traagheidsmoment I_{gesch} kunnen bepaald worden (Tabel 13 van hoofdstuk 1.3.6). De berekening voor de bepaling van de gedrukte zone gebeurt aan de hand van het translatie-evenwicht (114) van de sectie en houdt opnieuw rekening met de wapening.

$$N_{s1} = N_{beton} + N_{s2} \quad (114)$$

Aangezien er ontworpen is met optimaal gebruik van materiaal, zal er geen drukwapening voorzien zijn (trekwapening zal steeds vloeien waardoor bijkomende drukwapening niet vereist is). Daarom kan het translatie-evenwicht vereenvoudigd worden (115).

$$N_{s1} = N_{beton} \quad (115)$$

Hierdoor zal ook A_{s2} wegvallen in de vergelijking voor de bepaling van x_{gesch} . Aan de hand van I_{gesch} en de doorbuigingsuitdrukking voor isostatisch opgelegde balken, belast onder een gelijkmatig verdeelde belasting (Tabel 12), kan vervolgens de doorbuiging van de gescheurde sectie δ_{gesch} bepaald worden.

6. Scheurmoment

Vervolgens moet er gecontroleerd worden of de sectie onder de opgelegde belasting daadwerkelijk gescheurd is. Met andere woorden is de treksterkte f_{ctm} van het element onder de opgelegde belasting overschreden? Dit om te bepalen of de doorbuiging in gescheurde toestand δ_{gesch} mee in rekening moet worden gebracht voor de algehele doorbuiging van de sectie. Om dit te controleren wordt de kritische momentbelasting M_r bepaald waarbij scheuren van de sectie optreedt. Wanneer dit scheurmoment M_r kleiner is dan de solliciterende momentbelasting M_{GGT-Q} (116), dan is de sectie daadwerkelijk gescheurd en moet een gedeelte doorbuiging in gescheurde toestand mee in rekening worden gebracht voor de totale doorbuiging van de sectie. De verdeling van het doorbuigingsaandeel in gescheurde –en niet-gescheurde toestand gebeurt op basis van een verdeelfactor ζ . (Tabel 13 van hoofdstuk 1.3.6).

$$M_r < M_{GGT-Q} = \frac{q_{GGT-Q} \cdot L^2}{8} \quad (116)$$

7. Verdelingsfactor ζ

Vooraleer de totale doorbuiging van de sectie aldus bepaald kan worden, zal er eerst een verdelingsfactor ζ (Tabel 14) bepaald moeten worden die de trekverstijving in de doorsnede in rekening brengt. Met andere woorden hoeveel van de doorbuiging in gescheurde en niet-gescheurde toestand in rekening mag worden gebracht.

Voor de ontwerptoeepassingen in dit onderzoek was de opgelegde belasting steeds toereikend genoeg om ervoor te zorgen dat het kritische scheurmoment M_r overschreden werd.

Verder werd, om een representatieve vergelijking met de Amerikaanse ontwerpcode te kunnen maken, verondersteld dat de belasting langdurig aanwezig zou zijn (>5 jaar) waardoor $\beta = 0,5$ in formule voor de bepaling van de verdeelfactor ζ (Tabel 14).

8. Totale doorbuiging

Tenslotte kan de totale doorbuiging (op lange termijn) δ_{LT} uitgerekend worden (Tabel 14 uit hoofdstuk 1.3.7).

ACI 318

Om een representatieve vergelijking te maken wordt ook voor de doorbuigingsberekening volgens ACI318 aangenomen dat de belasting langdurig (>5 jaar) aanwezig blijft.

Een eerste verschil met de Europese berekeningsmethode is dat ACI 318 eerst de initiële doorbuiging per afzonderlijk belastingtype zal berekenen (δ_G en $\delta_{0,3Q}$). Vervolgens zal het uit deze initiële doorbuigingen, de doorbuigingen op lange termijn bepalen. Dit zal gebeuren door vermenigvuldigen van de initiële doorbuigingen met overeenkomstige tijdscoëfficiënten λ_Δ die verschillen naargelang de belastingsduur per belastingstype. Vervolgens zullen deze lange termijn doorbuigingen worden opgeteld.

Een tweede verschil is dat ACI 318 slechts één doorbuiging per belastingstype zal uitrekenen. Dit op basis van een equivalente traagheidsmodulus I_e , in plaats van twee traagheidsmoduli zoals EC2 dat doet (één in gescheurde en één in niet-gescheurde toestand).

ACI 318 zal dus ook lange termijn effecten door onder andere krimp en kruip in rekening brengen. In tegenstelling tot EC2 zal ACI 318 dit niet op niveau van de traagheidsmodulus in rekening brengen maar op niveau van initiële doorbuigingen op basis van tijdscoëfficiënten λ_Δ . Voor de bepaling van deze tijdscoëfficiënten wordt bovendien rekening gehouden met de invloed van de longitudinale drukwapening.

1. Specifieke ontwerpparameters

- Tijdsfactoren ξ die lange termijn effecten in rekening brengen in functie van de belastingsduur (Tabel 15 en Figuur 23). Aangezien voor de vergelijking met EC2 een belastingsduur > 5 jaar wordt beschouwd, is ξ steeds gelijk aan 2;
- Algehele lange termijn factor λ_Δ (Tabel 14) toegepast op de totale doorbuiging per belastingstype in functie van ξ en het drukwapeningsgehalte ρ' .

2. Traagheidsmodulus betonelement E_c

Er wordt aangenomen dat normaalgewichtsbeton gebruikt wordt. Hiervoor wordt empirisch de elasticiteitsmodulus bepaald (Tabel 13).

3. Scheurmoment

Om te kunnen bepalen of de sectie al dan niet gescheurd is, zal net zoals in de Europese ontwerpcode bepaald moeten worden of de opgelegde momentbelasting M_a groter is dan de kritische momentbelasting M_{cr} waarbij de sectie gescheurd is (Tabel 13). Indien sectie gescheurd is geldt (117).

$$M_a > M_{cr} \quad (117)$$

4. Initiële doorbuiging δ_G door permanente belasting (G)

Er zal allereerst bepaald worden of de sectie, belast door enkel de permanente belasting G, gescheurd is. Indien dit het geval is, zal er een equivalente traagheidsmodulus I_e bepaald worden die samengesteld is uit de traagheidsmodulus van de sectie in gescheurde –en niet-gescheurde toestand (I_{cr} en $I_{globaal}$). Hierbij zal er voor de traagheidsmodulus van de niet-gescheurde sectie $I_{globaal}$, in tegenstelling tot de Europese norm, geen rekening worden gehouden met de invloed van de wapening op de ligging van de neutrale lijn (Tabel 13). Dit zal daardoor zorgen voor een groter traagheidsmodulus van de niet-gescheurde sectie in de Europese berekening.

De momentbelasting onder permanente belasting G is bepaald in (118).

$$M_a = M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} \quad (118)$$

Indien echter geldt dat de sectie niet gescheurd is (119).

$$M_G < M_{cr} \quad (119)$$

Dan geldt (120).

$$M_a = M_{cr} \quad (120)$$

In dit geval is de effectieve traagheidsmodulus I_e gelijk aan de traagheidsmodulus in niet-gescheurde toestand $I_{globaal}$.

Aan de hand van I_e en de doorbuigingsuitdrukking voor isostatisch opgelegde balken, belast onder een gelijkmatig verdeelde belasting, kan vervolgens de initiële doorbuiging δ_G bepaald worden (Tabel 12).

5. Initiële doorbuiging $\delta_{0,3Q}$ door permanente mobiele belasting (0,3Q)

De berekening is volledig analoog aan deze voor δ_G . Enkel zal de opgelegde belasting verschillen.

Om $\delta_{0,3Q}$ te bepalen zal eerst de initiële doorbuiging $\delta_{G+0,3Q}$, veroorzaakt door de permanente en de mobiele belasting, bepaald worden. Vervolgens zal deze waarde verminderd worden met δ_G . ACI 318 gaat er hierbij vanuit dat er geen mobiele belasting aanwezig kan zijn zonder dat er een permanente belasting aanwezig is (1.3.5).

De momentbelasting onder permanente en permanent mobiele belasting (M_{G+Q} in EC2) is bepaald in (121).

$$M_a = M_{G+0,3Q} = \frac{(G + 0,3Q) \cdot L^2}{8} \quad (121)$$

Vervolgens kan opnieuw aan de hand van I_e en de doorbuigingsuitdrukking voor isostatisch opgelegde balken, belast onder een gelijkmatig verdeelde, de initiële doorbuiging $\delta_{G+0,3Q}$ bepaald worden.

Tenslotte kan de initiële doorbuiging door permanent mobiele belasting bepaald worden (122).

$$\delta_{0,3Q} = \delta_{G+0,3Q} - \delta_G \quad (122)$$

6. Totale doorbuiging

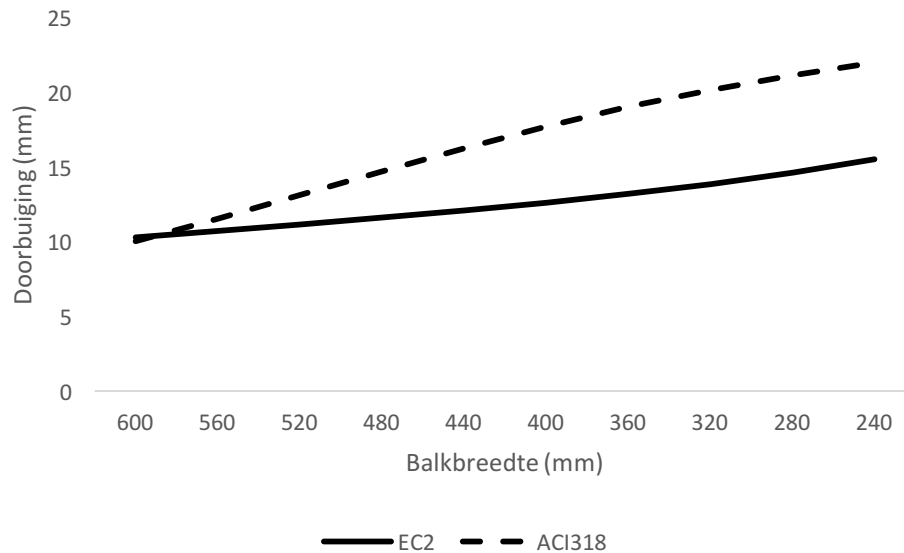
De doorbuiging op lange termijn δ_{LT} kan nu berekend worden door de initiële doorbuigingen δ_G en $\delta_{0,3Q}$, vermenigvuldigd met eerder vermelde tijdscoëfficiënten λ_Δ , te sommeren (123).

$$\delta_{LT} = \lambda_G \cdot \delta_G + \lambda_{0,3Q} \cdot \delta_{0,3Q} \quad (123)$$

3.4.2 Resultaten

Balkreeks 1

Figuur 87 toont het verschil in doorbuiging tussen beide ontwerpcodes in functie van de breedte. De berekende doorbuigingen bij grote balkbreedtes verschillen nagenoeg niet. Enkel naarmate de breedte sterk afneemt, zal het verschil in doorbuiging toenemen.

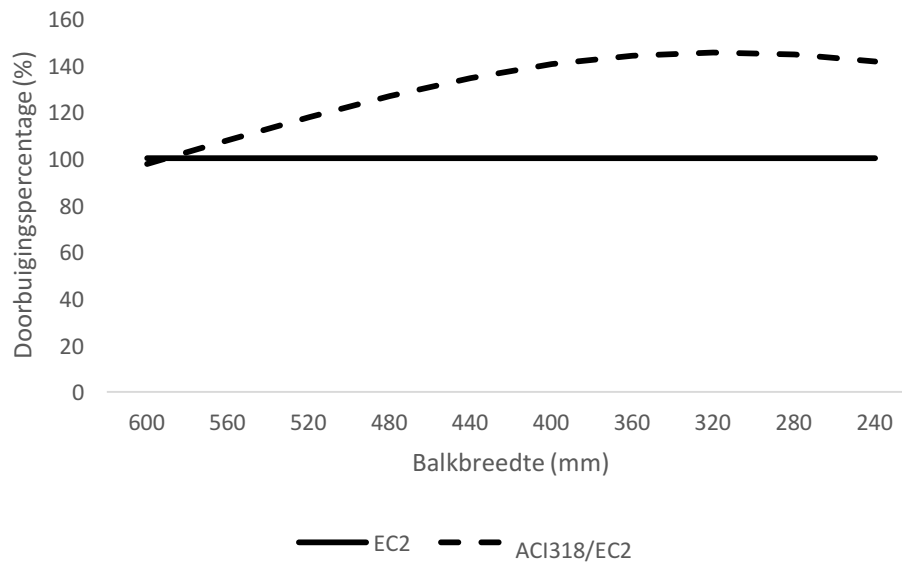


Figuur 87: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm)

In Figuur 88 wordt de doorbuiging volgens ACI 318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van de doorbuiging volgens EC2. Er kan opgemerkt worden dat het doorbuigingsverschil zal toenemen bij dalende balkbreedtes met hierbij grotere doorbuigingen volgens ACI318. Het doorbuigingsverschil lijkt te stagneren naar 40%.

Naarmate de breedte afneemt terwijl de opgelegde belasting constant blijft, zal de doorbuiging in gescheurde toestand toenemen. De Europese normering rekent krimp –en kruipeffecten in rekening op niveau van de elasticiteitsmodulus van beton waardoor $\alpha_{EC2} > \alpha_{ACI}$ (Tabel 13).

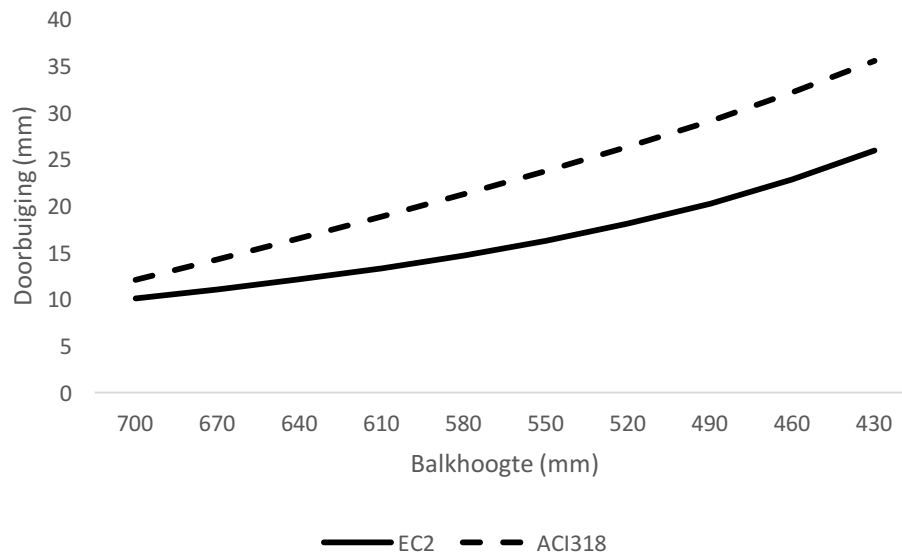
Door toepassing van de theorie van de equivalente doorsnede zal EC2 rekenen met een grotere traagheidsmodulus van de gescheurde sectie waardoor de doorbuigingen volgens ACI 318 groter zullen zijn.



Figuur 88: Doorbuigingspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkbreedte (mm)

Balkreeks 2

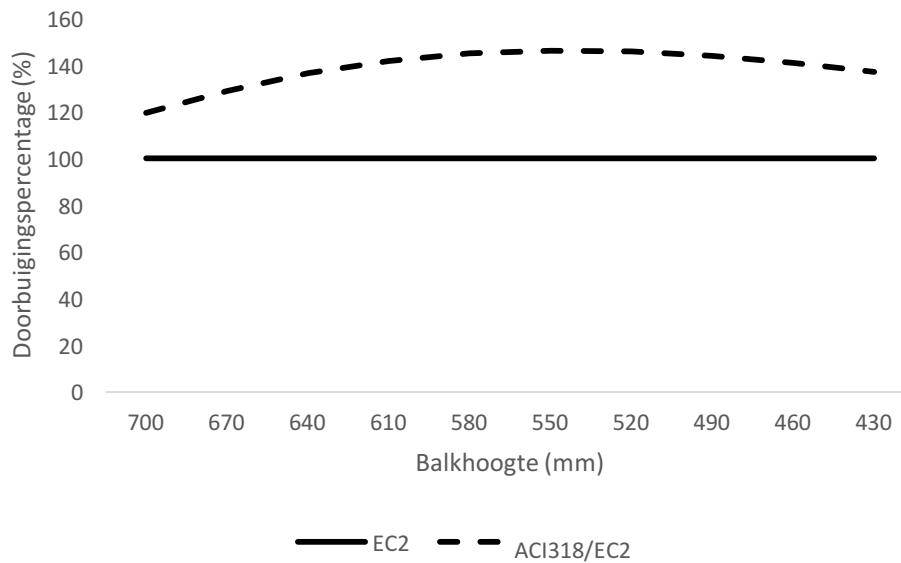
Figuur 89 toont het verschil in doorbuiging in functie van de hoogte. De berekende doorbuigingen volgens ACI 318 liggen globaal gezien steeds hoger dan deze volgens EC2. Bij afnemende hoogte neemt het verschil in berekende doorbuiging opnieuw toe.



Figuur 89: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)

In Figuur 90 is de doorbuiging volgens ACI 318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van deze volgens de Europese ontwerpcode (100%). Deze doorbuigingspercentages zijn uitgezet in functie van de afnemende balkhoogte. Er kan opgemerkt worden dat het doorbuigingsverschil toeneemt naarmate de hoogte afneemt van de isostatisch opgelegde balk. Het doorbuigingsverschil lijkt opnieuw te stagneren naar 40% hogere doorbuigingen

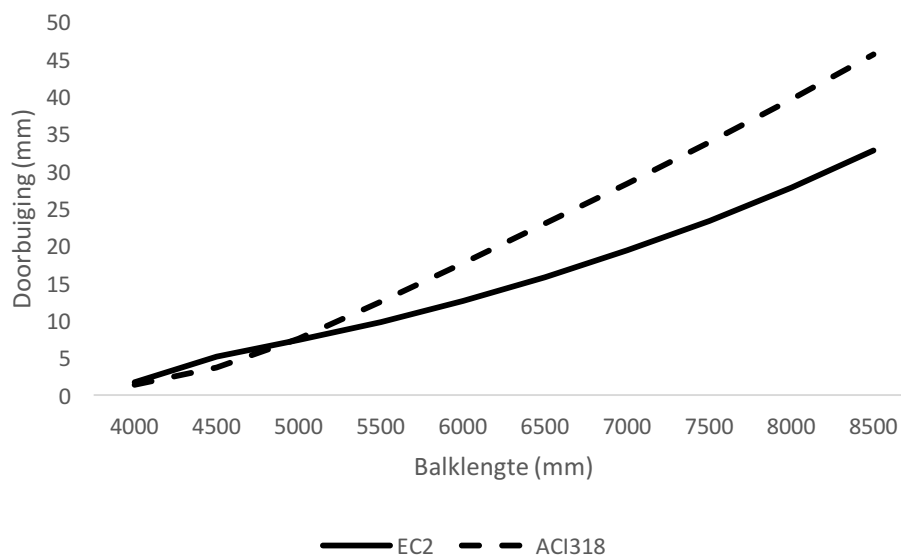
volgens ACI318. De oorzaak hiervoor is dezelfde als deze geformuleerd bij een afnemende breedte uit balkreeks 1.



Figuur 90: Doorbuigingspercentage (%) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balkhoogte (mm)

Balkreeks 3

Figuur 91 toont het verschil in doorbuiging in functie van de lengte van de vrij opgelegde balk. Bij toenemende lengte neemt het verschil in berekende doorbuiging toe. Met hierbij groter doorbuigingen volgens ACI 318.

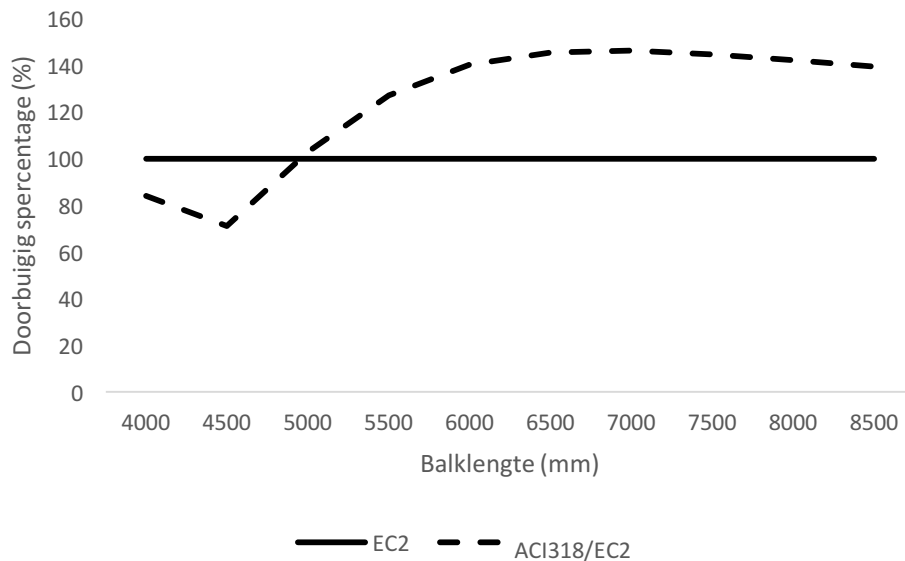


Figuur 91: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de balklengte (mm)

In Figuur 92 is de doorbuiging volgens ACI 318, uitgedrukt in het percentage ten opzichte van deze volgens de Europese ontwerpcode (100%). Deze doorbuigingspercentages zijn vervolgens uitgezet in functie van toenemende balklengtes. Er kan opgemerkt worden dat het doorbuigingsverschil toeneemt naarmate de lengte toeneemt van de vrij opgelegde balk. De doorbuigingen volgens ACI 318 zullen hierbij groter worden ten opzichte van de Europese ontwerpcode met een stagnering naar een gemiddeld verschil van 40%. De stagnatie naar een

uiteindelijk verschil van 40% zal te wijten zijn aan de verschillende aanpak in bepaling van kruipeffecten en het verschil in empirische bepaling van de elasticiteitsmodulus van het beton.

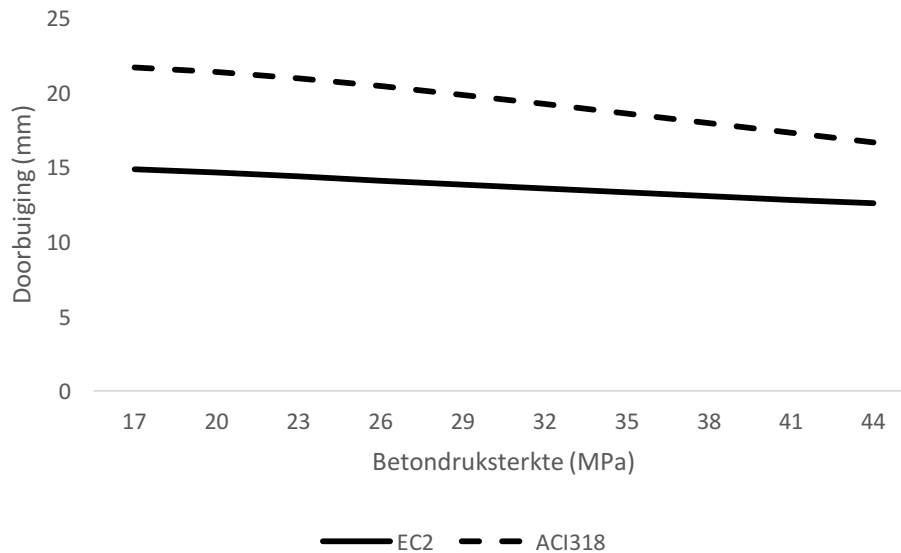
Bij een lengte van 4000 mm wordt volgens beide ontwerpcodes in niet-gescheurde toestand gerekend ($M_{G+0,3Q}, M_G$ en $M_{0,3Q} < M_{cr}$). In alle andere gevallen is de sectie telkens gescheurd. In volledig niet-gescheurde toestand verschilt de doorbuiging nagenoeg niet. In gescheurde toestand zal naarmate de lengte toeneemt het solliciterende moment toenemen waardoor de traagheidsmodulus van de gescheurde sectie opnieuw een groter aandeel zal gaan hebben in de berekening (Tabel 13). Zoals vermeld bij balkreeks 1 rekt EC2 met een grotere traagheidsmodulus van de gescheurde sectie wat uiteindelijk leidt tot grotere doorbuigingen volgens ACI318.



Figuur 92: Doorbuigingspercentage (%) in functie van de balklengte (mm)

Balkreeks 4

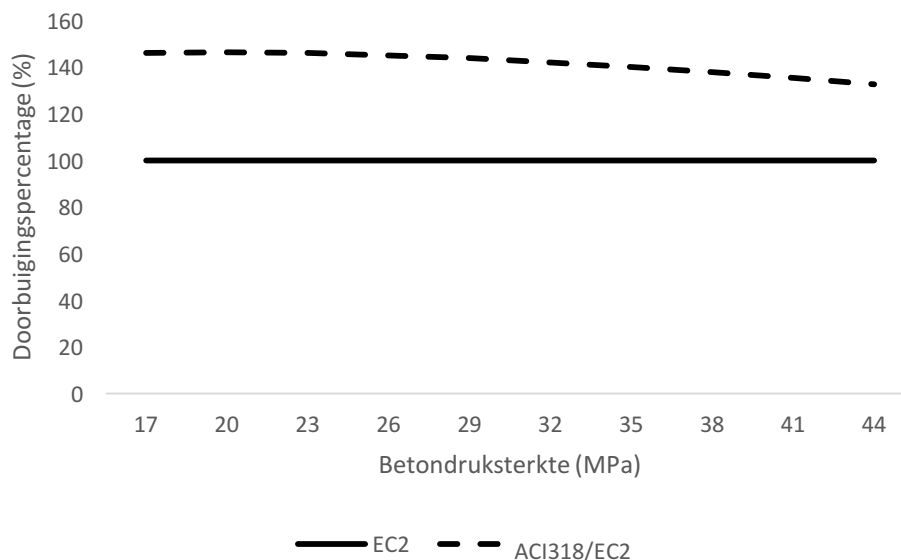
Figuur 93 toont het verschil in doorbuiging in functie van de karakteristieke betondruksterkte. De berekende doorbuigingen volgens ACI 318 liggen globaal bekeken steeds hoger dan deze volgens EC2. Bij toenemende karakteristieke betondruksterkte neemt het verschil in berekende doorbuiging geleidelijk aan af.



Figuur 93: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa)

Figuur 94 is de doorbuiging volgens ACI318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van deze volgens de Europese ontwerpcode (100%). Deze doorbuigingspercentages zijn uitgezet in functie van de afnemende karakteristieke betondruksterkte. Er kan opgemerkt worden dat het doorbuigingsverschil afneemt naarmate de karakteristieke betondruksterkte toeneemt. Het doorbuigingsverschil ligt opnieuw gemiddeld rond 40%.

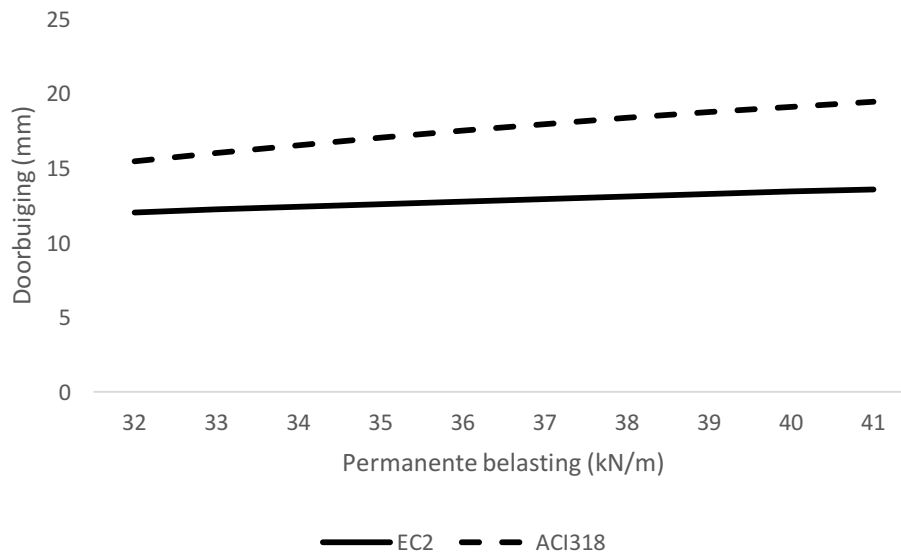
Bij een toenemende betondruksterkte zal de empirisch bepaalde elasticiteitsmodulus van het beton stijgen waardoor de verhouding van de elasticiteitsmoduli α zal dalen (Tabel 13). Dit resulteert in een daling van het traagheidsmoment van de niet-gescheurde sectie volgens EC2, terwijl ACI 318 voor de traagheidsmodulus van de niet-gescheurde sectie rekent met $I_{globaal}$ die geen rekening houdt met de invloed van de wapening en dus onafhankelijk is van α (Tabel 13). De dalende traagheidsmodulus volgens EC2 zal dus zorgen voor een stijging in doorbuigingen, waardoor het doorbuigingsverschil met de ACI 318 afneemt.



Figuur 94: Doorbuigingspercentage (%) in functie van de karakteristieke betondruksterkte (MPa)

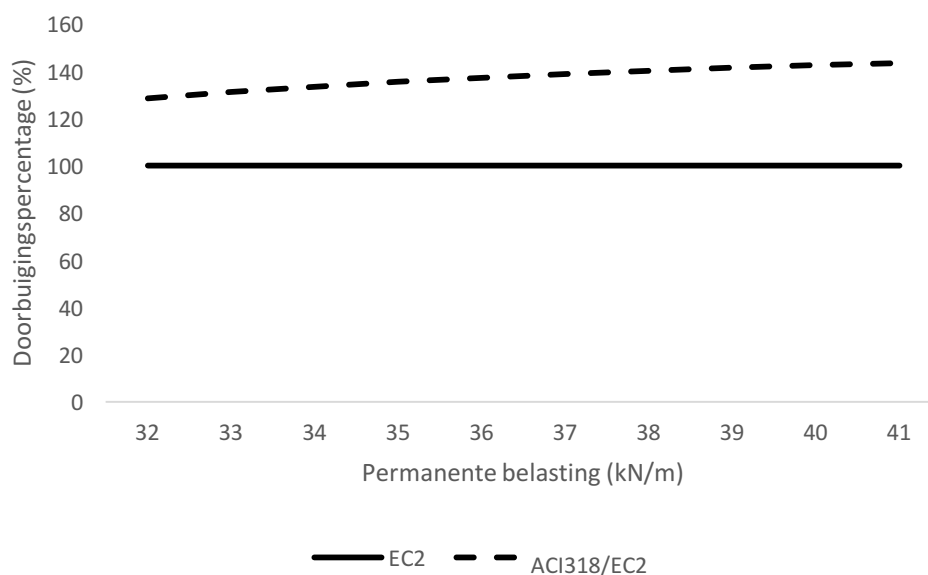
Balkreeks 5

Figuur 95 toont het verschil in doorbuiging in functie van de permanente belasting G. De doorbuiging volgens ACI 318 is steeds een viertal millimeter groter dan die volgens EC 2. Het verschil neemt toe naarmate de permanente belasting toeneemt. Naarmate de belasting zal toenemen, zal het aandeel van de doorbuiging in gescheurde sectie toenemen, waardoor het doorbuigingsverschil tussen beide normeringen toeneemt. Dezelfde verklaring kan hiervoor gegeven worden als geformuleerd is bij balkreeks 1.



Figuur 95: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de permanente last (kN/m)

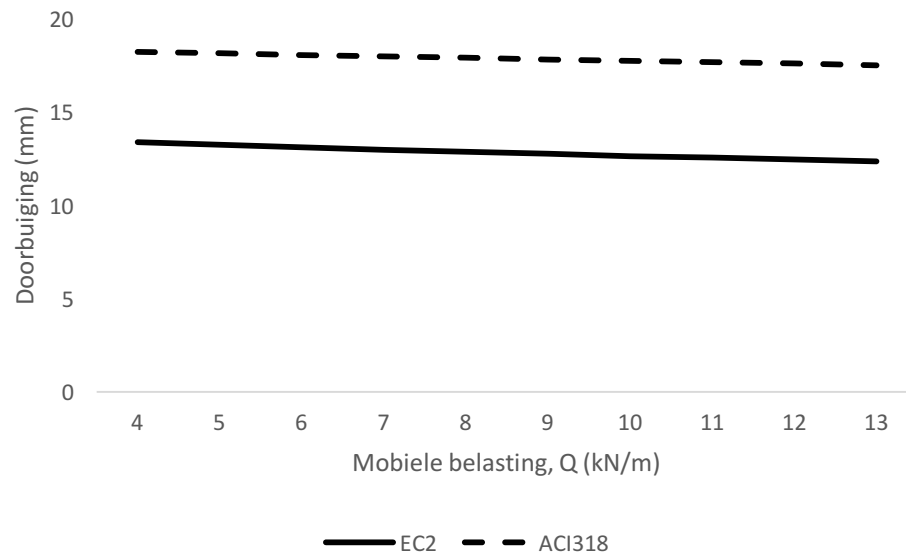
In Figuur 96 is de doorbuiging volgens ACI 318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van deze volgens de Europese ontwerpcode (100%). Deze doorbuigingspercentages zijn uitgezet in functie van de toenemende permanente belasting. Het gemiddelde doorbuigingsverschil van 40% is hier opnieuw waar te nemen.



Figuur 96: Doorbuigingspercentage volgens de berekeningsmethode van EC2 en ACI 318, in functie van permanente belasting (kN/m)

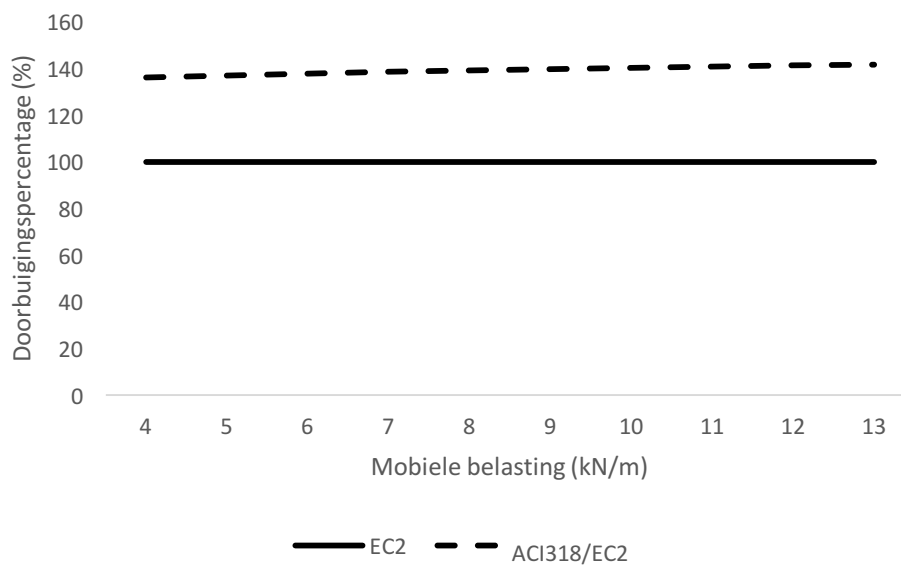
Balkreeks 6

Figuur 97 toont het verschil in doorbuiging in functie van de mobiele belasting Q . De doorbuiging volgens ACI 318 is steeds een viertal millimeter groter dan die volgens EC2.



Figuur 97: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de mobiele last (kN/m)

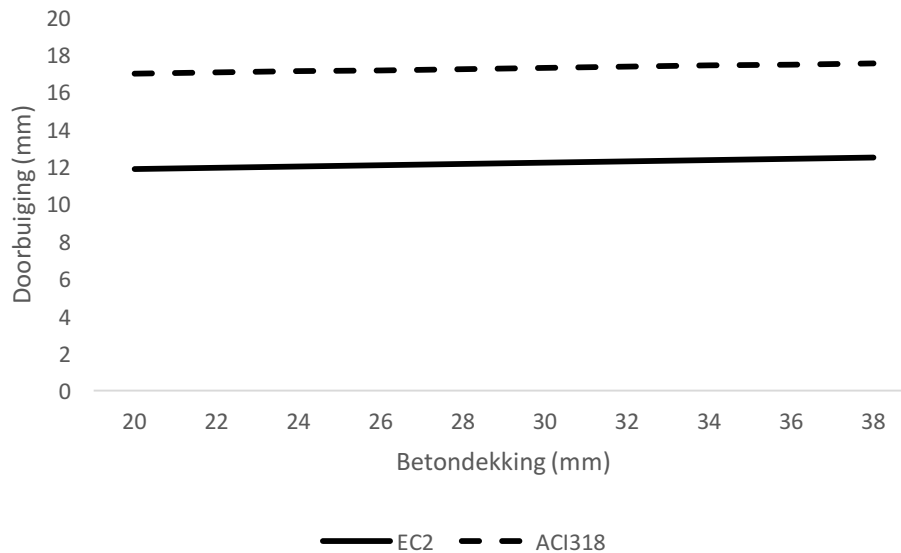
In Figuur 98 is de doorbuiging volgens ACI 318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van deze volgens de Europese ontwerpcode (100%). Deze doorbuigingspercentages zijn uitgezet in functie van de toenemende mobiele belasting. Het gemiddelde doorbuigingsverschil van 40% is opnieuw waar te nemen.



Figuur 98: Doorbuigingspercentage (%) in functie van mobiele belasting (kN/m)

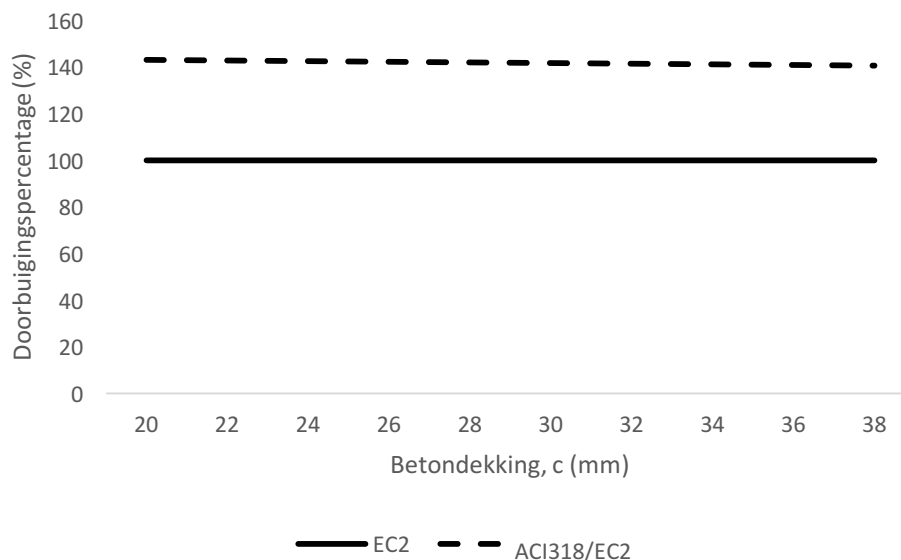
Balkreeks 7

Figuur 99 toont het verschil in doorbuiging in functie van de betondekking. De doorbuiging volgens ACI318 is steeds een viertal millimeter groter dan die volgens EC2. De berekende doorbuiging volgens beide normeringen is hierbij nagenoeg onafhankelijk van de betondekking.



Figuur 99: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens de berekeningsmethode van EC2 en ACI 318 in functie van de betondekking (mm)

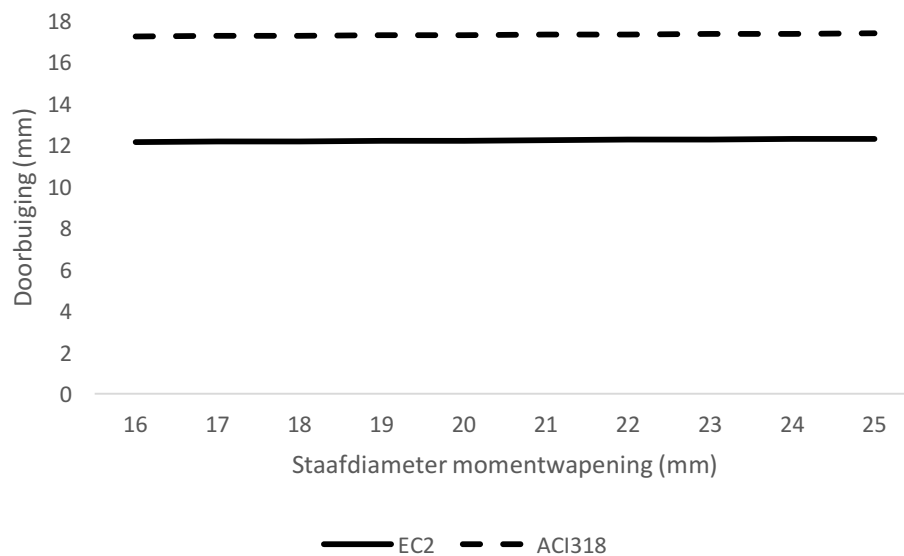
In Figuur 100 is de doorbuiging volgens ACI318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van deze volgens de Europese ontwerpcode (100%). Deze doorbuigingspercentages zijn uitgezet in functie van de toenemende betondekking. ACI318 blijkt opnieuw 40% conservatiever te zijn dan EC2.



Figuur 100: Doorbuigingspercentage (%) in functie van de betondekking (mm)

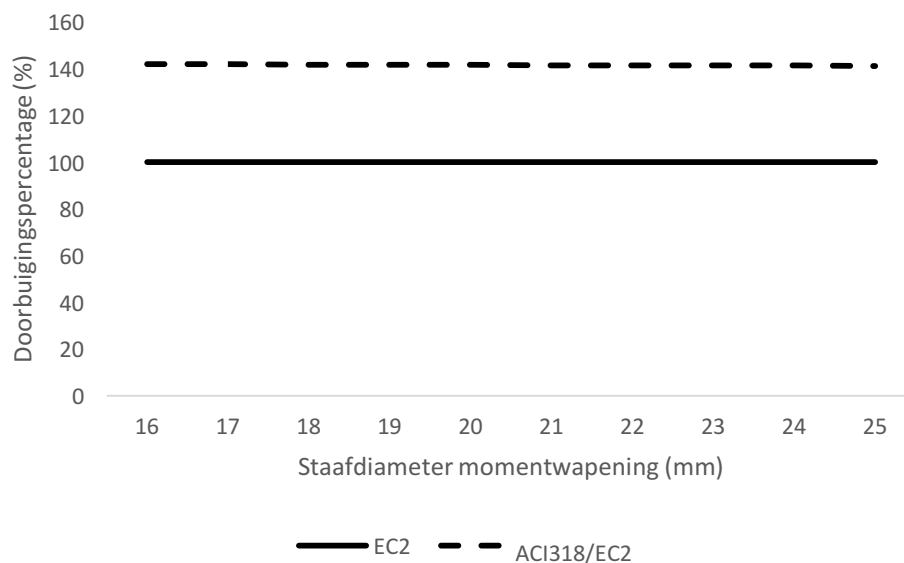
Balkreeks 8

Figuur 101 toont het verschil in doorbuiging in functie van de staafdiameter van de momentwapening. De doorbuiging volgens ACI 318 is steeds een viertal millimeter groter dan die volgens EC2, ongeacht de momentwapeningsdiameter.



Figuur 101: Lange termijn doorbuiging (mm) volgens EC2 en ACI 318 in functie van de staafdiameter van de momentwapening (mm)

In Figuur 102 is tenslotte de doorbuiging volgens ACI318 uitgedrukt in het percentage ten opzichte van de doorbuiging volgens de Europese normering (100%). Deze doorbuigingspercentages zijn uitgezet in functie van de toenemende staafdiameter van de momentwapening. Zoals kan opgemerkt worden, is het doorbuigingsverschil onafhankelijk van de staafdiameter van de momentwapening en zal ACI 318 steeds 40% hogere doorbuigingen berekenen.



Figuur 102: Doorbuigingspercentage (%) in functie van de staafdiameter van momentwapening (mm)

3.4.3 Conclusie

Als algemene conclusie voor het verschil in maatgevendheid tussen de Amerikaanse en Europese berekeningsmethode van doorbuigingen op lange termijn, voor vrij opgelegde balken die belast worden onder enkelvoudige buiging, kan gesteld worden dat ACI 318 gemiddeld tot 40% conservatiever is.

Bij kleine balksecties zal de doorbuiging in gescheurde toestand een groter aandeel hebben in de berekening van de totale doorbuiging en zal de traagheidsmodulus van de gescheurde sectie een grotere rol gaan spelen. Aangezien ACI 318 hierbij geen kruipeffecten in rekening brengt op niveau van de elasticiteitsmodulus van het beton, zal op basis van de theorie van equivalente doorsnede ACI 318 rekenen met een lagere traagheidsmodulus van de gescheurde sectie. Hierdoor zal de ontwerpcode grotere doorbuigingen bekomen dan EC2. Naarmate het solliciterend moment toeneemt of met andere woorden de lengte, de permanente of de mobiele belasting toenemen, zal het aandeel van de doorbuiging in gescheurde toestand opnieuw een groter aandeel hebben in de totale doorbuiging. Dit zal opnieuw zorgen voor grotere doorbuigingen volgens ACI 318.

Ook voor de traagheidsmodulus van de niet-gescheurde sectie is ACI 318 conservatiever. Zo zal er uniform met de globale traagheidsmodulus van de sectie gerekend worden, zonder rekening te houden met de positieve invloed van de aanwezige wapening.

Tenslotte moet er ook opgemerkt worden dat invloed van krimp- en kruipeffecten door beide ontwerpcodes op een andere empirische wijze, alsook op een ander niveau, in de berekening worden toegepast. Om de precieze invloed hiervan op de doorbuigingsberekening te achterhalen, zal verder onderzoek vereist zijn. Geleverde resultaten in dit onderzoek wijzen op een conservatievere aanpak door ACI 318.

3.5 Scheurwijdte

3.5.1 Rekenblad

EC2

1. Scheurmoment

Om het kritisch scheurmoment te kunnen bepalen, moet de ongescheurde betondrukhoogte en het ongescheurd traagheidsmoment bekend zijn. Door dit scheurmoment te vergelijken met het optredend moment in GGT-Q kan geconcludeerd worden of de sectie al dan niet gescheurd is. Indien blijkt dat de sectie niet gescheurd is, zijn de formules voor de scheurwijdteberekening niet geldig. In het geval dat de sectie wel gescheurd is, wordt verder gerekend met de gescheurde betondrukhoogte.

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I_g}{(h - x_g)} \quad (124)$$

De berekeningen van de betondrukhoogte en het traagheidsmoment in ongescheurde toestand voor EC2 zijn terug te vinden in Tabel 13.

2. Gescheurde betondrukhoogte

Net zoals voor het berekenen van de doorbuiging is de gescheurde betondrukhoogte een belangrijke factor in de bepaling van de scheurwijdte. In het deel van de doorbuiging volgens EC2 in Tabel 13 kan deze berekening teruggevonden worden. Voor de berekening van α wordt er gerekend met een kruipfactor φ van 1.8. Met

behulp van deze betondrukhoogte en Tabel 13, kan het gescheurde traagheidsmoment bepaald worden.

3. Staalspanning

Zoals reeds aangehaald, wordt de scheurwijdte berekend in GGT-Q . De berekening van het buigmoment in GGT-Q staat beschreven in vergelijking (61). De staalspanning is één van de belangrijkste parameters die invloed hebben op de scheurwijdteberekening.

$$\sigma_s = \frac{M_{ed,GGT-Q}}{A_{s1} \left(d - \frac{x_g}{3} \right)} \quad (125)$$

4. Maximale scheurafstand

De maximale scheurafstand $S_{r,max}$ is afhankelijk van verschillende vaste factoren en coëfficiënten die bijvoorbeeld de aanhechteigenschappen van de wapening en de rekverdeling in rekening brengen. Ook is deze factor afhankelijk van de betondekking alsook van de staafafstand van de trekwapening. Bij het niet overschrijden van een bepaalde waarde van de staafafstand wordt de maximale scheurafstand berekend met formule (35). Bij een te grote waarde van de staafafstand moet formule (37) toegepast worden.

5. Verschil gemiddelde staal- en betonrek

Een belangrijke parameter voor de bepaling van het verschil van de gemiddelde staal- en betonrek $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ is de staalspanning. Ook de belastingsduur (korte of lange termijn belasting) wordt hier in rekening gebracht. Formule (38) toont de exacte berekening van dit gemiddelde rekverschil die begrensd is tot een minimale waarde van $0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$.

6. Karakteristieke scheurwijdte

Om de duurzaamheid van constructies te garanderen, worden er bepaalde maxima gelegd op de scheurwijdte w_k . Afhankelijk van de milieuklasse, belastingscombinatie en van de voorspanning is de aanbevolen waarde van w_{max} verschillend. De maximale toegelaten waarden van de scheurwijdte staan beschreven in Tabel 22.

$$W_k = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (126)$$

ACI 224

Aangezien de Amerikaanse normeringen dus een specifieke code heeft voor scheurwijdtecontrole, namelijk ACI 224, zal deze ook toegepast worden voor de scheurwijdtecontrole in dit onderdeel.

1. Scheurmoment

De controle of de sectie al dan niet gescheurd is, gebeurt in ACI via Tabel 13 . Ook hier wordt het scheurmoment in gebruiksgrenstoestand vergeleken met het optredend moment om te bepalen of de sectie al dan niet gescheurd is. Waar EC2 voor de berekening van alfa rekening houdt met de nadelige effecten van kruip op de elasticiteitsmodulus van het beton, wordt dit bij ACI niet gedaan. Hier berekent men

α als de verhouding van de E-modulus van het staal en deze van het beton waarbij de E-modulus als volgt berekend wordt:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (127)$$

2. Staalspanning

De staalspanning in ACI wordt berekend in de gebruiksgrenstoestand waarbij er gebruik gemaakt wordt van de niet-gepondereerde gebruiksbelastingen. Aangezien er in deze balkreeksen slechts gebruik gemaakt wordt van één mobiele belasting, komt deze gebruiksgrenstoestand overeen met de GGT-K in EC2.

$$\sigma_s = \frac{M_{ed,GGT}}{A_{s1} \left(d - \frac{x_g}{3}\right)} \quad (128)$$

3. Scheurwijdte

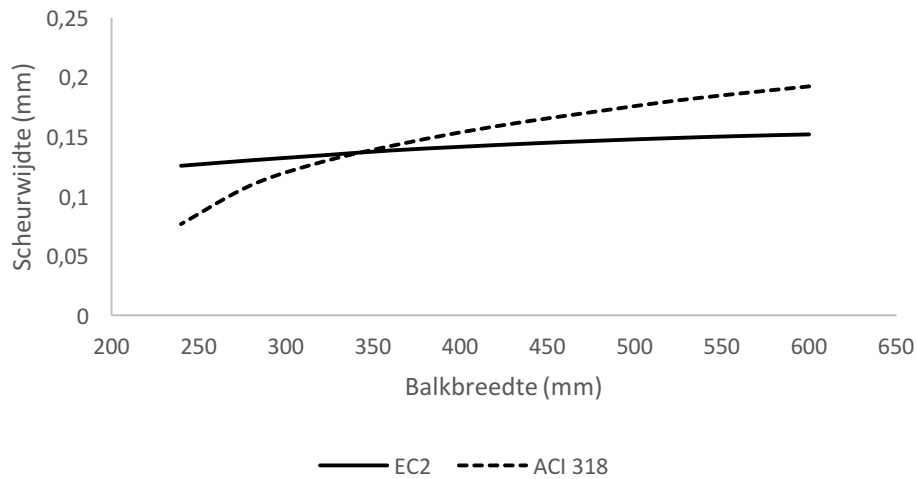
Een parameter die de scheurwijdte vaak zal beïnvloeden, is de term A. Deze term, voorgesteld door formule (129), stelt het gemiddelde effectieve betonoppervlak voor per staaf trekwapening. Voor de verdere berekening van de scheurwijdte wordt verwezen naar paragraaf 1.4.2.2. In deze paragraaf staat de empirische formule van de scheurwijdte volgens Gergely en Lutz beschreven.

$$A = 2 d_c s \quad (129)$$

3.5.2 Resultaten

Balkreeks 1

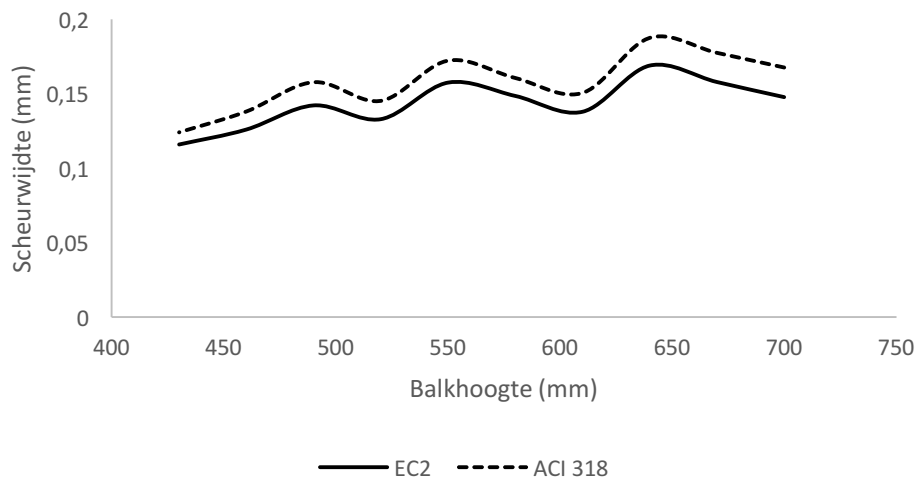
De scheurwijdte volgens ACI 224 en EC2 in functie van de breedte wordt getoond in Figuur 103. Een opvallend feit is dat de scheurwijdte afneemt naarmate de breedte vermindert in beide gevallen. Bij EC2 is dit te wijten aan het feit dat bij een verhoogde breedte, de term $A_{c,eff}$, die het product is van de breedte en de effectieve hoogte, stijgt waardoor het effectieve wapeningspercentage $\rho_{p,eff}$ daalt. Dit heeft een negatieve invloed op de waarde van $S_{r,max}$ maar een positieve invloed op de term $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \cdot S_{r,max}$. Zal dus stijgen terwijl $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ zal dalen. Aangezien de invloed van de breedte het grootst is bij $S_{r,max}$, zal de karakteristieke scheurwijdte toch toenemen bij toenemende breedte. Bij ACI 224 ligt de verklaring bij de verhoging van de term A, het effectief gemiddelde betonoppervlak rond de trekwapening, die recht evenredig is met de staafafstand. Deze zal toenemen bij toenemende breedte, waardoor ook de scheurwijdte sterk zal toenemen. Het effect van het verhogen van de breedte is het grootst bij de Amerikaanse normering. Hierdoor zal vanaf een breedte van 350 mm, deze normering het meest maatgevend zijn.



Figuur 103: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van balkbreedte (mm)

Balkreeks 2

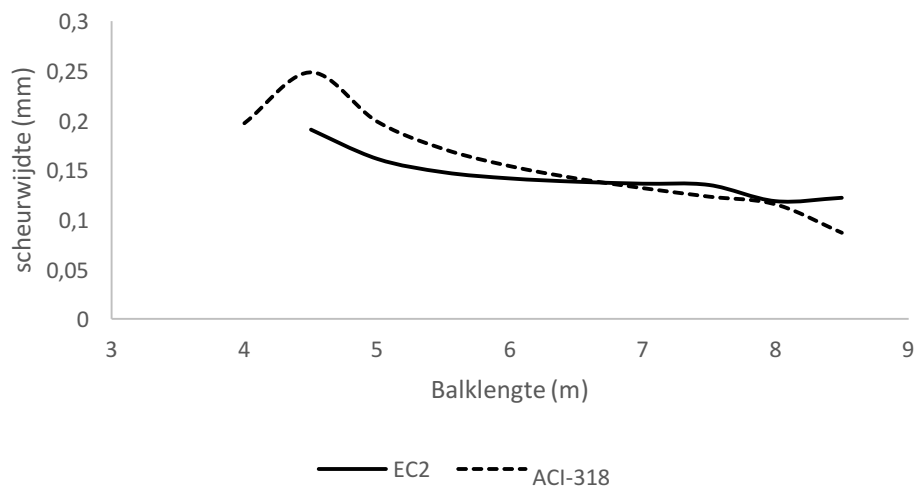
Figuur 104 toont de verandering van de scheurwijdte bij verhoging van de hoogte van de balksectie. Net zoals bij een grotere breedte zal de scheurwijdte toenemen naarmate de hoogte stijgt. Toename van de hoogte zal de scheurwijdte nadelig beïnvloeden door verhoging van $S_{r,max}$ bij EC2 en door verhoging van de term A bij ACI. In dit eerste geval zal bij een grotere hoogte het effectieve betonoppervlak $A_{c,eff}$ stijgen waardoor het effectieve wapeningspercentage $\rho_{p,eff}$ daalt, wat de negatieve invloed op de scheurwijdte veroorzaakt. Zoals reeds aangehaald, is bij de scheurwijdteberekening volgens ACI, de term A recht evenredig met de staafafstand van de trekwapening. Bij een grotere hoogte zal de te plaatsen buigwapening lager liggen met als gevolg een kleiner aantal staven en dus een grotere staafafstand. De fluctuaties in de resultaten kunnen in beide gevallen toegewezen worden aan de buigwapening die moet afgerond worden naar een geheel aantal staafdiameters. Hierdoor is de geplaatste buigwapening hoger wat een positieve invloed heeft op de scheurwijdte.



Figuur 104: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van balkhoogte (mm)

Balkreeks 3

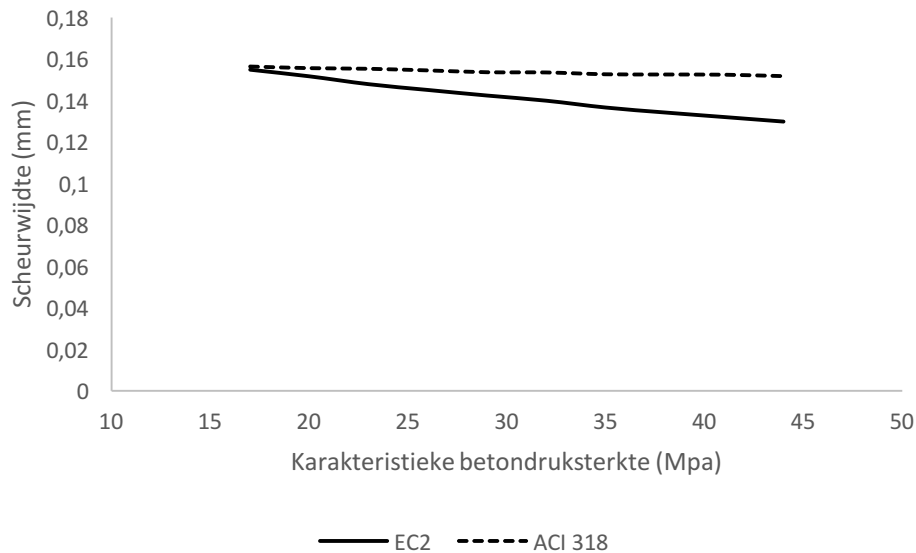
Onderstaande grafiek, Figuur 105, toont de scheurwijdte voor beide ontwerpmethodes voor verschillende overspanningen. Wat meteen opvalt is dat de verwachte scheurwijdte omgekeerd evenredig is met de overspanning. Bij EC2 is dit het gevolg van de toenemende buigwapening bij grotere overspanningen waardoor het effectief wapeningspercentage $\rho_{p,eff}$ toeneemt. Bij ACI is dit ook het gevolg van de toenemende buigwapening bij een grotere overspanning. Daarom zullen er meer wapeningsstaven nodig zijn die zorgen voor een kleinere staafafstand en dus een kleinere scheurwijdte. Zoals ook op onderstaande grafiek te zien is, is er voor EC2 geen scheurwijdte berekend bij een overspanning van 4m. In dit geval is de sectie niet gescheurd waardoor de formules van de scheurwijdteberekening niet geldig zijn. De plotse verlaging van de scheurwijdte bij ACI bij een overspanning van 4m heeft te maken met het feit dat bij deze overspanning eenzelfde aantal staven gebruikt wordt als bij de overspanning van 4.5 m terwijl hier toch beduidend minder buigwapening vereist is. Dit heeft dus enkel en alleen te maken met de afronding naar een geheel aantal wapeningsstaven.



Figuur 105: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van balklengte (m)

Balkreeks 4

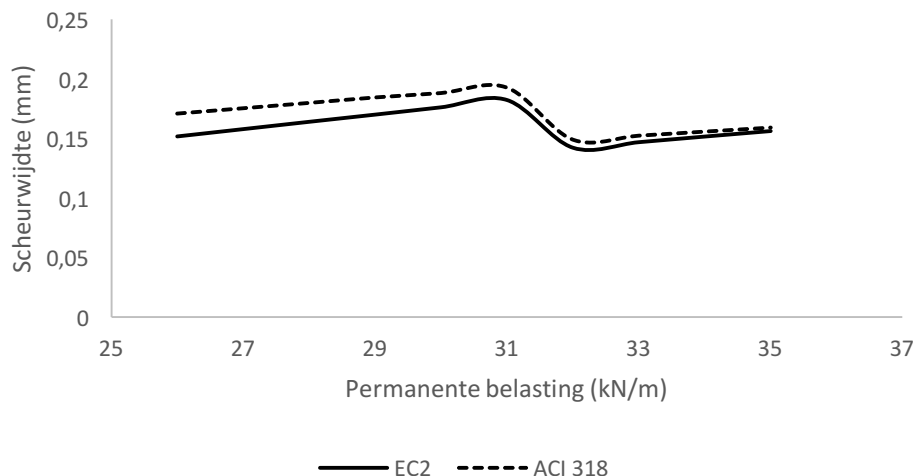
De relatie tussen de karakteristieke betondruksterkte en de scheurwijdte wordt voorgesteld in Figuur 106. Het valt op dat verhoging van de betondruksterkte sterker doorweegt bij de Europese dan bij de Amerikaanse normering. Zo heeft de verhoging van f_{ck} volgens Gergely en Lutz een beperktere invloed op de scheurwijdteverlaging dan volgens EC2. Verhoging van de f_{ck} impliceert een verlaging van de verhouding $\frac{E_{sm}}{E_{cm}}$ waardoor de gescheurde betondrukhoogte ook kleiner wordt. Dit heeft een gunstig effect en zorgt dus voor een verlaging van de staalspanning. De Europese scheurwijdteberekeningen beschouwen de verhoging van de betondruksterkte ook als positief. Dit wordt doorgerekend via de term f_{ctm} die zal stijgen bij toenemende betondruksterkte waardoor de term $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ afneemt. Ook de staalspanning zal verlagen door verhoging van f_{ck} maar deze gunstige invloed is minder groot.



Figuur 106: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van karakteristieke betondruksterkte (MPa)

Balkreeks 5

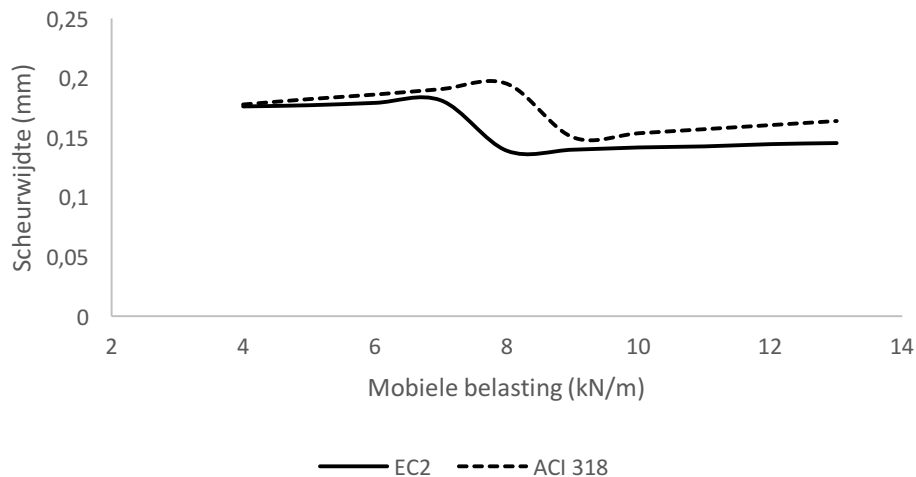
Figuur 107 toont het verband tussen de scheurvorming en de permanente belasting G . De verhoging van deze permanente belasting brengt logischerwijs een verhoging van de scheurwijdte met zich mee volgens beide codes aangezien hierdoor de staalspanning zal stijgen. Naarmate de permanente belasting hoger wordt, zal ook het verschil tussen ACI 224 en EC2 verkleinen. De knik die zichtbaar is vanaf een permanente last van 31 kN/m heeft ook in dit geval te maken met de overschakeling naar een extra wapeningsstaaf. Hierdoor stijgt de geplaatste wapening en daalt de staafafstand. Voor ACI zal ten gevolge van deze wapeningsverhoging de term A alsook de staalspanning dalen. Voor EC2 zal dit een staalspanningsverlaging en een verhoging van $\rho_{p,eff}$ teweeg brengen. Deze oorzaken zijn het gevolg van een daling de scheurwijdte.



Figuur 107: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van permanente belasting (kN/m)

Balkreeks 6

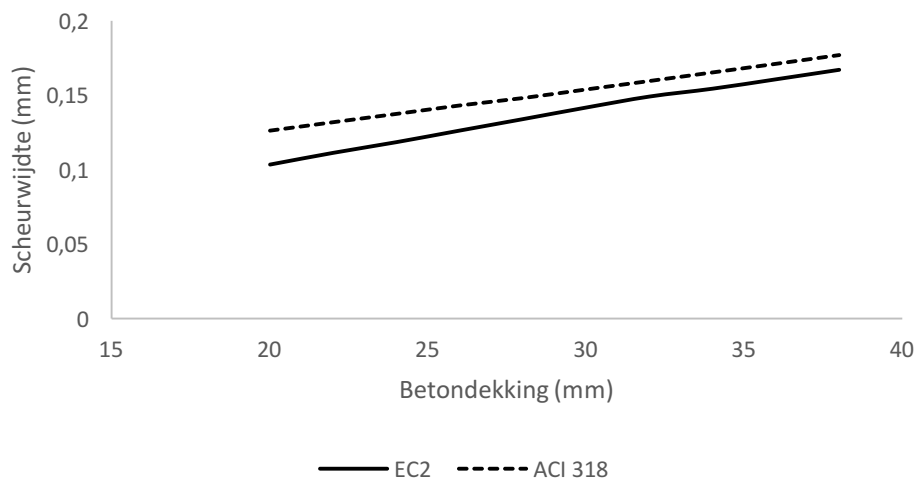
Figuur 108 stelt het verloop van de scheurwijdte voor bij verhoging van de mobiele belasting. De verklaring hiervan is dezelfde als deze bij de verhoging van de permanente belasting en ligt ook nu bij de verhoging van de staalspanning. Overschakelen naar een extra wapeningsstaaf geeft de vermindering van de scheurwijdte bij een mobiele belasting tussen 7 en 8 kN/m.



Figuur 108: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van mobiele belasting (kN/m)

Balkreeks 7

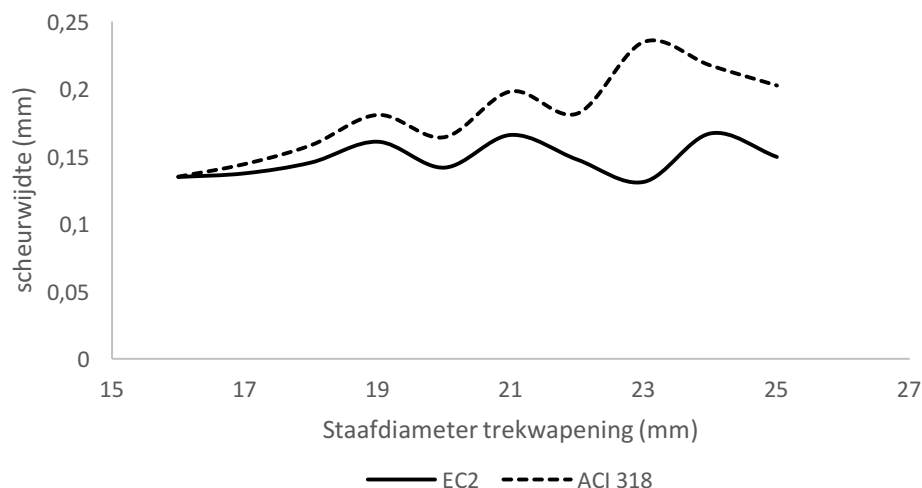
De berekende scheurwijdte in functie van de betondekking staat weergegeven in Figuur 109. Een lineair recht evenredig verband tussen de scheurwijdte en zijn betondekking kan hieruit afgeleid worden. EC2 houdt in de berekening van $S_{r,max}$ rechtstreeks rekening met deze betondekking, wat hier het verband dus verklaart. Volgens Gergely en Lutz is deze verhoging van de scheurwijdte toe te wijzen aan de term A die recht evenredig is met de afstand van de meest getrokken vezel tot aan het zwaartepunt van de trekwapening. Deze afstand d_c vervat namelijk de betondekking.



Figuur 109: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van betondekking (mm)

Balkreeks 8

Uit onderstaande grafiek, Figuur 110, kan de relatie tussen de staafdiameter en de scheurwijdte afgeleid worden. Omdat de staafafstand verbonden is aan de staafdiameter, werd er gekozen voor een combinatie van beiden waarbij telkens dezelfde hoeveelheid buigwapening verkregen werd. EC2 rekent met grotere waarden voor $S_{r,max}$ aangezien er gewerkt wordt met grotere staafdiameters. De negatieve invloed op de scheurwijdte volgens ACI wordt veroorzaakt door de term A die evenredig stijgt met de staafafstand. Net zoals in verschillende voorgaande grafieken zijn de afwijkingen hier ook te wijten aan afrondingen van buigwapening naar gehele staafdiameters.



Figuur 110: Scheurwijdte (mm) volgens EC2 en ACI in functie van staafdiameter trekwapening (mm)

3.5.3 Conclusie

Een algemene tendens die hier opvalt is dat in het merendeel van de gevallen ACI grotere scheurwijdtes voorziet dan EC2. Dit kan toegewezen worden aan het feit dat ACI rekent met hogere karakteristieke belastingen. EC2 rekent scheurwijdtes uit in GGT-Q waar de mobiele belasting vermenigvuldigd wordt met de ψ_2 -factor die in deze gevallen steeds gelijk was aan 0,3. ACI rekent ook in een gebruiksgrenstoestand maar vermenigvuldigt de mobiele belasting niet. Voor EC2 kan het volgende geconcludeerd worden uit bovenstaande resultaten: de staafdiameter, betondekking en de staalspanning zijn de belangrijkste parameters die de scheurwijdte beïnvloeden. Verandering van permanente of mobiele belasting zorgt voor een verandering van de staalspanning. Parameters zoals breedte, hoogte en overspanning hebben indirect ook een invloed op de scheurwijdte in die zin dat ze een verandering van het effectieve wapeningspercentage teweegbrengen wat zorgt voor een verandering van de scheurwijdte. De invloed van de betondruksterkte op de gemiddelde treksterkte van het beton f_{ctm} is dan wel beperkter, maar ook deze verandering heeft gevolgen voor de scheurwijdte. ACI 224 heeft hoofdzakelijk 3 parameters die een grote invloed hebben op de scheurwijdte: de staafafstand, de staalspanning en de betondekking. Zowel de breedte, hoogte, lengte en de staafdiameter zorgen voor een verandering van de staafafstand waardoor de scheurwijdte wijzigt. Net zoals bij EC2 zorgen de mobiele of de permanente belastingen voor schommelingen van de staalspanning. De invloed van de betondruksterkte kan hier verwaarloosd worden. Ook bij ACI de betondekking de scheurwijdte sterk beïnvloeden. Wanneer tot slot het gemiddelde verschil tussen ACI 318 en EC2 wordt berekend, is deze gelijk aan 8% grotere scheurwijdtes volgens ACI318.

4 Besluit

Voor gewapend betonnen, vrij opgelegde balken, belast onder enkelvoudige buiging, kan geen uniform besluit getrokken worden, omtrent het verschil in maatgevendheid tussen de berekeningsprocedures volgens ACI 318 en NBN EN 1992-1-1. Uit het gevoerde onderzoek, naar het verschil in berekeningsmethode voor buigmoment, dwarskracht, doorbuiging en scheurwijdte, blijkt namelijk niet dat een van de beschouwde ontwerpcodes het meest conservatief is voor al deze ontwerpaspecten samen. Voor de onderzochte ontwerpaspecten konden volgende algemene verschillen in conservativiteit vastgesteld worden:

- Momentwapening: geen significant verschil;
- Minimum dwarskrachtwapening: EC2 tot 22,5% conservatiever vanaf een karakteristieke betondruksterkte van 20 MPa;
- Hoofddwarskrachtwapening: EC2 tot 35% conservatiever bij grote balksecties of lage solliciterende dwarskrachten;
- Doorbuiging: ACI 318 tot 40% conservatiever;
- Scheurwijdte: ACI 318 gemiddeld 8% conservatiever.

Zoals reeds bewezen, kunnen er op vlak van buigwapening geen duidelijke besluiten getrokken worden omtrent de maatgevendheid van beide codes. Over de acht balkreeksen gezien, bedraagt het gemiddelde verschil nog geen 0,3%. Gezien dit lage percentage, kan besloten worden dat er geen significant verschil zit in de buigwapeningsberekeningen. Bij aanpassing van de karakteristieke belastingen worden wel verschillen opgemerkt. Bij 100% permanente belastingen zal de buigwapening bepaald volgens EC2, afhankelijk van de waarde van de permanente belasting, tussen 1,5 en 5% hoger zijn. Bij eenzelfde waarde voor de permanente en de mobiele last, zal ACI 318 echter 0 tot 3% strenger zijn. Indien de aangrijpende belasting voor 100% uit mobiele belastingen bestaat, zal volgens ACI 318 een buigwapening worden berekend die 5 tot 7,5% hoger ligt dan deze volgens EC2.

Voor de minimum dwarskrachtwapening is het verschil mede te wijten aan het toepassen van verschillende empirische formules. Verder onderzoek is hier vereist om de specifieke verschilpunten in bepaling van deze formules te achterhalen.

Voor de hoofddwarskrachtwapening is het verschil mede te wijten aan een verschillende berekeningsmethode. Zo zal ACI 318 een vermindering van de op de beugels overgebrachte dwarskracht uitvoeren door inachtneming van de dwarskrachtcapaciteit van beton, terwijl EC2 werkt op basis van een schoorhoekoptimalisatie. Het verschil toont hierbij aan dat bij de Amerikaanse berekening de solliciterende dwarskracht voldoende groot moet zijn ten opzichte van de dwarskrachtcapaciteit van beton, om meer benaderende hoeveelheden ten opzichte van EC2 te bekomen. Wanneer de dwarskrachtcapaciteit van het beton te groot is ten opzichte van een zekere maximale solliciterende dwarskracht, zal er volgens ACI 318 uniform gewapend worden met een tussenafstand $\frac{d}{2}$. Ten opzichte van EC2 levert dit 35% lagere wapeningshoeveelheden op. De invloed van de dwarskrachtcapaciteit van het beton is dus niet te onderschatten in de wapeningsberekening volgens ACI 318. De formule voor de dwarskrachtcapaciteit van beton is hierbij ook empirisch bepaald en heeft twee mogelijke varianten. Verder onderzoek is vereist om de achterliggende bepalingsaspecten van deze formules te achterhalen.

Het verschil in doorbuiging op lange termijn wordt veroorzaakt door toepassing van het verschillend in rekening brengen van het krimp- en kruipeffect. De oorzaak ligt hier niet aan de belastingfactoren, aangezien beide werken met belastingfactoren gelijk aan 1 voor doorbuigingsberekeningen. Op niveau van de traagheidsmomenten van de gescheurde en de niet-gescheurde sectie zal ACI 318 conservatiever zijn, wat één van de oorzaken voor het

verschil kan zijn. Verder onderzoek is ook hier vereist om de invloed van de verschillende bepalingen van het krimp- en kruipeffect te achterhalen.

Voor de berekening van de scheurwijdte volgens de Amerikaanse code, werd beroep gedaan op ACI 224. De berekeningen volgens beide codes zijn empirisch opgesteld waardoor vergelijking van de formules opnieuw niet eenvoudig is. Over alle balkconfiguraties gezien, is de berekende waarde voor de scheurwijdte volgen ACI 224 gemiddeld 8% hoger dan volgens EC2. Dit verschil is hoofdzakelijk te wijten aan het feit dat de Amerikaanse normering rekent met hogere ontwerpwaarden voor de belastingen.

Een éénduidig besluit trekken over het feit of nu op basis van de Europese normering een ontwerpcode kan worden samengesteld voor nucleaire installaties in België zal bijkomend onderzoek vereisen. In dit onderzoek is namelijk enkel ingegaan op vrij opgelegde balken in algemene constructies (woon- en verblijfruimtes van gebouwen), belast onder enkelvoudige buiging. Het zou daarom interessant zijn voor toekomstige masterstudenten om dit onderzoek verder te zetten en uit te breiden naar platen en kolommen. Zo wordt een resultaat bekomen waarbij de 3 meest gebruikte betonelementen onderzocht en vergeleken werden. Daarnaast is de aard van de optredende belasting ook een belangrijke factor. Dit maakt het interessant om in de toekomst deze studie uit te voeren voor constructie-elementen belast op samengestelde buiging. Tenslotte zullen de bijkomende voorschriften voor nucleaire installaties volgens ACI onderzocht moet worden om daadwerkelijk een vergelijking te kunnen maken met een eventuele Europese variant.

Bibliografie

- [1] Tractebel Engie, „Tractebel Engie,” Tractebel Engie, [Online]. Available: <http://www.tractebel-engie.com/>. [Geopend 8 oktober 2016].
- [2] F. A. M. A. R. Rami A. Hawileh, „Comparison between ACI 318-05 and eurocode 2(EC-94) in flexural concrete design,” *Structural engineering & mechanics*, vol. 32, nr. 6, p. 20, augustus 2009.
- [3] bureau voor normalisatie, „NBN EN 1992-1-1 ANB,” bureau voor normalisatie, Birminghamstraat 131, Brussel, België, 2010.
- [4] American concrete institute, „Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318M-05),” American concrete institute, Farmington Hills, Verenigde Staten van Amerika, juni 2005.
- [5] P. Hoogenboom, „TuDelft,” 2000 November 7. [Online]. Available: http://homepage.tudelft.nl/p3r3s/STW_aanvraag.pdf. [Geopend 13 November 2016].
- [6] R. Birgisson, „Shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups,” School of science and engineering, Reykjavík, IJsland, 2011.
- [7] P. PACZKOWSKI en A. S. NOWAKa, „SHEAR RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT WEB REINFORCEMENT,” Department of Civil Engineering, University of Nebraska, , Lincoln, USA , 2008.
- [8] bureau voor normalisatie, „Eurocode 2: ontwerp en berekening van betonconstructies -deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen (+AC:2008),” bureau voor normalisatie, Brabançonnellaan 29, Brussel, België, 2005.
- [9] C. R. Nowak A. S., „Reliability of structures,” in *Mc Graw Hill international editions*, Singapore, Civil engineering series, 2000, p. p 338.
- [10] M. Jack C. en B. Russell H., „Design of reinforced concrete,” Wiley & Sons Inc., 111 River Street, 2014.
- [11] MCB, „Eenvoudige methode voor de berekening van,” [Online]. Available: http://www.mcbboek.nl/MCB_h14/Eenvoudige_methode_voor_de_berekening_van_draagvermogens_van.htm. [Geopend 19 November 2016].
- [12] E. M. Eigelaar, „Deflections of reinforced concrete flat slabs,” Stellenbosch University, Stellenbosch, Zuid-Afrika, 2009.
- [13] Betoniek, „Betonlexicon,” [Online]. Available: <http://betonlexicon.nl/S/Scheurwijdte/>. [Geopend 10 Oktober 2016].
- [14] Betonlexicon, „Cementenbeton,” [Online]. Available: <http://www.cementenbeton.nl/materiaal/betontechnologie/alkali-silicareactie-asr>. [Geopend 9 November 2016].
- [15] A. C. 224, „Control of Cracking in Concrete Structures,” ACI, Amerika, 2001.
- [16] J. KATTILAKOSKI, „CRACK CONTROL OF CONCRETE STRUCTURES IN SPECIAL CASES,” Faculty of Built Environment Council, Tampere university of technology, Tampere, Finland, 2013.
- [17] C. E.Orozco*, „Strain limits vs. reinforcement ratio limits,” in *Case studies in structural Engineering*, Verenigde Staten, CrossMark, 2015, p. 13.
- [18] UHasselt, „Dimensioneren van beton -en metselwerkconstructies 1,” Hasselt, Limburg: Universiteit Hasselt.

- [19] S. A. M. M. H. Mourad M.Bakhoum, „Comparison of actions and resistances in different building design codes,” *journal of advanced research - Cairo University*, vol. 7, p. 11, 2016.
- [20] M. A.-A. J. A. a. R. O. A. A. Acheampong, „Code compliant behaviour of palm kernel shell reinforced concrete (RC) beams in shear,” *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, vol. 6, nr. 4, pp. 59-70, mei 2015.

Bijlage: Table for ULS design [18]

Table A4.2.3.7-a Table for ULS design ;
singly reinforced rectangular cross-section, simple bending

concrete classes \leq C50/60 - $\epsilon_{ud} = 10\text{‰}$ - $f_{cd} = 0,85f_{ck} / 1,5$

μ_g	α	$\xi=x/d$	$\xi=z/d$	ϵ_s (‰)	ϵ_c (‰)	ρ	δ_s	σ_s (MPa)			
								S220	S400	S500	S600
0,010	0,0102	0,046	0,984	0,48	10,00	0,2213	0,3407	191	348	435	522
0,020	0,0205	0,066	0,977	0,70	10,00	0,3109	0,3445	191	348	435	522
0,030	0,0309	0,082	0,972	0,89	10,00	0,3784	0,3478	191	348	435	522
0,040	0,0414	0,095	0,967	1,05	10,00	0,4342	0,3511	191	348	435	522
0,050	0,0520	0,108	0,962	1,21	10,00	0,4824	0,3543	191	348	435	522
0,060	0,0627	0,119	0,957	1,36	10,00	0,5248	0,3577	191	348	435	522
0,070	0,0735	0,131	0,953	1,50	10,00	0,5628	0,3611	191	348	435	522
0,080	0,0843	0,141	0,948	1,65	10,00	0,5970	0,3648	191	348	435	522
0,090	0,0953	0,152	0,944	1,79	10,00	0,6280	0,3688	191	348	435	522
0,100	0,1064	0,162	0,939	1,94	10,00	0,6559	0,3731	191	348	435	522
0,104	0,1111	0,167	0,937	2,00	10,00	0,6667	0,3750	191	348	435	522
0,110	0,1177	0,173	0,935	2,09	10,00	0,6809	0,3778	191	348	435	522
0,120	0,1291	0,184	0,930	2,25	10,00	0,7034	0,3830	191	348	435	522
0,130	0,1406	0,194	0,925	2,41	10,00	0,7236	0,3882	191	348	435	522
0,140	0,1523	0,205	0,919	2,58	10,00	0,7419	0,3934	191	348	435	522
0,150	0,1642	0,216	0,914	2,76	10,00	0,7586	0,3985	191	348	435	522
0,160	0,1762	0,228	0,908	2,95	10,00	0,7738	0,4034	191	348	435	522
0,170	0,1884	0,239	0,902	3,14	10,00	0,7879	0,4082	191	348	435	522
0,180	0,2008	0,251	0,897	3,35	10,00	0,8008	0,4128	191	348	435	522
0,187	0,2099	0,259	0,892	3,50	10,00	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,190	0,2134	0,264	0,890	3,50	9,78	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,200	0,2263	0,280	0,884	3,50	9,02	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,210	0,2395	0,296	0,877	3,50	8,33	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,220	0,2529	0,312	0,870	3,50	7,71	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,230	0,2665	0,329	0,863	3,50	7,13	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,240	0,2804	0,346	0,856	3,50	6,60	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,250	0,2946	0,364	0,849	3,50	6,12	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,260	0,3091	0,382	0,841	3,50	5,67	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,270	0,3239	0,400	0,834	3,50	5,25	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,280	0,3391	0,419	0,826	3,50	4,86	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,290	0,3546	0,438	0,818	3,50	4,49	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,300	0,3706	0,458	0,810	3,50	4,15	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,310	0,3869	0,478	0,801	3,50	3,82	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,320	0,4038	0,499	0,793	3,50	3,52	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,330	0,4211	0,520	0,784	3,50	3,23	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,340	0,4391	0,542	0,774	3,50	2,95	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,350	0,4578	0,565	0,765	3,50	2,69	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,353	0,4638	0,573	0,762	3,50	2,61	0,8095	0,4160	191	348	435	522
0,360	0,4768	0,589	0,755	3,50	2,44	0,8095	0,4160	191	348	435	488
0,370	0,4968	0,614	0,745	3,50	2,20	0,8095	0,4160	191	348	435	441
0,371	0,4994	0,617	0,743	3,50	2,17	0,8095	0,4160	191	348	435	435
0,380	0,5177	0,640	0,734	3,50	1,97	0,8095	0,4160	191	348	395	395
0,391	0,5408	0,668	0,722	3,50	1,74	0,8095	0,4160	191	348	348	348
0,400	0,5627	0,695	0,711	3,50	1,54	0,8095	0,4160	191	307	307	307
0,410	0,5871	0,725	0,698	3,50	1,33	0,8095	0,4160	191	265	265	265
0,420	0,6132	0,758	0,685	3,50	1,12	0,8095	0,4160	191	224	224	224
0,428	0,6358	0,785	0,673	3,50	0,96	0,8095	0,4160	191	191	191	191
0,430	0,6414	0,792	0,670	3,50	0,92	0,8095	0,4160	184	184	184	184
0,440	0,6721	0,830	0,655	3,50	0,72	0,8095	0,4160	143	143	143	143
0,450	0,7064	0,873	0,637	3,50	0,51	0,8095	0,4160	102	102	102	102
0,460	0,7458	0,921	0,617	3,50	0,30	0,8095	0,4160	60	60	60	60
0,470	0,7937	0,980	0,592	3,50	0,07	0,8095	0,4160	14	14	14	14
0,473	0,8095	1,000	0,584	3,50	-	0,8095	0,4160	0	0	0	0

Auteursrechtelijke overeenkomst

Ik/wij verlenen het wereldwijde auteursrecht voor de ingediende eindverhandeling:
Vergelijkend onderzoek tussen de berekeningsmethode van gewapend beton volgens ACI (American Concrete Institute) en Eurocode 1992.

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

Jaar: **2017**

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

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

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

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

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

Voor akkoord,

Claesen, Jhordy

Reggers, Vincent

Datum: **6/06/2017**