

MASTER

Verticale voorspanning in hoogbouw

onderzoek naar de toepasbaarheid van verticale voorspanning ter verbetering van het statisch en dynamische gedrag van hoogbouw

Hoekstra, J.W.J.

Award date:
2003

[Link to publication](#)

Disclaimer

This document contains a student thesis (bachelor's or master's), as authored by a student at Eindhoven University of Technology. Student theses are made available in the TU/e repository upon obtaining the required degree. The grade received is not published on the document as presented in the repository. The required complexity or quality of research of student theses may vary by program, and the required minimum study period may vary in duration.

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain

Toepassing van verticale voorspanning

Onderwerp : Ontwerp van een voorgespannen stabiliteitsconstructie
: kern en gevelbuis.

Datum : 13 augustus 2003

Student : Jan Willem Jouke Hoekstra

Studentnummer : 495489

Capaciteitsgroep : Constructief Ontwerpen

Privé adres : Weerestein 71
: 3632 WZ Loenen aan de Vecht
: 0294 23 43 69

Afstudeeradres : Van der Vorm engineering
: Planetenbaan 67
: 3606 AK Maarssen
: 0346 56 00 24

Afstudeercommissie : Prof. Ir. C.S. Kleinman, hoogleraar betonconstructies TU/e
: Prof. Dr. Ir. J.G.M. Kerstens, hoogleraar mechanica TU/e
: Ir. A.F.H.M. Melssen, Directeur van der Vorm engineering

SAMENVATTING

Vanuit de “referentie” stabiliteitsconstructies voor het ontwerp van een kantoortoren in Amsterdam zuidoost wordt er een “voorgespannen” stabiliteitsconstructie ontworpen. Dit proces bestaat uit twee onderdelen, de ontwikkeling van een stabiliteitskern en los daarvan een stabiliteitsverzorgende gevelbuis waarin verticale voorspanning is aangebracht.

Voor het bepalen van de 2^e orde factor en de wapening wordt gerekend met de stijfheid in de uiterste grens toestand (UGT). De “referentie” kern is in de uiterste grens toestand over een aantal verdiepingen gescheurd. Door het voorspannen van de kern kan worden voorkomen dat de kern over deze onderste verdiepingen scheurt. De winst die dit oplevert op de 2^e orde factor is minimaal. Wel kan door het ongescheurd blijven van de kernwanden volstaan worden met minder wapening, dit is de winst die verticale voorspanning in deze kern oplevert.

Voor het bepalen van de vervorming wordt gerekend met de stijfheid in de bruikbaarheids grens toestand (BGT). In de bruikbaarheidsgrenstoestand blijft elke aan de norm voldoende kern ongescheurd. Dit komt door de “hoogte” van de normaalkracht/ eigengewicht in combinatie met de “laagte” van het moment. De drukspanning die wordt veroorzaakt door de normaalkracht op de kern, opgeteld bij de trekspanning van het beton levert een waarde op die groter is dan de spanning veroorzaakt door het moment. Omdat de constructie ongescheurd is heeft voorspanning geen invloed op de stijfheid in de BGT en dus niet op de vervorming.

Van de “referentie” gevelbuis is per onderdeel (kolom, ligger) de stijfheid bepaald aan de hand krachten en momenten in deze onderdelen. Voor de stabiliteitsverzorgende gevelbuis in de BGT geldt hetzelfde als voor de stabiliteitskern; de hoekkolommen, middenkolommen en liggers blijven ongescheurd. Waardoor ook hier het aanbrengen van verticale voorspanning geen effect heeft op de vervorming.

In de stabiliteitsverzorgende gevelbuis, UGT, zijn een groot aantal kolommen gescheurd over bijna de hele hoogte van de gevel. Dit wordt veroorzaakt door de werking van de gevel als buis, de krachten en momenten in de kolommen van de op afschuiving belaste langsgevels zijn hierin maatgevend. In de “middenkolommen” is het moment zo groot dat voorspanning niet kan voorkomen dat ze scheuren. In deze kolommen wordt daarom geen voorspanning aangebracht.



In de middenkolommen van de bovenste 8 verdiepingen zijn de momenten zoveel kleiner dat voorspanning kan voorkomen dat de doorsnede scheurt. Maar vanwege de locatie heeft dit nauwelijks invloed op de 2^e orde factor. Wel zorgt het ongescheurd blijven van deze kolommen voor een behoorlijke verlaging van de benodigde wapening.

In de hoekkolommen is het moment minder groot en het oppervlak groter daarom is het mogelijk deze kolommen door voorspanning ongescheurd te houden. Maar aangezien de invloed van de hoekkolommen veel minder is dan de invloed van de middenkolommen is de winst van de 2^e orde factor eveneens minimaal. De winst doordat er volstaan kan worden met minder wapening is minimaal omdat er slechts vier hoekkolommen zijn.

Voor beide stabiliteitsstructuren is verticale voorspanning alleen van invloed op de stijfheid in de uiterste grenstoestand. Dit brengt een kleine verhoging van de 2^e orde factor met zich mee. De echte winst van voorspanning zit in de wapening die bespaard wordt doordat de doorsnede ongescheurd blijft. Daarnaast heeft voorspanning een positief effect op de dwarskracht opname van de betondoorsnede wat ook een besparing van wapening tot gevolg heeft.



INHOUDSOPGAVE

1.	INLEIDING.....	5
2.	NOTATIES EN EENHEDEN.....	6
3.	ALGEMEEN	9
4.	DEEL 1: VOORGESPANNEN KERN.	13
4.1	Conclusie en opsomming.....	38
4.1.1	Bruikbaarheid Grens Toestand.....	38
4.1.2	Uiterste Grens Toestand.....	39
5.	DEEL 2 VOORGESPANNEN GEVELBUIS.	41
5.1.1	Hoekkolommen	45
5.1.2	Standaard kolommen.....	45
5.2	Bepaling stijfheid.....	46
5.2.1	Gevelbuis H650, M600x250, L I 200x250.....	47
5.2.2	Gevelbuis H650, M600x500, L I 200x250.....	48
5.2.3	Gevelbuis H650, M600x400, L I 200x250.....	50
5.2.4	Gevelbuis H650, M550x400, L I 200x250.....	52
5.2.5	Gevelbuis H750, M550x400, L I 200x250.....	53
5.2.6	Gevelbuis H650, M575x400, L I 200x250.....	54
5.3	Winst.....	57
5.3.1	Momentwapening.....	60
5.3.2	Dwarskracht wapening.....	60
5.4	Samenvatting en conclusie.....	64
6.	NAWOORD.....	68
7.	LITERATUUR.....	69



OVERZICHT BIJLAGES VOORGESPANNEN STABILITEITSKERN.....70

OVERZICHT BIJLAGES VOORGESPANNEN GEVELBUIS.70



I. INLEIDING

Dit verslag is het laatste in een serie van de 3 die geschreven zijn tijdens dit onderzoek, in de eerste twee werden achtereenvolgens invloeden van en op voorspanning behandeld en een referentie in de vorm van een niet voorgespannen kern en gevelbuis.

In dit laatste verslag wordt de mogelijkheid van verticale voorspanning in de gebruikte stabiliteitsstructuren beschreven. Er wordt bekeken of er mogelijkheden zijn om voorspanning gunstig te laten werken voornamelijk voor de stijfheid van een hoogbouw.

De scheiding die eerder gemaakt is tussen een kern en een gevelbuis als stabiliteitselement blijft gehandhaafd in dit verslag. Beide systemen bieden andere mogelijkheden om te worden voorgespannen waardoor zij niet naast elkaar te behandelen zijn.

De 3 verslagen die zijn geschreven vormen samen de uitgebreide versie van mijn eindscriptie. Daarnaast zal er een aparte scriptie worden geschreven die als een soort samenvatting van mijn afstudeerwerk fungeert. De reden hiervoor is ook dat ik denk dat voor mensen die niet zo diep in de stof zitten als ik de verslagen slecht door te "worstelen" zijn. Met de "scriptie" hoop ik een duidelijk en leesbaar beeld te geven van mijn afstudeer werk.

Jan Willem Hoekstra,

Maarssen 13 augustus 2003

2. NOTATIES EN EENHEDEN

A	= Oppervlak doorsnede	[mm ²] of [m ²]
A_b	= Oppervlakte betondoorsnede	[mm ²]
A_p	= Oppervlakte voorspanstaal doorsnede	[mm ²]
A_s	= Oppervlakte wapeningsstaal doorsnede	[mm ²]
a	= Versnelling	[m/s ²]
b	= Breedte doorsnede	[mm]
C	= Rotatiestijfheid (fundering)	[kN/m']
D	= Dempingsfactor	[-]
d	= Nuttige hoogte, betondoorsnede	[mm]
H	= Gebouw hoogte	[mm]
h	= Hoogte doorsnede	[mm]
E_b	= Elasticiteitsmodulus beton	[N/mm ²]
E_p	= Elasticiteitsmodulus voorspanstaal	[N/mm ²]
E_s	= Elasticiteitsmodulus wapeningsstaal	[N/mm ²]
EI	= Buigstijfheid	[Nmm ²]
f_b	= Betontreksterkte	[N/mm ²]
f'_b	= Betondruksterkte	[N/mm ²]
f_{bm}	= Gemiddelde treksterkte van beton	[N/mm ²]
f_{br}	= Scheursterkte beton	[N/mm ²]
f_{ck}	= Kubusdruksterkte van beton	[N/mm ²]
f_p	= Treksterkte voorspanstaal	[N/mm ²]
f_s	= Treksterkte betonstaal	[N/mm ²]
f_e	= Eigenfrequentie (eerste)	[Hz; 1/s]
F_E	= Eulerse knikkraft	[kN]



VERTICALE VOORSPANNING IN HOOGBOUW

F_{PW}	= Werkvoorspankracht	[kN]
F_p	= Aanvang voorspankracht in voorspanstaal	[kN]
GA	= Afschuifstijfheid	[kN]
k	= Veerstijfheid	[l/m]
n	= Factor 2 ^e orde effect	[-]
n_s	= Factor E-modulus wapeningsstaal/ E-modulus beton	[-]
n_p	= Factor E-modulus voorspanstaal/ E-modulus beton	[-]
N'_d	= Normaaldrukkracht	[kN]
N'_b	= Normaaldrukkracht in beton	[kN]
m	= Massa	[kg]
m_e	= Meewerkende massa (voor bepaling eigenfrequentie)	[kg]
M_e	= Vloeimoment van het beton	[kNm]
M_r	= Scheurmoment van het beton	[kNm]
M_u	= Uiterst opneembaar moment van betondoorsnede	[kNm]
M_w	= Moment ten gevolge van de windbelasting	[kNm]
P_{wind}	= Gelijkmatic verdelde windbelasting	[kN/m ²]
q_{wind}	= Gelijkmatic verdelde lijnlast	[kN/m']
x_u	= Hoogte betondrukzone	[mm]
z	= Hefboomsarm inwendig beton	[mm]
α_n	= Factor aanwezige normaalkracht / uiterst opneembare normaalkracht	[-]
α_p	= Factor aanwezige voorspankracht / uiterst opneembare normaalkracht	[-]
δ	= Vervorming	[mm]
ϵ_b	= Rek van beton in doorsnede	[-]



VERTICALE VOORSPANNING IN HOOGBOUW

ϵ_s	= Rek van wapeningsstaal in doorsnede	[-]
κ	= Kromming van doorsnede	[1/mm]
v	= Snelheid	[m/s]
σ	= Spanning in doorsnede	[N/mm ²]
τ	= Afschuifspanning in doorsnede	[N/mm ²]
φ	= Hoek	[mm/rad]
ω	= Wapeningspercentage	[-]

3. ALGEMEEN

In dit algemene hoofdstuk worden de uitgangspunten behorend bij dit verslag. Een aantal van deze uitgangspunten zijn ook gebruikt in het verslag waarin het referentie ontwerp wordt beschreven.

De toepassing van verticale voorspanning moet leiden tot een verhoging van de stijfheid. De stijfheid wordt in een aantal berekeningen gebruikt, in dit verslag worden alleen de **vervorming** en de **tweede orde invloed** behandeld. Bij beide berekeningen wordt op een andere manier gebruik gemaakt van de stijfheid. De uitgangspunten bij het bepalen van deze stijfheden zijn verschillend, wat ook zal leiden tot twee verschillende stijfheden en een andere invloed van de.

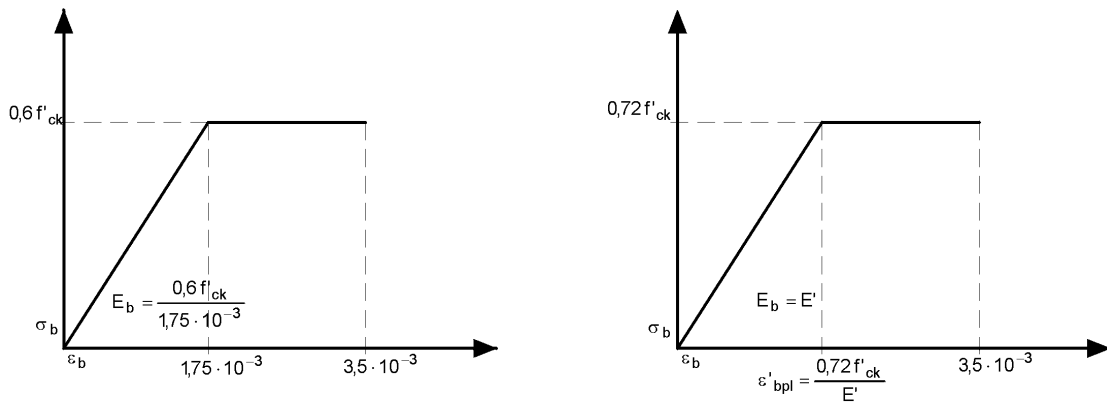
Het belangrijkste verschil tussen de vervorming en de tweede invloed is dat de vervorming wordt bepaald in de Bruikbaarheids Grens Toestand en de tweede orde invloed in de Uiterste Grens Toestand. Dit is bepalend voor de uitgangspunten en de te gebruiken belastingen.

Voor het bepalen van de maatgevende belasting wordt gebruik gemaakt van de combinaties die in de onderstaande tabel staan aangegeven. Voor de bepaling van de vervorming in de BGT wordt met de werkelijke belasting zonder veiligheidsfactoren gerekend, zoals in NEN 6702 is aangegeven.

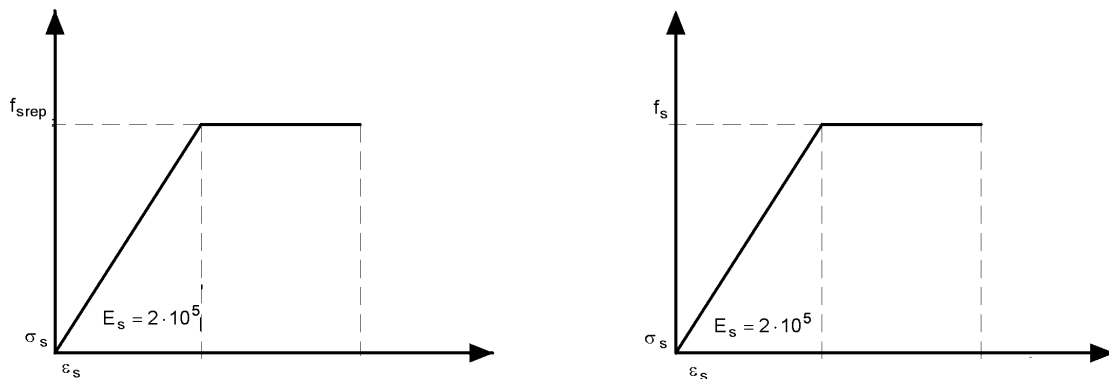
Maatgevende Combinatie(s)	
Vervorming	1 x Permanent + 1 x Momentaan
2 ^e orde	1,2 x Permanent + 1,5 x Momentaan
	1,35 x Permanent
2 ^e orde gunstig	0,9 x Permanent

Tabel 1: Mogelijke belasting combinaties.

Voor de materiaaleigenschappen van beton moeten in de UGT en BGT andere waarden worden aangehouden. Deze waarden zijn aangehouden zoals is aangegeven in de NEN 6720, voorschriften beton. De gebruikte spannings-tek diagrammen voor beton en wapeningsstaal zijn hieronder weergegeven.



Figuur 1: Spannings rek diagram van beton voor respectievelijk 2^e orde UGT en vervorming BGT.



Figuur 2: Spanning rek diagram van wapeningsstaal voor respectievelijk 2^e orde UGT en vervorming BGT.

Doordat de vervorming van korte duur is en de 2^e orde berekend wordt voor de lange duur is er een verschil tussen de rekenwaarde voor de verschillende spanningen. Daarnaast mag voor de BGT met een treksterkte van beton worden gerekend terwijl voor de UGT juist niet met een treksterkte van beton mag worden gerekend.

De uitgangspunten die hier worden gegeven zorgen voor een andere invloed van verticale voorspanning op de stijfheid. De mogelijkheid om voor te spannen verschilt sowieso per stabiliteitselement, de kern kan in zijn geheel worden voorgespannen terwijl voor de gevelbuis noodzakelijkerwijs gekozen wordt voor voorspanning per kolom en/of ligger.

Naast de materiaaleigenschappen en de bepaling van maatgevende belasting is het ook noodzakelijk om te weten met welke belastingen worden gewerkt. De normaalkracht is afhankelijk



VERTICALE VOORSPANNING IN HOOGBOUW

van de afmetingen van de kern, per kernafmeting of afmetingen van de gevelbuis is een gewichtsberekening gemaakt. De windbelasting is voor verschillende kernafmetingen en gevelbuizen hetzelfde.

	q-last	Representatief Moment	Rekenwaarde Moment
Windbelasting	67,19 kN/m'	658.443 kNm	987.665 kNm

Tabel 2: Overzicht windbelasting.

Omschrijving	Permanent	Veranderlijk	Representatief	Rekenwaarde	Gunstig
15.400 x 500	248.903 kN	89.739 kN	293.569 kN	365.683 kN	224.013 kN
15.400 x 300	208.852 kN	89.739 kN	253.518 kN	317.622 kN	187.967 kN
15.400 x 250	198.839 kN	89.739 kN	243.505 kN	305.606 kN	178.955 kN
15.400 x 200	189.633 kN	89.739 kN	234.299 kN	294.559 kN	170.670 kN
13.600 x 500	225.208 kN	83.195 kN	266.589 kN	332.321 kN	202.687 kN
13.600 x 300	193.552 kN	84.628 kN	235.650 kN	295.410 kN	174.197 kN
11.800 x 800	251.765 kN	81.132 kN	292.103 kN	362.625 kN	226.589 kN

Tabel 3: Overzicht normaalkracht op de verschillende kernen.

Omschrijving	Permanent	Veranderlijk	Representatief	Rekenwaarde	Gunstig
15.400 x 500	375.945 kN	156.648 kN	453.862 kN	568.010 kN	338.351 kN
15.400 x 300	335.893 kN	156.648 kN	413.811 kN	519.949 kN	302.304 kN
15.400 x 250	325.881 kN	156.648 kN	403.798 kN	507.933 kN	293.293 kN
15.400 x 200	316.674 kN	156.648 kN	394.592 kN	496.886 kN	285.007 kN
13.600 x 500	355.498 kN	154.093 kN	432.329 kN	541.844 kN	319.948 kN
13.600 x 300	323.843 kN	155.527 kN	401.390 kN	504.932 kN	291.459 kN
11.800 x 800	385.043 kN	155.048 kN	462.339 kN	577.996 kN	346.539 kN

Tabel 4: Overzicht normaalkracht van het totale gebouw bij de voorgespannen kern.



Omschrijving	Permanent	Veranderlijk	Representatief	Rekenwaarde
H650-M250x600-L1200x250	351.533 kN	158.350 kN	430.302 kN	539.993 kN
H650-M500x600-L1200x250	380.362 kN	158.350 kN	459.131 kN	574.588 kN
H650-M400x600-L1200x250	366.653 kN	158.350 kN	445.422 kN	558.137 kN
H650-M400x575-L1200x250	364.368 kN	158.350 kN	443.137 kN	555.395 kN

Tabel 5: Overzicht normaalkrachten van totale gebouw gebruikt bij berekening gevelbuis.

4. DEEL I: VOORGESPANNEN KERN.

De kern die als referentie is berekend (B45, 15.400 x 15.400 x 500) is ongescheurd in de BGT. Dit betekent dat de maximale stijfheid (ongescheurd) is bereikt en dat voorspannen niet zal leiden tot een verhoging van de stijfheid in BGT, en niet tot een verlaging van de vervorming.

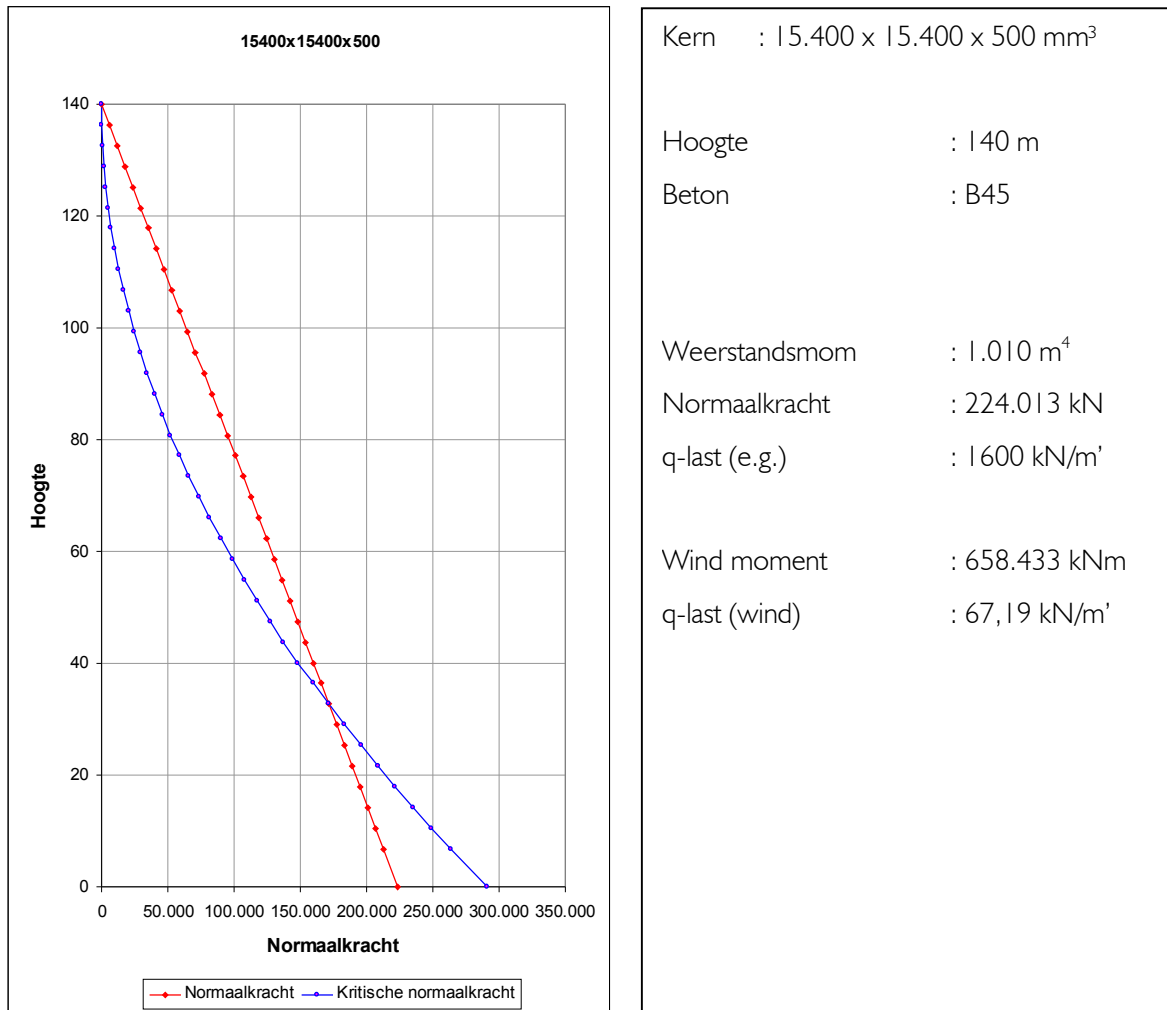
Dezelfde "referentie" kern heeft wel een gescheurde doorsnede in de UGT, voor de bepaling van de 2^e orde invloed. De kern is enkel gescheurd over de eerste 8 verdiepingen. Door hier een voorspanning aan te brengen is het dus mogelijk om de stijfheid te vergroten. Bovendien hoeft de voorspanning niet door te lopen over de gehele hoogte van de kern.

Het aantal gescheurde verdiepingen is afhankelijk van het moment per verdieping en van de normaalkracht op deze verdieping. Aan de hand van het moment op een verdieping kan een "kritische" normaalkracht worden bepaald welke als grens dient voor de normaalkracht op de kern. Als de normaalkracht groter is dan de "kritische" normaalkracht dan is de doorsnede niet gescheurd en anders wel. Deze kritische normaalkracht wordt als volgt berekend voor kernen met een gelijke wanddikte.

$$W * \sigma_n = M_r, \quad \sigma_n = \frac{N'_d}{A} \Rightarrow \frac{W * N'_d}{A} = M_r,$$

$$N'_{d \text{ kritisch}} = \frac{M * A}{W} \quad \text{ook te schrijven als} \quad N'_{d \text{ kritisch}} = \frac{\frac{1}{2} q(H-x)^2 * (b^2 - (b-2t)^2)}{\frac{1}{6} [b^3 - (b-2t)^3]}$$

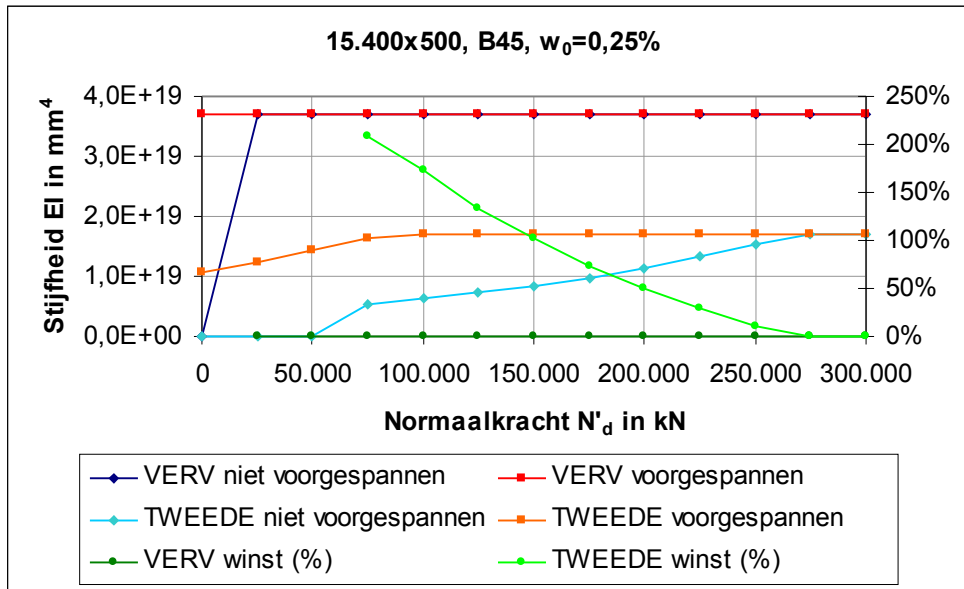
Wanneer deze in een grafiek wordt uitgezet ontstaat er een zelfde vorm als bij de momentenlijn. Als zowel de kritische normaalkracht als de normaalkracht wordt uitgezet in een grafiek kan worden bekeken of en zo ja waar de kern gescheurd is. Dit is het gedeelte dat wordt voorgespannen om een vergroting van de stijfheid teweeg te brengen. Voor de referentie kern is hieronder in een grafiek de kritische normaalkracht uitgezet tegen de normaalkracht. Deze grafiek is alleen geldig voor de UGT, voor het berekenen van de 2^e orde. Hierbij horen de volgende gegevens.



Figuur 3: Grafiek van "kritische" normaalkracht en normaalkracht voor een kern 15.400x500 mm uiterste grenstoestand.

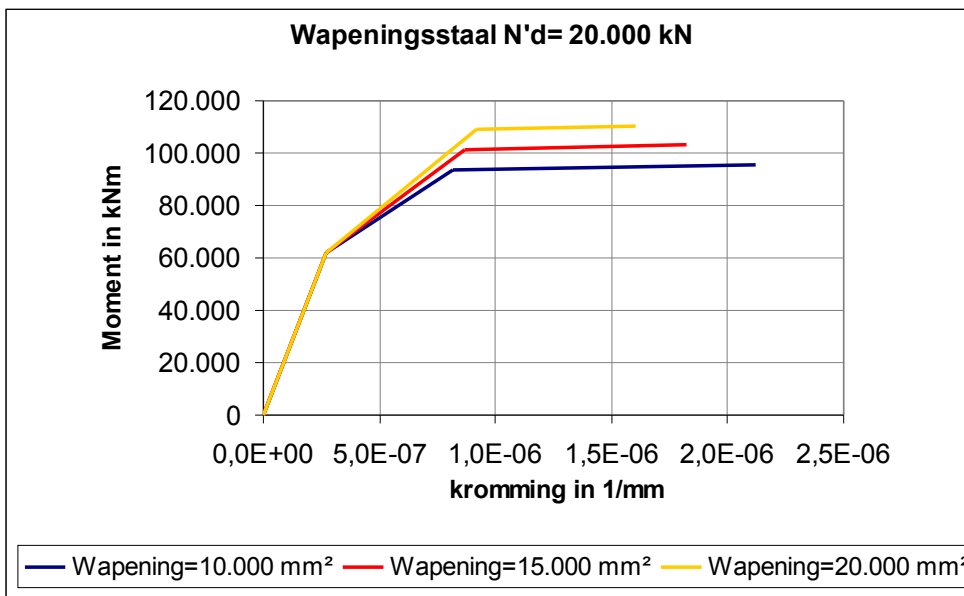
Zoals ook bij de referentie kern is aangegeven zijn de eerste 8 verdiepingen gescheurd, om de vervorming te berekenen van een constructie die gedeeltelijk gescheurd is wordt per verdieping de stijfheid bepaald aan de hand van het M-N-k diagram. Met behulp van de berekende vervorming van het gehele gebouw kan dan een equivalente stijfheid worden berekend.

Bij een grotere normaalkracht dan aanwezig is zal voor de 2^e orde het aanbrengen van een verticale voorspanning geen gunstig effect hebben. Voor de stijfheid die gebruikt wordt voor het berekenen van de vervorming (BGT) is de normaalkracht te groot voor een gescheurde doorsnede. Zetten we de normaalkracht uit tegen de stijfheid en de winst die te halen is op de stijfheid ontstaat de volgende grafiek, voor een kern van 15.400 x 500.

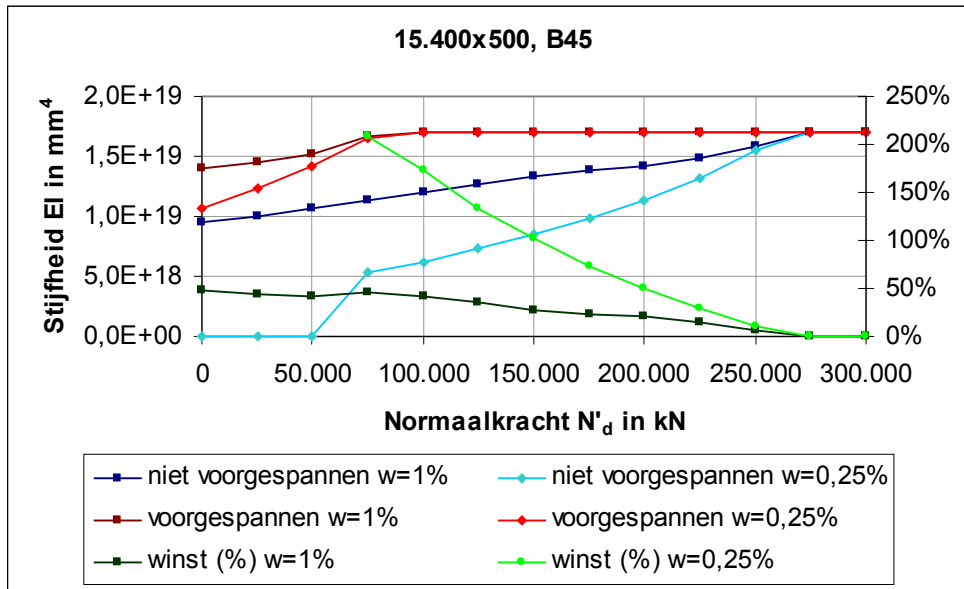


Figuur 4: Stijfheid en winst in stijfheid door voorspanning uitgezet tegen de normaalkracht.

Het wapeningspercentage dat is gebruikt voor de getrokken zijde is ook aangegeven, dit heeft een invloed op de hoogte van de winst in stijfheid die gehaald wordt door voor te spannen. Omdat hierdoor de tak van scheurmoment naar vloeimoment steiler wordt.

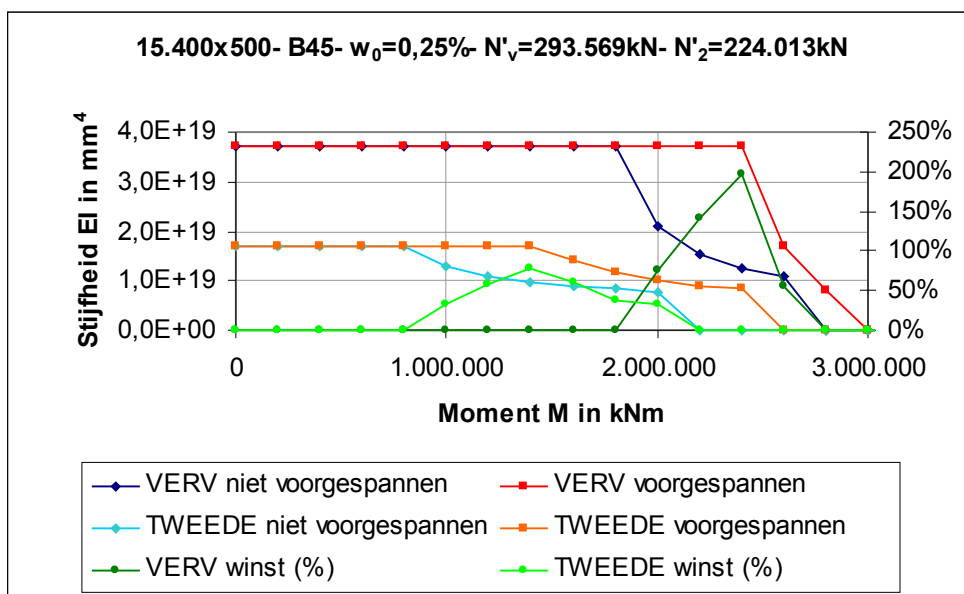


Figuur 5: M-N-k diagram van een kern (willekeurig) met verschillende wapeningspercentages.



Figuur 6: Normalkracht uitgezet tegen stijfheid en winst in stijfheid voor verschillende wapeningspercentages van dezelfde kern, 15400 x 15400, B45.

In de bovenstaande figuur is te zien dat bij een lager wapeningspercentage de winst in stijfheid groter wordt doordat de stijfheid van de niet voorgespannen kern met het laagste wapeningspercentage sneller afneemt.



Figuur 7: Moment in de kern uitgezet tegen de stijfheid en de winst in stijfheid.

In figuur 6 is de stijfheid en de winst uitgezet tegen de normaalkracht, hierbij blijft het moment gelijk, zoals in tabel 2 is aangegeven. Aangezien ook het moment in de doorsnede van belang is voor een eventuele toepassing van verticale voorspanning is het interessant om het moment uit te zetten tegen de stijfheid en de winst van de stijfheid. Bij een vergroting van het moment zal in tegenstelling tot bij grotere normaalkracht de doorsnede scheuren.

Er is tot nu toe alleen gekeken naar de kern die als referentie is uitgewerkt hierbij is geconstateerd dat winst in stijfheid mogelijk is in de UGT. Omdat alleen op de eerste 8 verdiepingen de kern gescheurd is zal alleen hier de stijfheid worden vergroot door een voorspanning aan te brengen. Hier volgt een vergelijking van de voorgespannen en niet voorgespannen referentie kern.

15.400 x 500, B45	Stijfheid 2 ^e orde	Kniklast kern	2 ^e orde kern	2 ^e orde totaal
NIET voorgespannen	$1,42 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	5.700.277 kN	10,0	7,4
Voorgespannen	$1,55 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	6.222.133 kN	10,9	7,9

Tabel 6: Overzicht 2^e orde resultaten van de kern 15.400 x 500, niet en wel voorgespannen.

De vervorming is hetzelfde voor de referentie kern en voor de voorgespannen kern omdat de kern in niet voorgespannen toestand ongescheurd is, voor de volledigheid zal ik die ook geven.

15.400 x 500, B45	Vervorming kern	Vervorming fundering	Vervorming totaal
NIET en WEL voorgespannen	96 mm	76,5 mm	172,5 mm

Tabel 7: Overzicht vervormingen van de kern 15.400 x 500, niet en wel voorgespannen .

De winst op de 2^e orde vergroting door voorspanning aan te brengen is minimaal. Deze winst is niet de moeite van het voorspannen waard. Toch kan voorspannen een gunstigere invloed hebben, omdat de doorsnede ongescheurd blijft en daarom geen theoretische wapening nodig is; hierop zal worden teruggekomen.

Er is tot nu toe alleen gekeken naar de referentie kern, hier heeft de voorspanning alleen invloed op de 2^e orde stijfheid. Deze kern is zowel in voorgespannen vorm als niet voorgespannen vorm acceptabel, hoewel de 2^e orde factor aan de lage kant is. De volgende stap is om te bekijken of er een mogelijkheid is om niet alleen de 2^e orde stijfheid te vergroten maar ook de stijfheid in de

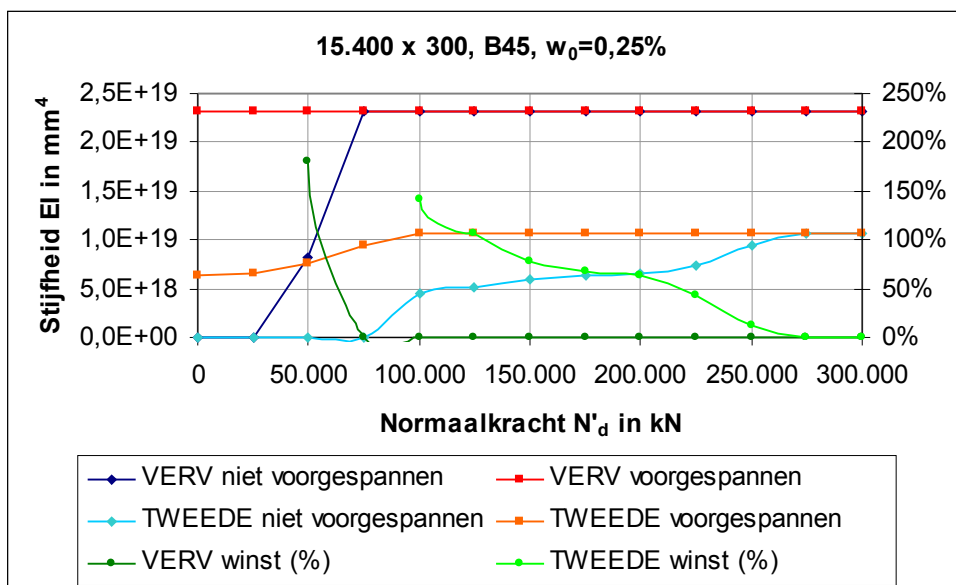


BGT. Om dit te bewerkstelligen wordt de afmeting van de kern aangepast, in eerste instantie verkleinen we de wanddikte van de kern (500, 300 en 250). Een bijkomend voordeel is dat het gewicht van de kern en van het totale gebouw afneemt.

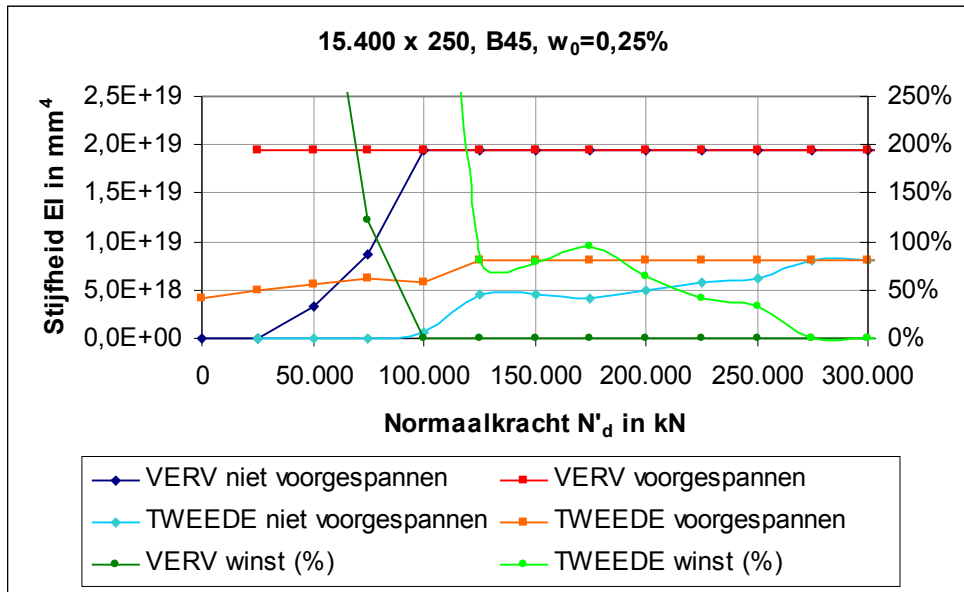
#	Beton	Hoogte	Wand	Oppervlak	Traagheidsmoment	Weerstandsmoment
1	B45	15.400 mm	500 mm	29,80 m ²	1100 m ⁴	101 m ³
2	B45	15.400 mm	300 mm	18,12 m ²	689 m ⁴	62 m ³
3	B45	15.400 mm	250 mm	15,15 m ²	580 m ⁴	52 m ³

Tabel 8: Overzicht kernen 15.400 x wanddikte.

Bij het ontwikkelen van de referentie stabiliteitsstructuur bleek dat de vervorming nog een stuk groter kon worden terwijl de 2^e orde factor al onder de 10 zat. De tweede orde is toen als ondergrens voor de stijfheid gekozen bij het dimensioneren van de kern. Nu kies wordt ervoor gekozen om de vervormingseis (1/500^{ste}) als ondergrens voor de stijfheid te nemen, de maximale vervorming mag 280 mm zijn. Dit leidt er toe dat de 2^e orde factor een flink stuk kleiner wordt dan 10.

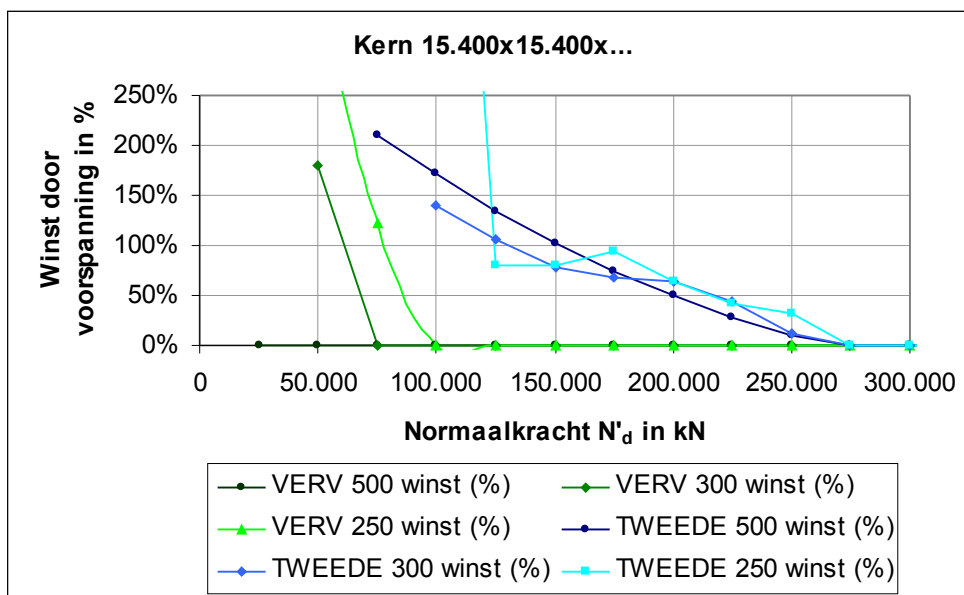


Figuur 8: Stijfheid en winst van stijfheid uitgezet tegen de normaalkracht van kern 15.400 x 300, B45.



Figuur 9: Stijfheid en winst van stijfheid uitgezet tegen de normaalkracht van kern 15.400 x 250, B45.

Bij de grafieken waar de stijfheid is uitgezet tegen de normaalkracht met een wanddikte van 300 en 250 mm is te zien dat de niet voorgespannen doorsnede is gescheurd wanneer er geen normaal kracht wordt aangebracht (dit leidt tot de pieken in de grafiek). Dit te verhelpen door het wapeningspercentage te verhogen waardoor het vloeimoment van de kern groter wordt.



Figuur 10: Winst van stijfheid door voorspanning voor kernen 15.400 x t.

Zetten we de 3 verschillende wanddiktes van de 15,4 meter kern in één grafiek dan is te zien dat het omslagpunt niet veel verschuift, alle drie de kernen komen in hetzelfde punt uit maar dat komt doordat de grafiek met stappen van 25.000 kN is gemaakt. Alleen neemt de winst in het begin sneller toe bij de kleinere wanddiktes. De winst in stijfheid in de UGT wordt alleen bereikt bij lagere normaalkrachten. Deze zijn nooit groter dan de representatieve belasting op de kern. Een verkleining van de wanddikte heeft als positieve effect dat het vloeroppervlak groter wordt en dat het eigengewicht van de kern afneemt.

Kern 15.400 x	Vervorming	Normaalkracht	Kniklast kern	2 ^e orde kern	2 ^e orde
500 mm	172,5 mm	568.010 kN	6.215.370 kN	10,9	7,9
300 mm	230,3 mm	519.949 kN	3.878.581 kN	7,5	5,9
250 mm	259,2 mm	507.933 kN	3.263.965 kN	6,4	5,2

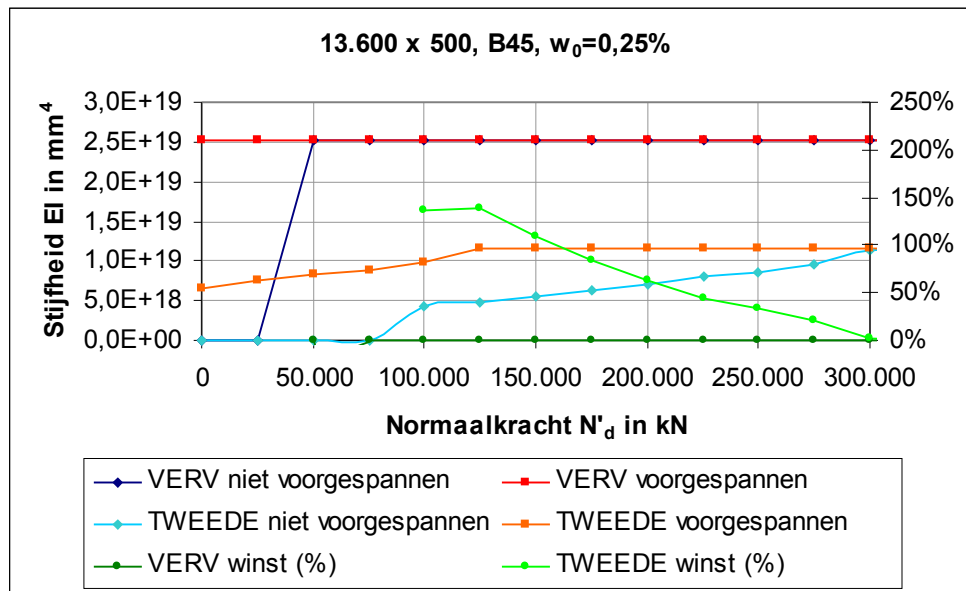
Tabel 9: Overzicht kernen 15.400 Beton B45.

Waar de referentie kern een acceptabele 2^e orde factor heeft van 7,9 is daar geen sprake meer van bij de niet voorgespannen kernen met wanddiktes 300 en 250 mm. Bij deze kernen wordt de 2^e orde factor kleiner dan 6 en daarmee onacceptabel. Bovendien wordt met deze verkleining relatief weinig winst geboekt.

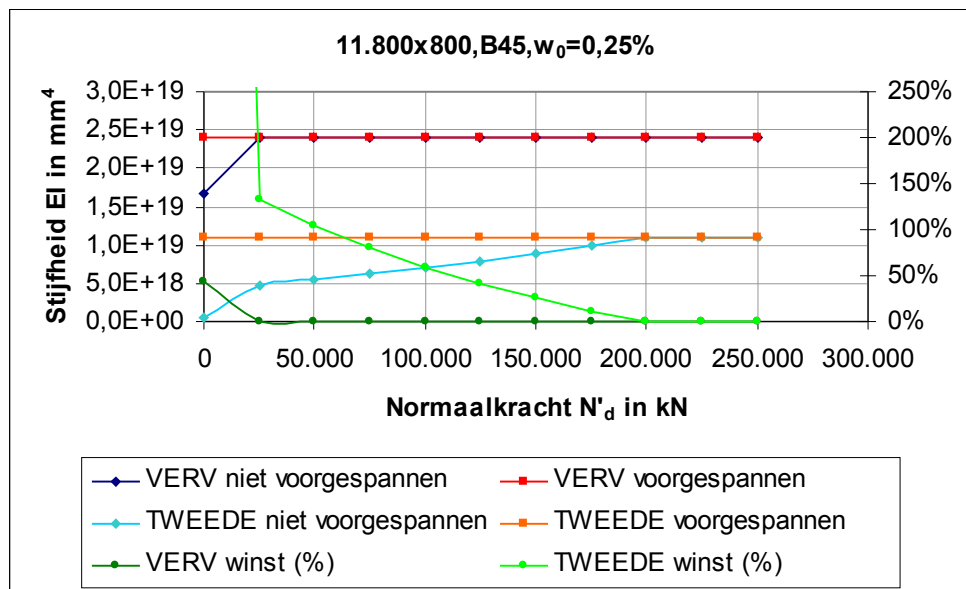
Hiervoor is gekeken naar de mogelijkheid om de wanddikte van de kern te verkleinen waarbij de kern dezelfde breedte (hoogte) houdt. Een andere optie is het aanpassen van de breedte van de kern. Waarbij de dikte van de kernwand evenredig wordt vergroot of verkleint om een min of meer gelijk traagheidsmoment te houden. Waardoor de vervorming niet verder toeneemt dan de 1/500^{ste} maal de hoogte, die in de norm als grens is vastgelegd. Een verkleining van de breedte van de kern met een gelijk blijvend traagheidsmoment heeft tot gevolg dat het oppervlak toeneemt en het weerstandmoment toeneemt.

#	Beton	Hoogte	Wand	Oppervlak	Traagheidsmoment	Weerstandsmoment
1	B45	15.400 mm	500 mm	29,80 m ²	1100 m ⁴	101 m ³
4	B45	13.600 mm	500 mm	26,20 m ²	750 m ⁴	78 m ³
5	B45	11.800 mm	800 mm	35,20 m ²	714 m ⁴	88 m ³

Tabel 10: Overzicht kernen met verschillen breedte en hoogte maten.



Figuur 11: Stijfheid uitgezet tegen normaalkracht voor een kern 13.600x500.

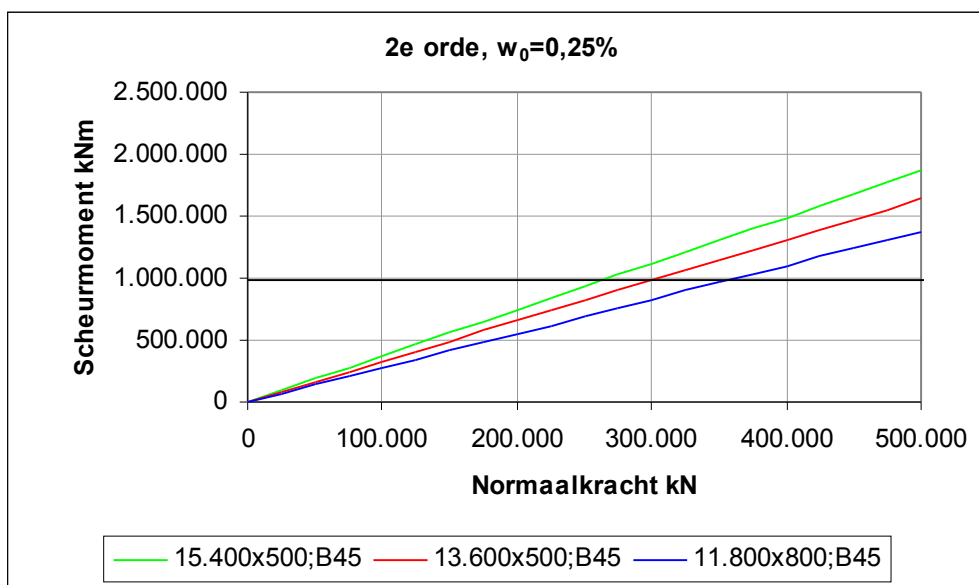


Figuur 12: Stijfheid uitgezet tegen normaalkracht voor een kern 11.800 x 800.

Uit de twee bovenstaande grafieken voor kernen 13.600 x 500 en 11.800 x 800 blijkt dat een verkleining van de afmetingen van de kernen een positief effect hebben op de kritische normaalkracht. Door het grotere oppervlak van de kern zal wel de normaalkracht toenemen.

$$N'_{d \text{ kritisch}} = \frac{M * A}{W} \quad \text{ook te schrijven als} \quad N'_{d \text{ kritisch}} = \frac{\frac{1}{2} q(H-x)^2 * (b^2 - (b-2t)^2)}{\frac{1}{6} [b^3 - (b-2t)^3]}$$

Wanneer de normaalkracht wordt uitgezet tegen het scheurmoment in plaats van de stijfheid ontstaat er een figuur waarin de kruising van de lijn behorend bij een kern met het (wind)moment in de doorsnede de kritische normaalkracht oplevert. Zo'n grafiek, waarin de 3 kernen met verschillende afmetingen zijn uitgezet, is hieronder weergegeven.

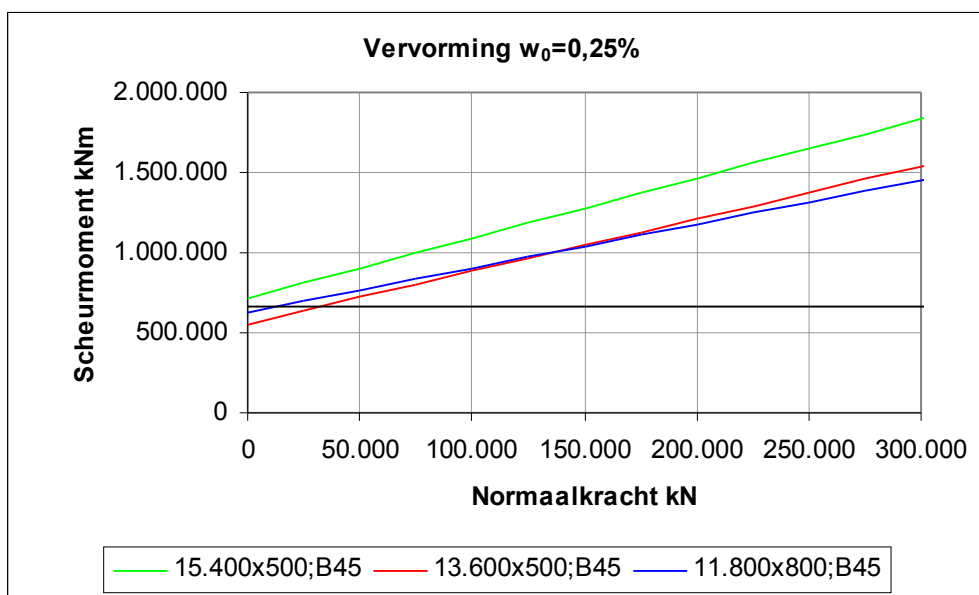


Figuur 13: Normaalkracht uitgezet tegen het scheurmoment voor de aangegeven kernen voor de 2^e orde, de horizontale lijn in de grafiek geeft het rekenmoment in de doorsnede aan.

In de grafiek is duidelijk te zien dat de lijnen van de kernen naarmate ze smaller worden minder stijf lopen. Dat betekent dat de kritische normaalkracht voor smaller doorsneden hoger ligt dan voor bredere. Ze beginnen immers in hetzelfde punt omdat beton in de uiterste grens toestand geen trek kan opnemen. Het scheurmoment voor smallere doorsneden met een zelfde traagheidsmoment ligt dus hoger dan bij bredere doorsneden. Dit wordt verklaard door het grotere weerstandsmoment van de smallere doorsneden.

Het betekent ook dat de schuimte van de lijn afhankelijk is van de breedte (en hoogte) maar ook in minder mate van de dikte van de kernwand. Kernen met dezelfde breedte en hoogte maar een andere wanddikte hebben niet dezelfde kritische normaalkracht.

We kunnen een zelfde figuur maken voor het scheurmoment voor de vervorming wat gold voor de figuur die is gemaakt voor de 2^e orde geldt ook voor deze grafiek met het verschil dat de lijnen per kern niet op hetzelfde punt (in de oorsprong van de grafiek) beginnen. Dit verschil is te verklaren doordat er gerekend mag worden met een treksterkte van beton. De helling van lijnen van dezelfde kernen zijn hier ook bijna gelijk. Alleen zal het beginpunt bij verschillende wanddiktes niet hetzelfde zijn door de trekspanning van het beton.



Figuur 14: Normaalkracht uitgezet tegen het scheurmoment voor de aangegeven kernen voor de vervorming, de horizontale lijn geeft het representatieve moment aan.

De kritische normaalkracht ligt voor de vervorming zo laag dat er pas bij kernen die totaal niet meer voldoen aan de vervormingseisen (en 2^e orde) sprake is van winst van stijfheid voor de vervorming.

Kern	Vervorming	Normaalkracht	Kniklast kern	2 ^e orde kern	2 ^e orde
15.400 mm x 500 mm	172,5 mm	568.010 kN	6.215.370 kN	10,9	7,9
13.600 mm x 500 mm	230,3 mm	541.844 kN	4.225.377 kN	7,8	6,1
11.800 mm x 800 mm	259,2 mm	577.996 kN	4.017.987 kN	7,0	5,6

Tabel 11: Overzicht gegevens van kernen met verschillende afmetingen.

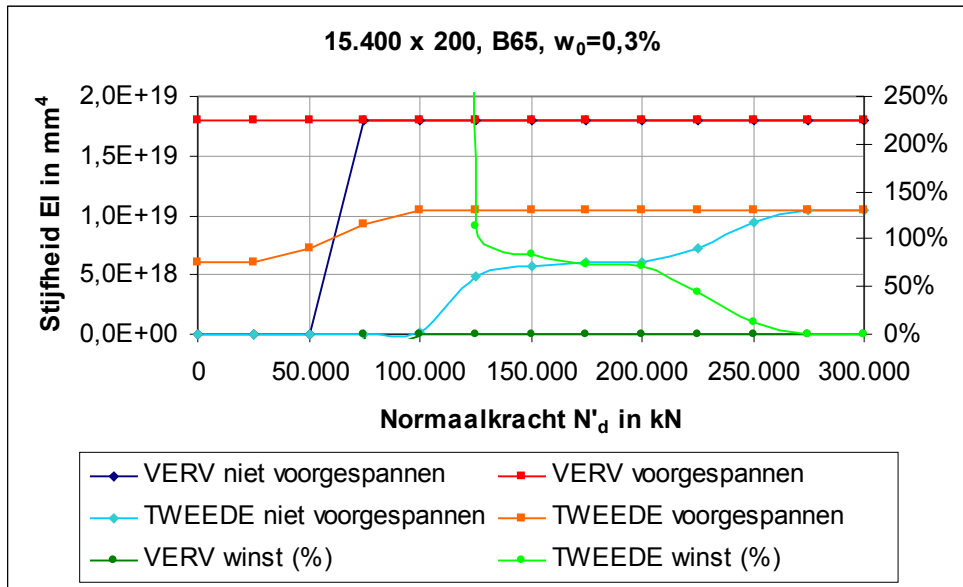
Hierboven is een overzicht gegeven van de 3 behandelde kernen (waarvan de eerste de referentie kern). De 11.800 mm kern heeft wel een vervorming die dichterbij de $1/500^{\text{ste}}$ van de norm komt. Maar daarbij is de 2^e orde factor wel zo laag dat deze niet meer acceptabel is. Hetzelfde geldt in mindere mate voor de kern van 13.600 mm beide kernen zijn daarom niet echt bruikbaar.

De referentie kern (15.400 x 500) is van de kernen die we tot nu toe hebben bekeken de meest logische oplossing, hoewel het voordeel van de voorspanning slechts minimaal is. Al deze kernen hebben betonkwaliteit B45, door de betonkwaliteit te verhogen tot B65 is het mogelijk om voor een kern te kiezen met een kleiner traagheidsmoment terwijl de stijfheid toch gelijk blijft. We voor betonkwaliteit B65, de stijfheid van de te gebruiken kernen is groter dan de kernen die hiervoor behandeld zijn. Ze moeten dus wat gunster zijn voor het 2^e orde moment.

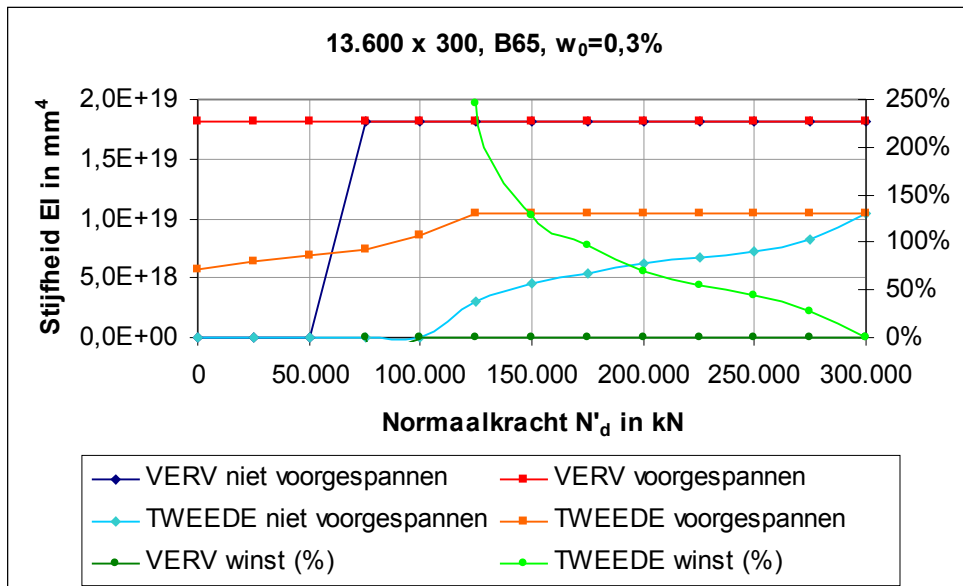
#	Beton	Hoogte	Wand	Oppervlak	Traagheidsmoment	Weerstandsmoment
1	B45	15.400 mm	500 mm	29,80 m ²	1100 m ⁴	101 m ³
6	B65	15.400 mm	200 mm	12,16 m ²	468 m ⁴	42 m ³
7	B65	13.600 mm	300 mm	15,96 m ²	471 m ⁴	48 m ³
8	B65	11.800 mm	500 mm	22,60 m ²	482 m ⁴	58 m ³

Tabel 12: Overzicht kernen met betonkwaliteit B65.

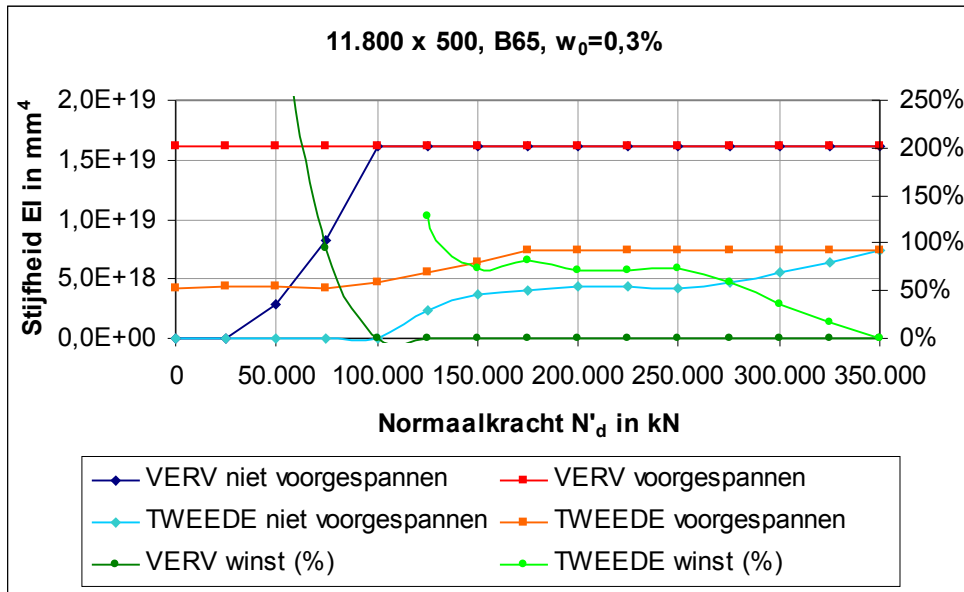
In de onderstaande grafieken is te zien dat een kleinere kern in principe een hogere kritische normaalkracht heeft. Het beeld wat ontstaat tussen de drie kernen is hetzelfde als bij de kernen met betonkwaliteit B45. Wanneer we de winst door voorspanning van deze drie kernen in een grafiek zetten wordt dit bevestigd.



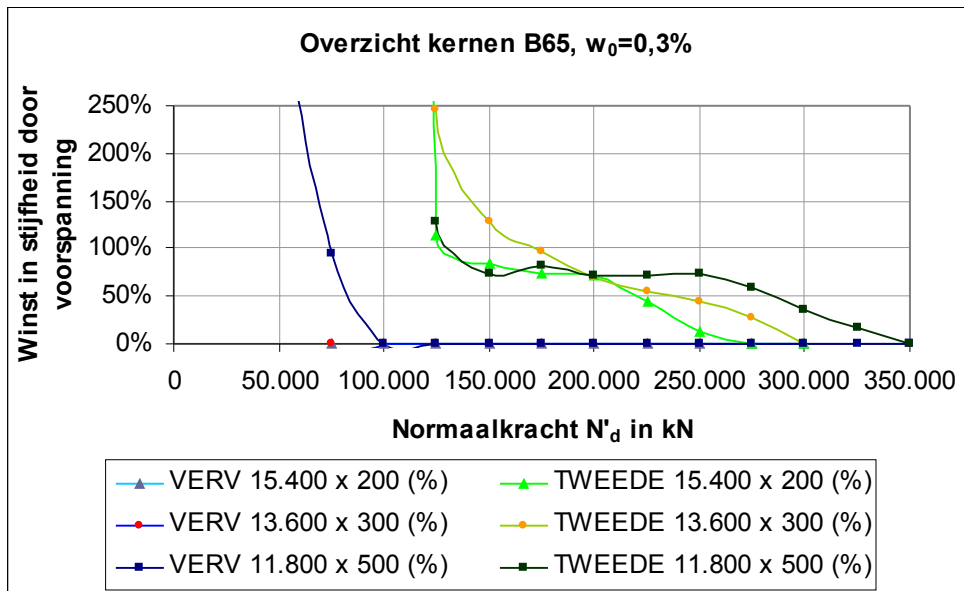
Figuur 15: Normalkracht uitgezet tegen de stijfheid voor een kern 15.400 x 200, B65.



Figuur 16: Normalkracht uitgezet tegen de stijfheid voor een kern 13.600 x 300, B65.



Figuur 17: Normalkracht uitgezet tegen de stijfheid voor een kern 11.800 x 500, B65.

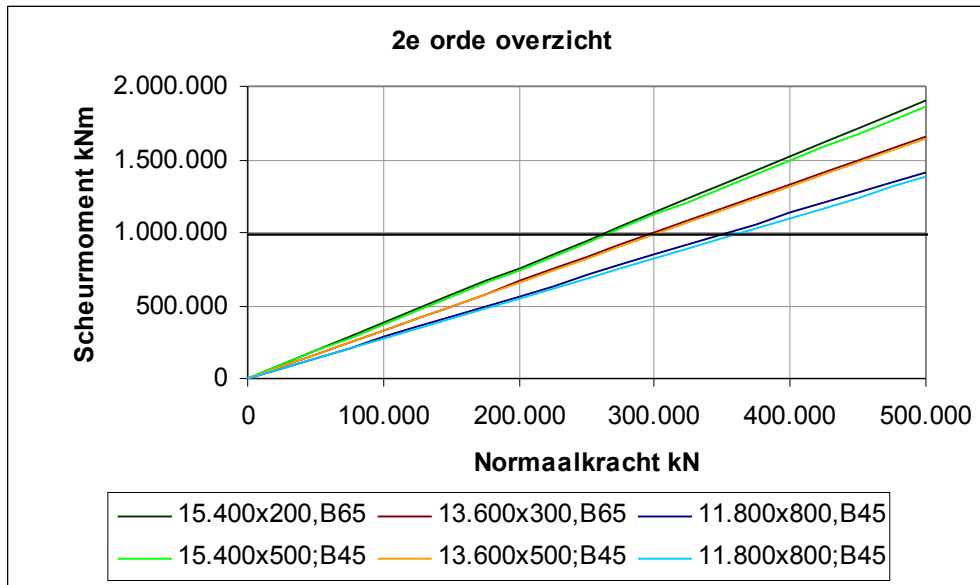


Figuur 18: Overzicht van de winst in stijfheid door voorspanning van kernen met betonkwaliteit B65.

Vergelijken we de kernen met de verschillende betonkwaliteiten met elkaar (in een grafiek met de normaalkracht en het scheurmoment) dan zien we dat de lijnen van de kernen met dezelfde breedte en verschillende betonkwaliteiten niet evenwijdig aan elkaar lopen. De lijnen van de kernen met een hogere betonkwaliteit lopen iets schuinere dan de kernen met een lagere



betonkwaliteit. Wat voor de 2^e orde automatisch inhoud dat de kritische normaalkracht groter is voor kernen met een lagere betonkwaliteit.



Figuur 19: Vergelijkingsgrafiek van scheurmoment en normaalkracht tussen kernen met betonkwaliteit B45 en B65.

Bekijken we van deze drie kernen met betonkwaliteit B65 de vervorming en de eventuele invloed van de voorspanning hierop; dan zien we dat hier ook duidelijk geen sprake is van een gescheurde doorsnede in de bruikbaarheidsgrenstoestand. We zien wel bij de vervorming dat deze dicht genaderd is bij de grens van $1/500^{\text{ste}}$ (280 mm) en dat tegelijkertijd de 2^e orde factor op een gelijk niveau blijft met de kernen met betonkwaliteit B45 die we eerder hebben besproken. Door een verhoging van de betonkwaliteit van B45 naar B65 neemt de ongescheurde E-modulus voor de vervorming toe met een factor $\frac{38.500}{33.500} = 1,15$ maar bij een zelfde verhoging neemt de E-modulus,

waarmee gerekend mag worden in de uiterste grenstoestand, toe met een factor $\frac{(0,6^{0,65} / 1,75^{-3})}{(0,6^{0,45} / 1,75^{-3})} = 1,44$. Hierdoor blijft de 2^e orde factor gelijk terwijl de vervorming toch aanzienlijk toeneemt.

Kern	Vervorming	Normaalkracht	Kniklast kern	2 ^e orde kern	2 ^e orde
15.400 mm x 500 mm, B45	172,5 mm	568.010 kN	6.215.370 kN	10,9	7,9
15.400 mm x 200 mm, B65	273,3 mm	497.000 kN	6.215.370 kN	7,7	6,0
13.600 mm x 300 mm, B65	272,3 mm	504.932 kN	4.225.377 kN	7,6	6,0
11.800 mm x 500 mm, B65	267,8 mm	538.969 kN	4.017.987 kN	7,3	5,8

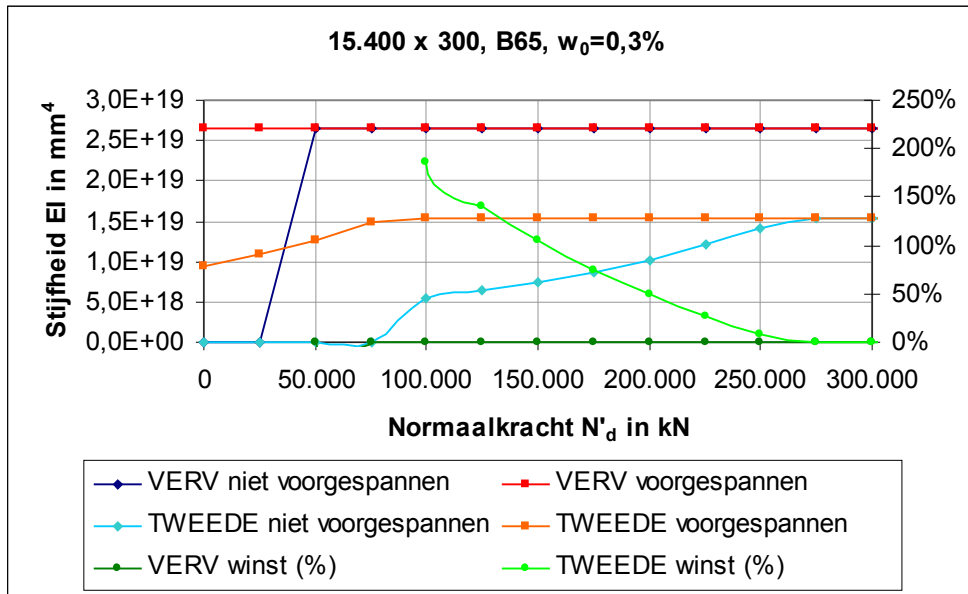
Tabel 13: Overzicht kernen B65.

De vervorming voldoet nu nog maar net, dat is uitstekend, maar de 2^e orde factoren blijven ongeveer op een gelijk niveau en zijn daarmee te laag. Daarom wordt als basis deze kernen gekozen, met betonkwaliteit B65 en vervolgens gekozen voor een dikkere kernwand. De kern van 11.800 vervalft daarbij, er blijven dus een kern met een breedte van 15.400 en 13.600 over.

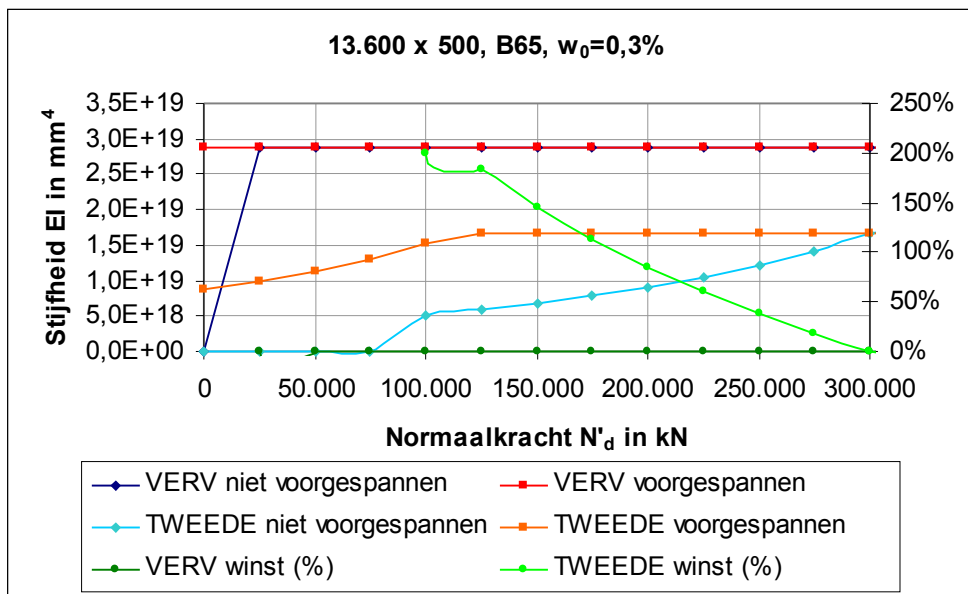
#	Beton	Hoogte	Wand	Oppervlak	Traagheidsmoment	Weerstandsmoment
1	B45	15.400 mm	500 mm	29,80 m ²	1100 m ⁴	101 m ³
9	B65	15.400 mm	300 mm	18,12 m ²	689 m ⁴	62 m ³
10	B65	13.600 mm	500 mm	26,20 m ²	750 m ⁴	78 m ³

Tabel 14: Overzicht aangepaste kernen 9 en 10.

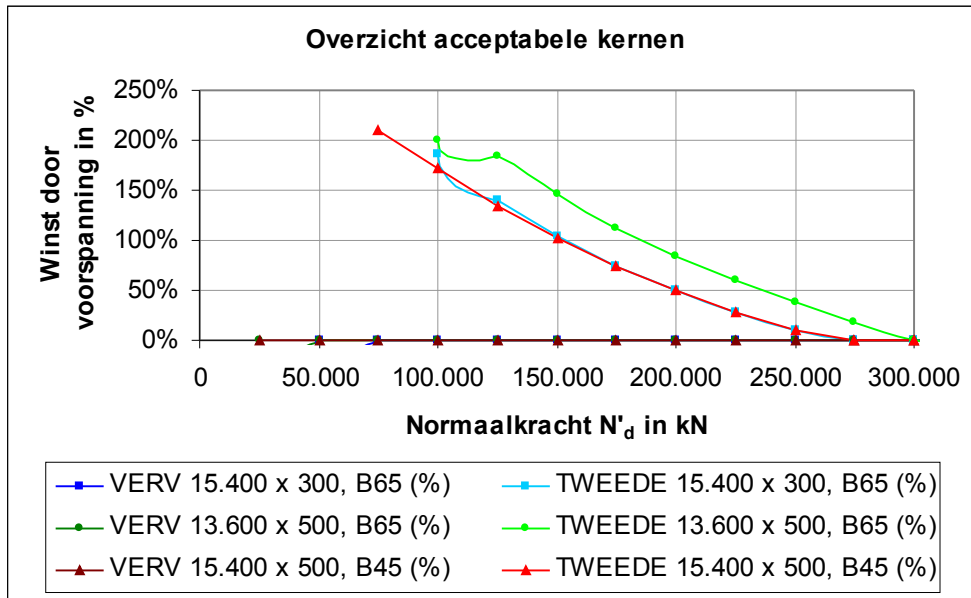
In de grafieken waarin de normaalkracht is uitgezet tegen de stijfheid en waarin de normaalkracht is uitgezet tegen het scheurmoment is te zien dat de kritische normaalkracht hoger ligt bij de kern met de kleinste breedte. De winst (%) in stijfheid is groter voor de kleinste kern later wordt de exacte winst per kern bepaald.



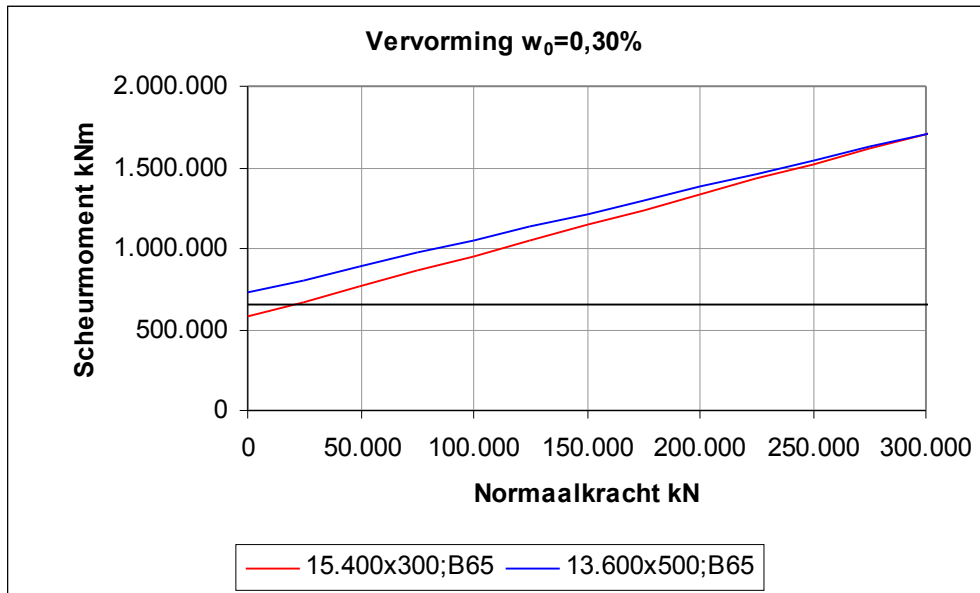
Figuur 20: Normalkracht uitgezet tegen de stijfheid voor een kern 15.400 x 300, B65.



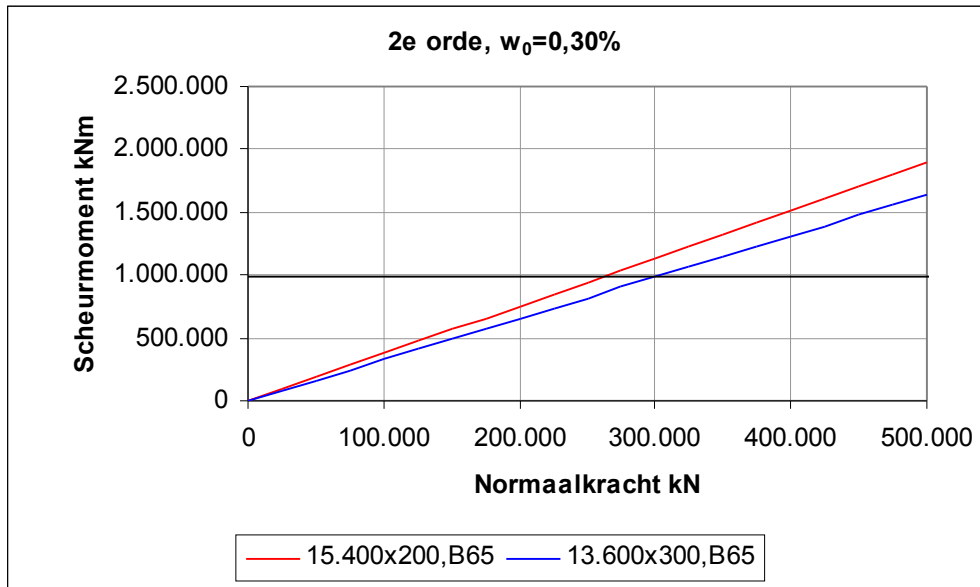
Figuur 21: Normalkracht uitgezet tegen de stijfheid voor een kern 13.600 x 500, B65.



Figuur 22: Overzicht van de winst in stijfheid door voorspanning van kernen 9 en 10.



Figuur 23: Normaalkracht uitgezet tegen het scheurmoment voor de aangegeven kernen voor de vervorming, de horizontale lijn geeft het representatieve moment aan.



Figuur 24: Normalkracht uitgezet tegen het scheurmoment voor de aangegeven kernen voor de 2^e orde, de horizontale lijn geeft het rekenmoment aan.

Als we de resultaten bekijken van beide kernen ten opzichte van de referentie kern dan zien we dat het verschil in de tweede orde factor niet zo groot is, bij de 13.600 x 500 kern is deze zelfs groter. De vervorming van beide kernen verschillen wel van de referentie kern dit komt doordat hier sprake is van een betonkwaliteit B65. Beide kernen zijn gunstiger dan de referentie kern waarbij de 2^e orde factor acceptabel is, waarvan bij een aantal andere kernen geen sprake van was.

Kern	Vervorming	Normalkracht	Kniklast kern	2 ^e orde kern	2 ^e orde
15.400 mm x 500 mm, B45	172,5 mm	568.010 kN	6.215.370 kN	10,9	7,9
15.400 mm x 300 mm, B65	210,3 mm	519.949 kN	5.602.395 kN	10,8	7,8
13.600 mm x 500 mm, B65	199,3 mm	541.844 kN	6.103.323 kN	11,3	8,1

Tabel 15: Overzicht kernen 9 en 10.

We kunnen pas inschatten welke kern het meeste wordt beïnvloed door de voorspanning wanneer we alle punten van winst hebben bekeken. Aangezien de stijfheid alleen voor de 2^e orde kan worden vergroot is de 2^e orde factor mede bepalen voor de te behalen winst. Hoewel bij de

13.600 x 500 kern de winst door voorspanning groter is dan bij de 15.400 x 300 kern (figuur 22) hebben zij een bijna gelijke 2^e orde factor. Dit is weer te wijden aan de afname in normaalkracht door een dunnere kernwand. Van beide kernen krijgt de 15.400 x 300 voorlopig het voordeel omdat de oppervlakte die de kernwanden in beslag nemen het kleinst zijn, winst vloerooppervlak. Bovendien wordt de winst van de stijfheid bepaald op de begane grond, door de vorm van de momenten lijn zal deze winst naar boven toe kleiner worden en verdwijnen. Dus is de winst in stijfheid in werkelijkheid veel kleiner.

#	Kern		Vervorming	Normaalkracht	Kniklast kern	2 ^e orde kern	2 ^e orde
1	B45	15.400 mm x 500 mm	172,5 mm	568.010 kN	6.215.370 kN	10,9	7,9
2	B45	15.400 mm x 300 mm	230,3 mm	519.949 kN	3.878.581 kN	7,5	5,9
3	B45	15.400 mm x 250 mm	259,2 mm	507.933 kN	3.263.965 kN	6,4	5,2
4	B45	13.600 mm x 500 mm	230,3 mm	541.844 kN	4.225.377 kN	7,8	6,1
5	B45	11.800 mm x 800 mm	259,2 mm	577.996 kN	4.017.987 kN	7,0	5,6
6	B65	15.400 mm x 200 mm	273,3 mm	497.000 kN	6.215.370 kN	7,7	6,0
7	B65	13.600 mm x 300 mm	272,3 mm	504.932 kN	4.225.377 kN	7,6	6,0
8	B65	11.800 mm x 500 mm	267,8 mm	538.969 kN	4.017.987 kN	7,3	5,8
9	B65	15.400 mm x 300 mm	210,3 mm	519.949 kN	5.602.395 kN	10,8	7,8
10	B65	13.600 mm x 500 mm	199,3 mm	541.844 kN	6.103.323 kN	11,3	8,1

Tabel 16: Overzicht van alle berekende kernen met vervormingen en 2e orde factor beide ongescheurd.

De winst van de tweede orde is een winst die eigenlijk alleen cijfermatig zichtbaar is. Toch valt er op een meer fysieke manier winst te halen, namelijk door de wapening die bespaard kan worden. Wanneer de kern niet is voorgespannen zullen een aantal verdiepingen scheuren, hierop dient de kern gewapend te worden. Als door de voorspanning deze verdiepingen ongescheurd blijven



bespaar je de wapening die anders nodig was geweest. Dus als de kern over een groter aantal verdiepingen gescheurd is zal voorspanning een grotere besparing van wapening opleveren. Bovendien hoeven alleen de gescheurde verdiepingen te worden voorgespannen.

Per verdieping wordt met behulp van de kritische normaalkracht bepaald of de kern gescheurd is. Als de aanwezig normaalkracht (gunstig) kleiner is dan de kritische normaal kracht is de kern gescheurd. Vervolgens wordt de wapening die nodig is op de laagst gescheurde verdieping en op de hoogst gescheurde verdieping bepaald. Deze worden gemiddeld en vermenigvuldigd met het aantal verdiepingen, op deze manier bereken wordt de benodigde hoeveelheid wapening voor een gescheurde doorsnede berekend. Het verschil tussen deze wapening en de wapening die in een ongescheurde doorsnede gaat is de winst van de voorspanning. Voorspannen is dan rendabel als de voorspanning minder kost als het wapenen. De berekening van de hoeveelheid te besparen wapening wordt voor de referentie kern uitgewerkt, de andere kernen worden op dezelfde manier berekend maar worden alleen in een tabel weergegeven.

Allereerst wordt bepaald welke verdiepingen gescheurd zijn hiervoor wordt de al eerder genoemde kritisch normaalkracht gebruikt. Vervolgens kan de werkelijke normaalkracht per verdieping worden vergeleken met de waarde van de kritische normaalkracht, als deze groter is dan kritische normaalkracht dan is de kern ongescheurd. De werkelijke normaalkracht (rekenwaarde gunstig) per verdieping wordt bepaald door van de normaalkracht een q-last per m' te maken waarna de normaalkracht per verdieping wordt bepaald (tabel I 6).

Bepaling kritische normaalkracht voor de begane grond van kern I 5.400 x 500:

$$N'_{d \text{ kritisch}} = \frac{M * A}{W} \quad N'_{d \text{ kritisch}} = \frac{1,5 * 658.433 * 29,8}{101} = 291.545 \text{ kN}$$

Uit tabel I 6 is af te lezen dat de kern tot een hoogte van 29 meter,7 bouwlagen, gescheurd is. Vervolgens wordt de benodigde (trek) wapening die op de begane grond berekend aan de hand van het verschil tussen de kritisch normaalkracht en de werkelijke normaalkracht.



VERTICALE VOORSPANNING IN HOOGBOUW

#	Verdiep [m]	Hoogte [m]	Belasting				Moment	KERN 15400x15400x500				winst
			Wind	qp	qv	qm		Opp	Weerst	kritische Normalkracht	werkelijke Normalkracht	
37	3,7	140,0	67,187	1.778	641	320	0	29.800.000	1,01E+11	0	0	nee
36	3,7	136,3		1.778	641	320	460			204	5.920	nee
35	3,7	132,6		1.778	641	320	1.840			815	11.841	nee
34	3,7	128,9		1.778	641	320	4.139			1.833	17.761	nee
33	3,7	125,2		1.778	641	320	7.358			3.258	23.681	nee
32	3,7	121,5		1.778	641	320	11.497			5.091	29.602	nee
31	3,7	117,8		1.778	641	320	16.556			7.331	35.522	nee
30	3,7	114,1		1.778	641	320	22.535			9.978	41.442	nee
29	3,7	110,4		1.778	641	320	29.433			13.033	47.363	nee
28	3,7	106,7		1.778	641	320	37.251			16.494	53.283	nee
27	3,7	103,0		1.778	641	320	45.990			20.364	59.203	nee
26	3,7	99,3		1.778	641	320	55.647			24.640	65.124	nee
25	3,7	95,6		1.778	641	320	66.225			29.324	71.044	nee
24	3,7	91,9		1.778	641	320	77.722			34.414	76.964	nee
23	3,7	88,2		1.778	641	320	90.139			39.913	82.885	nee
22	3,7	84,5		1.778	641	320	103.476			45.818	88.805	nee
21	3,7	80,8		1.778	641	320	117.733			52.131	94.725	nee
20	3,7	77,1		1.778	641	320	132.910			58.851	100.646	nee
19	3,7	73,4		1.778	641	320	149.006			65.978	106.566	nee
18	3,7	69,7		1.778	641	320	166.022			73.512	112.486	nee
17	3,7	66,0		1.778	641	320	183.958			81.454	118.407	nee
16	3,7	62,3		1.778	641	320	202.814			89.803	124.327	nee
15	3,7	58,6		1.778	641	320	222.589			98.560	130.247	nee
14	3,7	54,9		1.778	641	320	243.284			107.723	136.168	nee
13	3,7	51,2		1.778	641	320	264.900			117.294	142.088	nee
12	3,7	47,5		1.778	641	320	287.434			127.272	148.008	nee
11	3,7	43,8		1.778	641	320	310.889			137.658	153.929	nee
10	3,7	40,1		1.778	641	320	335.263			148.450	159.849	nee
9	3,7	36,4		1.778	641	320	360.558			159.650	165.769	nee
8	3,7	32,7		1.778	641	320	386.772			171.257	171.690	nee
7	3,7	29,0		1.778	641	320	413.906			183.272	177.610	ja
6	3,7	25,3		1.778	641	320	441.959			195.694	183.530	ja
5	3,7	21,6		1.778	641	320	470.932			208.523	189.451	ja
4	3,7	17,9		1.778	641	320	500.826			221.759	195.371	ja
3	3,7	14,2		1.778	641	320	531.639			235.403	201.291	ja
2	3,7	10,5		1.778	641	320	563.371			249.453	207.212	ja
1	3,4	6,8		1.778	641	320	596.024			263.912	213.132	ja
0	3,4	0,0		1.778	641	320	658.433			291.545	224.013	ja

Tabel 17: Overzicht van de normaalkracht, moment en kritische normaalkracht per verdieping voor een kern 15.400 x 500, B45; tevens aangegeven welk verdiepingen een gescheurde kern hebben.

Trek op onderste verdieping

$$N = N'_{d \text{ kritisch}} - N'_{d} = 291.545 - 0,9 * 248.903 = 67.532 \text{ kN}$$

De wapening die nodig is om deze trekkracht op te nemen is:

$$\frac{N}{f_s} = \frac{67.532}{0,435} = 155.246 \text{ mm}^2$$

De benodigde wapening over een hoogte van 29 meter wordt dan:

$$\frac{1}{2} * A_s * h_{\text{gescheurd}} = \frac{1}{2} * 155.246 * 29.000 = 2,25 \text{ m}^3 \text{ wapeningsstaal en dit weegt}$$

$$2,18 * 7850 = 17.671 \text{ kg}$$



VERTICALE VOORSPANNING IN HOOGBOUW

De hoeveelheid benodigde wapening kan ook bepaald worden aan de hand van de trekspanning in het beton.

$$\sigma_b = \frac{N}{A_b} = 67.532 / 29,8 = 2,27 \text{ N/mm}^2$$

Dit levert wapening per strekkende met op:

$$A_s = \frac{\sigma_b * t * 1000}{f_s} = \frac{2,27 * 500 * 1000}{435} = 2.605 \text{ mm}^2 / \text{m}'$$

$$\omega_0 = \frac{2605 * 100}{1000 * 500} = 0,521\%$$

Voor een beperkt aantal kernen is op dezelfde manier de benodigde wapening bepaald deze gegevens zijn hieronder in een tabel aangegeven.

#	Beton	Hoogte	Dikte	Wapening				
				Hoogte	Trek	N/mm ²	mm ² /m'	kg staal
1	B45	15.400 mm	500 mm	29,0 m	67.532	2,27	2.605	17.671
2	B45	15.400 mm	300 mm	47,5 m	99.787	5,51	3.798	42.768
6	B65	15.400 mm	200 mm	54,9 m	115.212	9,47	4.356	57.072
7	B65	13.600 mm	300 mm	62,3 m	152.489	9,55	6.589	85.719
9	B65	15.400 mm	300 mm	47,5 m	99.787	5,51	3.798	42.768
10	B65	13.600 mm	500 mm	51,2 m	128.881	4,92	5.654	59.540

Tabel 18: Overzicht van een beperkt aantal kernen waarbij de hoogte waarover de kern is gescheurd is weergegeven en de hoeveelheid benodigde wapening wordt bepaald .

#	Beton	Hoogte	Dikte	Stijfh. ong.		Kritische N 2e orde	Winst stijfheid 2e or	
				Verv.	2e orde		w ₀ = 1%	w ₀ = 0,25%
1	B 45	15.400	500	3,36E+19	1,55E+19	291.545	15,50%	29,50%
2	B 45	15.400	300	2,10E+19	9,66E+18	287.754	25,70%	66,30%
6	B 65	15.400	200	1,64E+19	9,49E+18	285.882	49,80%	77,20%
7	B 65	13.600	300	1,65E+19	9,54E+18	326.686	43,20%	97,80%
9	B 65	15.400	300	2,41E+19	1,40E+19	287.754	28,70%	66,00%
10	B 65	13.600	500	2,63E+19	1,52E+19	331.568	32,40%	89,40%

Tabel 19: Overzicht van een beperkt aantal kernen met kritische normaalkracht en winst van stijfheid door voorspanning bij verschillende wapeningspercentages.

De kern die de meeste wapening bespaard is kern 7, 13.600 x 300 maar de 2^e orde factor van deze kern is niet acceptabel, tabel 15. Deze kern wordt niet gekozen omdat deze niet voldoet. Kijken we naar de kernen die eerder als acceptabel zijn gedefinieerd (kern 1, 9 en 10) dan heeft hiervan de kern van 13.600 x 500 de grootste besparing op de wapening. Ten opzichte van kern 15.400 x 300 scheelt dit bijna 17 ton staal. Daarentegen heeft deze kern wel per verdieping 8,1 m² (26,2 - 18,12) meer vloeroppervlak omdat de kern minder ruimte inneemt. Over alle 37 bouwlagen is dat bijna 300 m² vloeroppervlak.

Voor de “referentie” kern 15.400x500 is de stijfheid in uiterste grenstoestand bepaald bij het ontwikkelen van de referentie constructies maar voor de constructies die n als voorgespannen zijn uitgewerkt is dit niet gedaan. Om een vergelijking te kunnen maken tussen de 2^e orde invloed van de voorgespannen en niet voorgespannen kern moet de stijfheid in uiterste grenstoestand worden bepaald voor de kernen 9 en 10 (15.400x300 en 13.600 x 500, beide in B65)

Per gescheurde verdieping wordt de stijfheid bepaald met een M-N-k diagram waarin de invloed van de normaalkracht is verwerkt. Het is daarbij van belang om te weten wat het wapeningspercentage is van de gescheurd doorsnede. Hiervoor wordt de in tabel 17 berekende wapening en het minimum wapeningspercentage gemiddeld.

#	Wapening per m'	w_0	$w_{0\min}$	$w_{0\text{gem}}$	Toegepast
9	3.798 mm ² /m'	1,27 %	0,27 %	0,77 %	2.310 mm ² /m'
10	5.654 mm ² /m'	1,13 %	0,27 %	0,70 %	3.500 mm ² /m'

Tabel 20: Overzicht toegepaste wapening voor berekening van de stijfheid in uiterste grenstoestand.

De berekening van de stijfheden voor de uiterste grenstoestand leidt tot de onderstaande tabel. Het voordeel wat wordt gehaald door het voorspannen van de kernen 9 en 10 is groter dan bij de “referentie” kern. Ook lijkt het zo te zijn dat de niet voorgespannen varianten van kern 9 en 10 best acceptabel zijn, hoewel de 2^e orde factor aan de lage kant is. Maar dat is in wezen ook het geval bij de referentie kern.



#		Kern	Vgsp.	Stijfheid UGT	Kniklast kern	Winst	2 ^e orde kern	2 ^e orde
1	B45	15.400 mm x	NIET	1,42*10 ¹⁹	5.700.277 kN	9 %	10,0	7,4
		500 mm	WEL	1,55*10 ¹⁹	6.215.370 kN		10,9	7,9
9	B65	15.400 mm x	NIET	1,13*10 ¹⁹	4.536.136 kN	24 %	8,7	6,7
		300 mm	WEL	1,40*10 ¹⁹	5.602.395 kN		10,8	7,8
10	B65	13.600 mm x	NIET	1,19*10 ¹⁹	4.776.993 kN	28 %	8,8	6,7
		500 mm	WEL	1,52*10 ¹⁹	6.103.323 kN		11,3	8,1

Tabel 21: Overzicht voorgespannen en niet voorgespannen kernen gegevens in uiterste grenstoestand.

4.1 Conclusie en opsomming.

Verticale voorspannen van een kern in hoogbouw kan een positief effect hebben op de stijfheid van de kern. Bij berekeningen kan er gebruik gemaakt worden van twee verschillende stijfheden: de stijfheid in de Bruikbaarheid Grens Toestand en in de Uiterste Grens Toestand. Deze stijfheden worden gebruikt voor het berekenen van respectievelijk de vervorming en de 2^e orde invloed.

4.1.1 Bruikbaarheid Grens Toestand.

Bij de Bruikbaarheids Grens Toestand moet worden gerekend met representatieve waarden van de belastingen. De kernen die zijn onderzocht voldoen wat betreft de verticale vervorming aan de eisen die door de norm zijn gesteld. Bij geen van deze kernen is er sprake van een gescheurde doorsnede in de gebruikstoestand. En aangezien verticale voorspanning alleen winst van de stijfheid op kan leveren wanneer de doorsnede gescheurd is zal voorspanning geen winst opleveren in de BGT. Dat de doorsnede niet gescheurd is heeft te maken met de hoogte van het moment in de doorsnede, maar ook met de normaalkracht op de kern. De normaalkracht zorgt, net als voorspanning, voor een drukkracht in de kerndoorsnede waardoor het scheurmoment wordt verhoogd. Bovendien zal ook een kern zonder normaalkracht in BGT een scheurmoment hebben doordat er gerekend mag worden met een (buig) treksterkte van beton.

Er kan geen sprake van zijn dat voor deze kantoortoren een kern kan worden ontwikkeld die voldoet aan de vervormingeis gesteld door de norm en tegelijkertijd gescheurd is in de BGT. Vandaar dat verticale voorspanning geen positief effect kan hebben op de vervorming.

Een drietal kernen is geschikt voor voorspanning, waarbij de voorspanning geen effect heeft op de vervorming. Hieronder zijn de stijfheden en de vervormingen in de BGT gegeven.

#	Kern		Vervorming kern	Vervorming fundering	Vervorming totaal
1	B45	15.400 x 500 mm ²	96 mm	76,5 mm	172,5 mm
9	B65	15.400 x 300 mm ²	134 mm	76,5 mm	210,3 mm
10	B65	13.600 x 500 mm ²	123 mm	76,5 mm	199,3 mm

Tabel 22: Overzicht beperkt aantal kernen met de vervormingen in BGT.

4.1.2 Uiterste Grens Toestand.

In de Uiterste Grens Toestand wordt er niet gerekend met een (buig) treksterkte van beton. Hierdoor wordt het scheurmoment van de kern in de UGT enkel bepaald door de normaalkracht op de kern. Ook worden lange duur effecten (o.a. krimp en kruip) verwerkt in de materiaaleigenschappen. Deze verschillen met de BGT zorgen voor een lager scheurmoment dan bij de BGT. Daarnaast zal het moment groter worden vanwege de veiligheidsfactoren en de normaalkracht juist kleiner omdat deze gunstig werkt.

De in de alinea hiervoor genoemde verschillen zorgen ervoor dat in tegenstelling tot de BGT er in de UGT wel sprake kan zijn van een gescheurde doorsnede. De kern ter plaatse van een aantal onderste verdiepingen is gescheurd bij de "referentie" kern is gescheurd. Het aanbrengen van een verticale voorspanning kan derhalve gebeuren over een beperkt aantal verdiepingen. Deze voorspanning leidt tot een toename van de UGT stijfheid waarmee de 2^e orde factor wordt berekend.

De invloed van deze factor is eigenlijk alleen op papier zichtbaar toch zorgt het aanbrengen van een voorspanning ook voor een meer fysieke winst, namelijk die van wapening. Doordat de kern niet gescheurd is hoeft er geen (extra) wapening te worden meegenomen om de trekspanningen in de kern op te nemen.

#		Kern	Vgsp.	Stijfheid UGT	Kniklast kern	Winst	2 ^e orde kern	2 ^e orde
1	B45	15.400 mm x 500 mm	NIET WEL	1,42*10 ¹⁹ 1,55*10 ¹⁹	5.700.277 kN 6.215.370 kN	9 %	10,0 10,9	7,4 7,9
9	B65	15.400 mm x 300 mm	NIET WEL	1,13*10 ¹⁹ 1,40*10 ¹⁹	4.536.136 kN 5.602.395 kN	24 %	8,7 10,8	6,7 7,8
10	B65	13.600 mm x 500 mm	NIET WEL	1,19*10 ¹⁹ 1,52*10 ¹⁹	4.776.993 kN 6.103.323 kN	28 %	8,8 11,3	6,7 8,1

Tabel 23: Overzicht voorgespannen en niet voorgespannen kernen gegevens in uiterste grenstoestand. (overeenkomstig tabel 20)



#		Kern	Gescheurd tot	Trek	Spanning	Staal / m'	besparing
1	B45	15.400 mm x 500 mm	29,0 m	67.532 kN	2,27 N/mm ²	2.605 mm ²	17.671 kg
9	B65	15.400 mm x 300 mm	47,5 m	99.787 kN	5,51 N/mm ²	3.798 mm ²	42.768 kg
10	B65	13.600 mm x 500 mm	51,2 m	128.881 kN	4,92 N/mm ²	5.654 mm ²	59.540 kg

Tabel 24: Overzicht van kernen met gescheurde hoogte, spanningen en besparing wapeningsstaal door voorspanning, in uiterste grenstoestand.

De winst die wordt geboekt bij de referentie kern is redelijk minimaal vandaar dat ik heb besloten een aantal andere kernen te bekijken. Hiervan zijn er een tweetal die acceptabel zijn wat betreft de 2^e orde en bovendien voldoen aan de vervormingseisen. In de bovenstaande tabellen zijn een aantal belangrijke gegevens samengevat.

Van deze drie kernen is kern 10 13.600 x 500, B65 de gunstigste wel is het de vraag of een winst van 300 m² vloeroppervlak wat kern 9 oplevert niet interessanter is dan de grotere besparing op wapeningsstaal. Of één van deze opties überhaupt interessant is hangt af van de kosten van het voorspannen van de kern. Als we kijken naar kern 10 dan moet de voorspanning een trekspanning in de doorsnede van 4,92 N/mm² of een totale trekkracht van 128.881 kN opheffen.

Als we uitgaan van strengen $\varnothing 15,2$ mm met een doorsnede van 139 mm² met voor het gemak een σ_{pw} van 1000 N/mm², dus per streng een voorspanning van 139 kN. Dan wordt het benodigde aantal strengen:

$$n_{\text{strengen}} = \frac{N}{F_{p \text{ streng}}} = \frac{128.881}{139} = 927 \text{ strengen}$$

Verdelen we deze eerlijk over 4 zijde:

$$927/4 = 232 \text{ per zijde over een lengte van } 13,1 \text{ m} \quad 232/13,1 = 18 \text{ strengen / m'}$$

Dat komt neer op 2 kabels van 10 strengen per meter, dus 26 kabels per zijde. Het totaal aantal kabels wordt dan 100 met een totaal van 1.000 strengen.



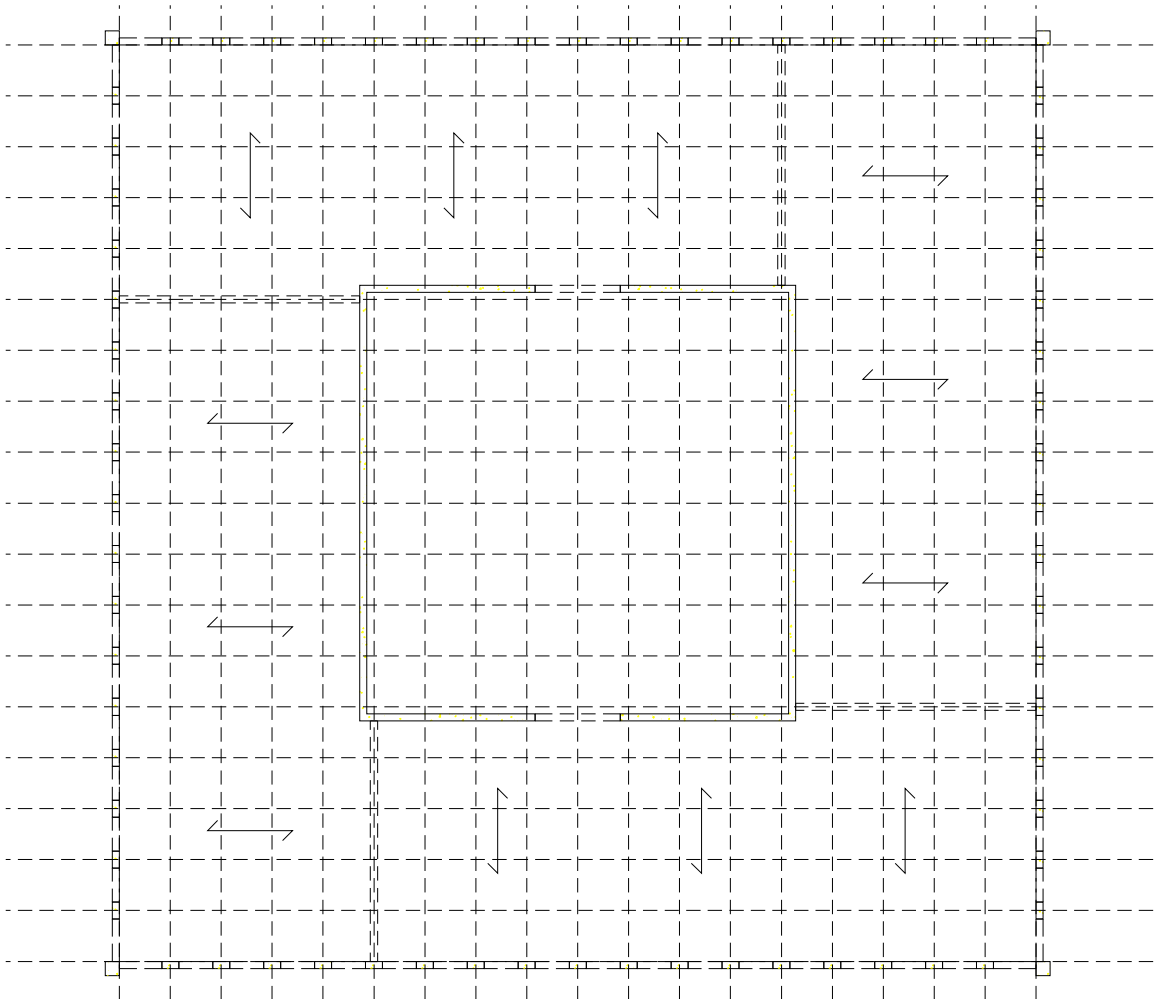
5. DEEL 2 VOORGESPANNEN GEVELBUIS.

Een gevelbuis is duidelijk een meer complexe constructie dan een kern hoewel het hier beide om een buisconstructie gaat. De variatie aan gevelbuizen die ik gebruikt en bereken blijft beperkt, hiervan zal één de “referentie” gevelbuis zijn. Bij het bepalen van de afmetingen van de referentie gevelbuis is uitgegaan van de gevelbuis als geheel. Er is daarbij niet gekeken naar de spanningen die in de kolommen optreden welke misschien zorgen voor een gescheurde doorsnede. De gevelbuis is bij het bepalen van de referentie geheel als ongescheurd aangenomen omdat het scheurmoment van deze constructie zowel voor de BGT als de UGT groter was dan het moment in de gevelbuis. Of deze aanname juist is zal blijken in dit verslag. Mocht het niet zo zijn dan is het de bedoeling dat de voorspanning ervoor dat de gevelbuisconstructie ongescheurd blijft.

In ieder geval zal de voorspanning per kolom (of ligger) moeten worden aangebracht en dus moet ook elke kolom worden bekeken. Bij voorbaat wil ik aangegeven dat ik niet alle onderdelen apart wil bekijken maar de maatgevende of de gemiddelde zal kiezen.

In het algemene hoofdstuk is aangegeven dat de stijfheden, spanningen en krachten apart worden bekeken in de bruikbaarheids grenstoestand (BGT) en de uiterste grenstoestand (UGT) , respectievelijk voor de vervorming en de 2^e orde. Het berekenen van de krachten en spanningen in de verschillende onderdelen zal in de BGT voornamelijk plaatsvinden om de stijfheid van dit onderdeel te bepalen. De wapening wordt bepaald in de UGT. Het kan zo uitkomen dat door de voorspanning de kolommen in de BGT ongescheurd zijn terwijl zij in de UGT gescheurd zijn en dus als gescheurd gewapend moeten worden.

Voor het bepalen van de normaalkrachten op de kolommen is het noodzakelijk om te weten hoe de plattegronden van de verdiepingen zijn opgebouwd. Aan de hand van deze plattegronden kan per kolom een gewichtsberekening worden gemaakt. Omdat er maar twee verschillende kolommen zijn, namelijk een hoekkolom en een standaard kolom worden er alleen voor deze twee kolommen een gewichtsberekening gemaakt



Figuur 25: Constructie plattegrond van een standaard verdieping.

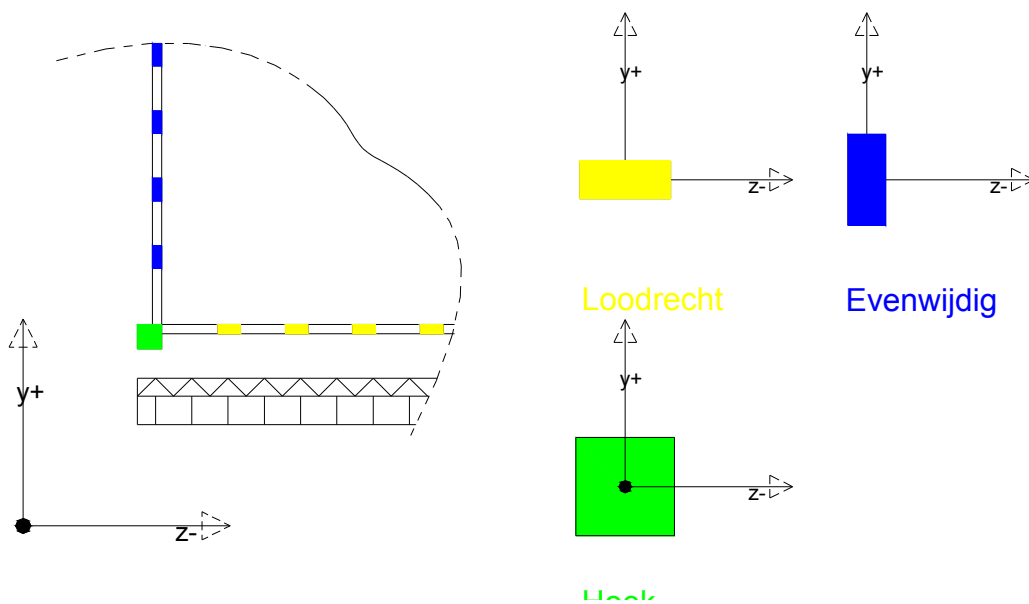
Kolom	Afmeting	N_p	N_v	N_m	Representatief	Rekenwaarde	Gunstig
Hoek	650 x 650 mm ²	-2.705	-566	-283	-2.988	-3.671	-2.435
Standaard	600 x 250 mm ²	-2.325	-1.102	-551	-2.876	-3.6.17	-2.093
Standaard	600 x 400 mm ²	-2.627	-1.102	551	-3.178	-3.979	-2.365
Standaard	575 x 400 mm ²	-2.594	-1.102	-551	-3.144	-3.939	-2.334
Standaard	550 x 400 mm ²	-2.560	-1.102	-551	-3.111	-3.898	-2.304
Standaard	600 x 500 mm ²	-2.829	-1.102	-551	-3.380	-4.221	-2.546

Tabel 25: Overzicht normaalkrachten op begane grond niveau op verschillende kolommen, van de "referentie" gevelbuis.

Omdat bij de dimensionering van de referentie gevelbuis niet gekeken is naar de krachten op de individuele kolommen zal ik deze eerst bekijken en vaststellen of de kolommen inderdaad ongescheurd zijn. De krachtverdeling in de gevelbuis is berekend in het computer programma ESA prima win, hieronder is een overzicht gegeven van de maatgevende kolommen op het begane grond niveau, zowel voor de BGT als de UGT. In de figuur daaronder is de richting van het assenkruis aangegeven.

Kolom		N_1	N_2	$M_{z \text{ onder}}$	$M_{z \text{ boven}}$	V_y	$M_{y \text{ onder}}$	$M_{y \text{ boven}}$	V_z
Hoek	BGT	279	-6.256	809	-532	-397	-156	-134	85
	UGT	2.604	-8.710	1.226	-804	-601	-207	182	114
Standaard Evenwijdig	BGT	2.876	nvt	385	-366	-221	0	0	0
	UGT	-2.092	n.v.t.	571	-543	-327	0	0	0
Standaard Loodrecht	BGT	1.862	-3.890	40	-9	37	40	66	-20
	UGT	-555	-5.656	-81	90	50	-60	14	29

Tabel 26: Overzicht van krachten in de onderste maatgevende kolommen van de "referentie" gevelbuis



Figuur 26: Plaatsing assenkruis t.o.v. gevelbuis en kolommen

Als we aan de hand van een M-(N)-k diagram bekijken of de doorsneden gescheurd of ongescheurd zijn zien we dat deze in tegenstelling tot wat eerder is aangenomen gescheurd zijn. De aanname bij de dimensionering van de "referentie" gevelbuis dat de constructie ongescheurd

was blijkt dus onjuist te zijn. Voordat we kijken naar de vervorming en 2^e orde die deze nieuwe gegevens opleveren kijk ik eerst of het mogelijk is van de kolommen om de krachten die aanwezig zijn op te nemen. Daartoe bepaal ik de benodigde wapening bij de maatgevende kolommen, zijn ze te wapenen op de krachten dan is de dimensie voldoende. Bij de berekening van de wapening van kolommen is het van belang of de kolom als geschoord of ongeschoord moet worden beschouwd, hieronder een overzicht voor de kolommen.

Kolom	y-richting	z-richting
Hoek	Ongeschoord	Geschoord
Standaard evenwijdig	Ongeschoord	Geschoord
Standaard Loodrecht	Geschoord	Geschoord

Tabel 27: overzicht geschoord of ongeschoorde berekening van kolomwapening.

Ik ga ervan uit dat de aanpendelende belasting wordt opgenomen door beide gevels evenwijdig aan de windrichting (y-richting). De kolommen evenwijdig aan de richting van de wind moeten bij het bepalen van de benodigde wapening als ongeschoorde worden berekend, dit is in de y-richting. Het moment wat hierbij hoor is het moment in de z-richting. In de andere richting mag deze kolom geschoord worden berekend. Aangezien de kolommen in de gevel loodrecht op de windbelasting geen aanpendelende belasting opnemen mogen deze in beide richtingen ongeschoord worden berekend. De kolommen die de grootste momenten moeten opnemen zijn gelijk de kolommen die ongeschoord moeten worden berekend in één richting. Dat betekent dus dat de wapening die hieruit berekend wordt in alle "standaard" kolommen moet worden toegepast omdat de wind ook van de andere kant kan komen.

De Rekenwaarde van de normaalkracht (539.993 kN) wordt als aanpendelende belasting verdeeld over 2×19 kolommen. De aanpendelende belasting per kolom wordt dan dus $539.993 / 38 = 14.210$ kN hiermee wordt de wapening van de kolommen berekend.



5.1.1 Hoekkolommen

De hoekkolommen worden in de y-richting (evenwijdig aan de windbelasting) ongeschoord berekend en in de z-richting geschoord. Ook hier is het zo dat de richting waarin de grootste krachten en momenten werken ongeschoord moet worden berekend.

Kolom		w_0 - tweezijdig	Benodigde wapening
650 x 650 mm ²	y-richting	1,22 %	5.155 mm ²
	z-richting	1,2 %	5.070 mm ²

Tabel 28: overzicht wapening van hoek kolommen op de onderste verdieping van de "referentie" gevelbuis

De krachten in de kolommen blijven voldoende binnen de perken zodat deze nog te wapenen zijn. Omdat de kolom in twee richtingen dezelfde krachten moet opvangen zijn moet aan alle zijde dezelfde wapening worden geplaatst.

5.1.2 Standaard kolommen

Omdat in de z-richting geen sprake is van enige belasting van betekenis wordt de ongeschoorde y-richting berekend als 4-zijdig gewapend. De kolomwapening wordt berekend volgens de norm met behulp van de kruisjes methode (e_c , e_t).

Kolom		w_0 - vierzijdig	Wapening	w_0 - tweezijdig	Wapening
600 x 250 mm ²	y-richting	6,5 %	9.750 mm ²	4,6 %	6.900 mm ²
	z-richting	min	min	min	
600 x 500 mm ²	y-richting	2,3 %	6.900 mm ²	2 %	6.000 mm ²
	z-richting	min	min	min	
600 x 600 m ²	y-richting	1,6 %	5.760 mm ²	1,8 %	6.480 mm ²
	z-richting	min	min	min	

Tabel 29: Overzicht wapening van standaard kolommen op de onderste verdieping van de "referentie" gevelbuis.

Hoewel de wapening voor de midden kolommen in het geval van de 600 x 250 kolommen erg veel is het niet meer dan de maximum wapening. Dus is het mogelijk om de gevelbuis met deze kolommen uit te voeren.

5.2 Bepaling stijfheid.

Voor de bepaling van de stijfheid in de BGT en de UGT wordt eerst per kolom de stijfheid bepaald met behulp van een M-N-k diagram. Omdat de laagste stijfheid maatgevend is voor zowel de vervorming als de 2^e orde wordt deze alleen bepaald voor maatgevende richting. En dit is in de richting van de windbelasting, omdat in deze richting de krachten in de kolommen het grootst zijn. Van belang voor het bepalen van de stijfheden zijn dan het moment in de z richting (M_z) en de Normalkracht op de kolommen. Omdat de stijfheid verlopend is over de hoogte van de kolom moet voor een bepaling van de stijfheid van een kolom over de hoogte eigenlijk per verdieping de stijfheid worden bepaald. Maar vanwege de tijd die dit kost kies ik ervoor om de constructie in vieren te delen. Hiervan bepaal ik de stijfheid van de middelste verdieping per deel, deze wordt ingevoerd voor dat deel. In Tabel 30 is een overzicht gegeven van de verdieping waarvan de stijfheid wordt bepaald en ingevoerd met daarbij de aanduiding die daaraan is gegeven in ESA prima win.

Deel	Maatgevend	Hoogte	Hoekkolommen	Midden evenw.	Midden loodr.
A	3 ^e Verdieping	17,9 m	H_A	S_A	S2_A
B	13 ^e Verdieping	54,9 m	H_B	S_B	S2_B
C	23 ^e Verdieping	91,9 m	H_C	S_C	S2_C
D	33 ^e Verdieping	128,9 m	H_D	S_D	S2_D

Tabel 30: verdeling gevelbuis met representatieve verdiepingen en aanduiding van kolommen voor bepaling stijfheid.

De stijfheid wordt bepaald voor de hoekkolommen en voor de standaard kolommen. En vervolgens als fictieve E-modulus ingevoerd in ESA zodat de totale vervorming kan worden uitgerekend. Aan de hand van deze vervorming kan de stijfheid (UGT en BGT) van het gehele gebouw wordt bepaald.



5.2.1 Gevelbuis H650, M600x250, L1200x250

De eerste gevelbuis die ik zal uitwerken zoals in paragraaf 5.2 is aangegeven is de referentie kern. Allereerst word aan de hand van de krachtsverdeling in de constructie de stijfheid van de onderdelen van de UGT en BGT bepaald.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{midden}	M _{z midden}	E _{y midden}
A	BGT	20,5	-2.503	-	-	0	-2.503	388	34.721
	UGT	25,8	-3.150	14,9	-1.819	0	-1.819	583	12.817
B	BGT	20,5	-1.745	-	-	0	-1.745	317	35.094
	UGT	25,8	-2.196	14,9	-1.268	0	-1.268	476	16.096
C	BGT	20,5	-986	-	-	0	-986	199	38.500
	UGT	25,8	-1.241	14,9	-717	0	-717	298	18.551
D	BGT	20,5	-228	-	-	0	-228	64	38.500
	UGT	25,8	-286	14,9	-165	0	-165	96	19.716

Tabel 31: Overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de MIDDEN kolommen voor BGT en UGT, gevelbuis H650-M600x250-L1200x250, $w_0=4\%$.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{midden}	M _{z midden}	E _{y midden}
A	BGT	21,3	-2.606	-	-	2.062	-544	396	38.500
	UGT	26,2	-3.199	17,4	-2.125	3.093	968	594	19.840
B	BGT	21,3	-1.813	-	-	734	-1.079	255	38.500
	UGT	26,2	-2.213	17,4	-1.481	1.101	-380	382	20.422
C	BGT	21,3	-1.025	-	-	7	-1.018	154	38.500
	UGT	26,2	-1.260	17,4	-837	11	-826	231	21.287
D	BGT	21,3	-236	-	-	-121	-357	35	38.500
	UGT	26,2	-291	17,4	-193	-181	-374	52	22.286

Tabel 32: Overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de HOEK kolommen voor BGT en UGT, gevelbuis H650-M600x250-L1200x250, $w_0=4\%$.

Niet alleen in de UGT zijn de middenkolommen gescheurd maar ook in de BGT is de onderste helft van de kolommen van de gevelbuis gescheurd.



	Vervorming	Gevelbuis	Stijfheid	Kniklast	n_{gevel}	n
BGT	211 mm	186 mm	$1,73 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
UGT	445 mm	420 mm	$0,77 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	3.083.655 kN	5,4	5,1

Tabel 33: Overzicht vervormingen en stijfheden bij BGT en UGT behorend bij H650-M600x250-L1200x250, tevens kniklast en tweede orde toegevoegd.

Uit de bovenstaande tabel is af te lezen dat de vervorming onder de grens blijft maar dat de 2^e orde factor veel te laag is. Deze referentie gevelbuis is dus onacceptabel. De stijfheden van de midden kolommen in de UGT zijn erg laag, ook wanneer je deze vergelijkt met de stijfheden van de hoekkolommen. Ik kies er daarom voor om de midden kolommen te vergroten om ervoor te zorgen dat de 2^e orde vergroting een acceptabel niveau bereikt. Ik begin daarbij van bovenaf met een middenkolom van 600 x 500 mm².

5.2.2 Gevelbuis H650, M600x500, L1200x250

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N_{midden}	$M_{z \text{ midden}}$	$E_{y \text{ midden}}$
A	BGT	24,1	-2.943	-	-	0	-2.943	432	38.500
	UGT	30,2	-3.688	18,2	-2.222	0	-2.222	638	17.412
B	BGT	24,1	-2.051	-	-	0	-2.051	332	38.500
	UGT	30,2	-2.570	18,2	-1.549	0	-1.549	498	18.642
C	BGT	24,1	-1.159	-	-	0	-1.159	204	38.500
	UGT	30,2	-1.452	18,2	-875	0	-875	307	19.547
D	BGT	24,1	-268	-	-	0	-268	63	38.500
	UGT	30,2	-336	18,2	-202	0	-202	94	19.903

Tabel 34: Overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de MIDDEN kolommen voor BGT en UGT, gevelbuis H650-M600x500-L1200x250, $w_0=4\%$.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N_{midden}	$M_{z \text{ midden}}$	$E_{y \text{ midden}}$
A	BGT	21,3	-2.606	-	-	1.167	-1.439	236	38.500
	UGT	26,2	-3.199	17,4	-2.125	1.599	-526	354	19.880
B	BGT	21,3	-1.813	-	-	351	-1.462	159	38.500
	UGT	26,2	-2.213	17,4	-1.481	463	-1018	238	20.471



C	BGT	21,3	-1.025	-	-	-33	-1058	98	38.500
	UGT	26,2	-1.260	17,4	-837	-80	-917	147	21.186
D	BGT	21,3	-236	-	-	-112	-348	25	38.500
	UGT	26,2	-291	17,4	-193	-139	-332	37	22.200

Tabel 35: Overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de HOEK kolommen voor BGT en UGT, gevelbuis H650-M600x500-L1200x250, $w_0=4\%$.

De liggers zijn in de BGT ongescheurd hier zal dus de representatieve E-modulus worden aangehouden voor alle verdiepingen. Omdat in de liggers geen of amper Normaalkracht aanwezig is kan deze wel gescheurd worden aangenomen. Maar omdat het M-k diagram bilineair is in plaats van trilineair zal de stijfheid gelijk zijn voor deze liggers zolang het moment niet groter wordt dan het vloeimoment. Hiervan zal geen sprake zijn zeker ook omdat het grootste moment zich boven de kolommen bevindt.

	Stijfheid liggers (B65)
BGT	38.500 N/mm ²
UGT	21.007 N/mm ²

Tabel 36: overzicht E-modulus van gevelliggers.

Met deze gegevens berekenen we de vervorming in de BGT en in de UGT:

$$\delta = \frac{q_w \ell^4}{8 EI} \quad EI_{\text{fictief}} = \frac{q_w \ell^4}{8 EI}$$

	Vervorming	Gevelbuis	Stijfheid	Kniklast	n_{gevel}	n
BGT	126 mm	101 mm	$3,19 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
UGT	229 mm	204 mm	$1,58 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	6.348.701 kN	11,1	10

Tabel 37: overzicht vervormingen en stijfheden bij BGT en UGT behorend bij H650-M600x500-L1200x250, tevens kniklast en tweede orde toegevoegd.

De vervorming is erg laag dit komt doordat de kolommen twee maal zo groot zijn geworden terwijl ze ongescheurd zijn in de BGT. In de "referentie"gevelbuis waren de midden kolommen twee maal zo klein en ook hier voldeed de constructie aan de vervormingseis. De afmetingen van



de kolommen is gekozen aan de hand van de krachten in de "referentie"constructie aan de hand van de krachten die zich in de constructie bevinden die net is berekend lijkt het echter mogelijk om de standaard kolommen te verkleinen. Ik wil de standaard kolommen verkleinen tot 600 x 400 mm² in eerste instantie word weer de krachtsverdeling van deze constructie berekend. Omdat het van de UGT afhangt of de gevelbuis uitvoerbaar is bekijk ik in eerste instantie die alleen.

5.2.3 Gevelbuis H650, M600x400, L1200x250.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{midden}	M _{z midden}	E _{y midden}
A	UGT	28,4	-3.468	16,9	-2.063	0	-2.063	636	16.339
B	UGT	28,4	-2.417	16,9	-1.438	0	-1.438	492	18.069
C	UGT	28,4	-1.366	16,9	-813	0	-813	304	19.310
D	UGT	28,4	315	16,9	-188	0	-188	95	19.840

Tabel 38: overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de MIDDEN kolommen voor UGT, gevelbuis H650-M600x400-L1200x250, w₀=4%.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{midden}	M _{z midden}	E _{y midden}
A	UGT	26,2	-3.688	17,4	-2.125	1.921	-204	411	19.744
B	UGT	26,2	-2.570	17,4	-1.481	583	-898	274	20.212
C	UGT	26,2	-1.452	17,4	-837	-68	-905	168	20.898
D	UGT	26,2	-336	17,4	-193	-154	-347	41	22.031

Tabel 39: overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de HOEK kolommen voor UGT, gevelbuis H650-M600x400-L1200x250, w₀=4%.

Aan de hand van deze gegevens word opnieuw de vervorming van de gevelbuisconstructie berekend, enkel voor de UGT. Daarnaast is het belangrijk om naar de krachten in de onderste kolommen te kijken of deze nog te wapenen zijn.

	Vervorming	Gevelbuis	Stijfheid	Kniklast	n _{gevel}	n
UGT	280 mm	255 mm	1,27*10 ¹⁹ Nmm ²	5.078.961 kN	9,1	8,3

Tabel 40: overzicht vervormingen en stijfheden bij UGT behorend bij H650-M600x400-L1200x250, tevens kniklast en tweede orde toegevoegd.

De krachten in de kolommen zijn nog te wapenen dus deze dimensies zijn nog haalbaar. De 2^e orde factor zoals deze in de bovenstaande tabel staat is nog acceptabel. De stijfheid in de UGT mag niet veel kleiner worden, bij de stabiliteits kern is de 2^e orde factor uiteindelijk uitgekomen rond de 8.

Voor het bepalen van de vervorming en de bijbehorende stijfheid in de BGT moeten de stijfheden worden bepaald aan de hand van een M-(N)-k diagram voor de gevelbuis met middenkolommen 500 x 600 bleek dat alle kolommen in UGT ongescheurd waren. Vandaar dat ik alleen naar het onderste deel van de gevelbuis kijk, als deze kolom ongescheurd blijkt te zijn dan neem ik aan dat dit voor alle kolommen over de gehele hoogte geldt..

	Normaalkracht	M _z	E _y (BGT)
Midden kolom	-2.772 kN	430 kNm	38.500 N/mm ²
Hoek kolom	-1.356 kN	273 kNm	38.500 N/mm ²

Tabel 41: krachten in maatgevende kolommen en bepaling van fictieve E-modulus, H650-M600x400-L1200x250 w₀ = 4%.

Uit de tabel blijkt dat de maatgevend kolommen in de BGT ongescheurd zijn wat betekent dat voor alle kolommen een fictieve E-modulus mag worden gerekend van 38.500 N/mm², een overzicht van de uitkomsten van de ver

	Vervorming	Gevelbuis	Stijfheid	Kniklast	n _{gevel}	n
BGT	145 mm	120 mm	2,69*10 ¹⁹ Nmm ²	-	-	-
UGT	280 mm	255 mm	1,27*10 ¹⁹ Nmm ²	5.078.961 kN	9,1	8,3

Tabel 42: overzicht vervormingen en stijfheden bij UGTen BGT behorend bij H650-M600x400-L1200x250, tevens kniklast en tweede orde toegevoegd.

Hoewel de 2^e orde factor redelijk aan de lage kant is, is de vervorming erg klein opzichzelf is dit niet een groot probleem alleen is de constructie niet erg optimaal. De midden kolommen verder in afmeting verkleinen leidt ertoe dat deze niet meer te wapenen zijn dus dat is geen optie of het moet gebeuren in combinatie met een andere verandering van afmeting van een constructie onderdeel.

Een mogelijkheid is om de hoekkolommen te vergroten zodat deze meer opnemen ten opzichte van de midden kolommen. Deze maatregel heeft wel tot gevolg dat de vervorming verder afneemt dus moet deze gecombineerd worden met het verkleinen van de midden kolommen. Het vergroten van de stijfheid kan ook op een andere manier dan het vergroten van de hoekkolommen er kan ook voor gekozen worden om deze voor te spannen waardoor de doorsnede ongescheurd kan blijven. Een bijkomend voordeel is dat de vervorming niet verder afneemt, en dat er wapening bespaard wordt in de hoekkolommen.

5.2.4 Gevelbuis H650, M550x400, L1200x250

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{midden}	M _{z midden}	E _{y midden}
A	UGT	27,8	-3.394	16,5	-2.015	0	-2.015	614	15.340
B	UGT	27,8	-2.366	16,5	-1.404	0	-1.404	485	17.353
C	UGT	27,8	-1.337	16,5	-794	0	-794	302	18.833
D	UGT	27,8	-309	16,5	-183	0	-183	98	19.500

Tabel 43: overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de MIDDEN kolommen voor UGT en UGT, gevelbuis H650-M550x400-L1200x250, w₀=4%.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{midden}	M _{z midden}	E _{y midden}
A	UGT	26,2	-3.199	16,7	-2.040	2.109	69	480	19.646
B	UGT	26,2	-2.230	16,7	-1.421	626	-795	315	20.038
C	UGT	26,2	-1.260	16,7	-803	-88	-891	191	20.663
D	UGT	26,2	-291	16,7	-185	-174	-359	43	21.993

Tabel 44: overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de HOEK kolommen voor UGT, gevelbuis H650-M550x400-L1200x250, w₀=4%.

De stijfheid in de UGT van de gevelbuis H650-M550x400-L1200x250 is :

$$EI_{UGT} = \frac{67.187 \cdot 140.000^4}{8(338 - 25)} = 1,03 \cdot 10^{19} \text{ Nmm}^2$$

$$F_k = \frac{\pi^2 \cdot 1,03 \cdot 10^{19}}{(1,12 \cdot 140.000)^2} = 4.137.811 \text{ kN} \quad n_g = \frac{4.137.811}{552.653} \cdot 7,5 \quad \frac{1}{n} = \frac{1}{7,5} + \frac{1}{99} = \frac{1}{7}$$

De kniklast is wel aan de lage kant maar eventueel acceptabel, de krachten die echter in de midden kolommen ontstaan zijn niet meer te wapenen zodat deze gevelbuis op deze manier niet uitvoerbaar is. Ik wil toch proberen om het formaat van de midden kolommen (550x400) te handhaven dit wil ik bereiken door de hoekkolommen stijver te maken ten opzichten van de middenkolommen, ik kan ervoor kiezen om de hoekkolommen te vergroten, maar ik kan er ook voor kiezen om ze voor te spannen omdat deze gescheurd zijn. In eerste instantie vergroot ik enkel de kolommen naar 750 in het vierkant. Aan de hand van de uitkomsten bekijk ik of er meer maatregelen noodzakelijk zijn. Hieronder is de krachtverdeling in de maatgevende kolommen over de hoogte weergegeven samen met de stijfheid.

5.2.5 Gevelbuis H750, M550x400, L1200x250.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{midden}	M _{z midden}	E _{y midden}
A	UGT	27,8	-3.394	16,5	-2.015	0	-2.015	607	15.364
B	UGT	27,8	-2.366	16,5	-1.404	0	-1.404	480	17.368
C	UGT	27,8	-1.337	16,5	-794	0	-794	300	18.839
D	UGT	27,8	-309	16,5	-183	0	-183	100	19.490

Tabel 45: Overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de MIDDEN kolommen voor UGT en UGT, gevelbuis H750-M550x400-L1200x250, $w_0=4\%$.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{midden}	M _{z midden}	E _{y midden}
A	UGT	30,3	-3.700	20,4	-2.491	2.581	90	560	20.021
B	UGT	30,3	-2.579	20,4	-1.736	799	-937	367	20.533
C	UGT	30,3	-1.457	20,4	-981	-85	-1.066	224	21.180
D	UGT	30,3	-336	20,4	-226	-204	-430	51	22.286

Tabel 46: Overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de HOEK kolommen voor UGT, gevelbuis H750-M550x400-L1200x250, $w_0=4\%$.

Het vergroten van de hoekkolom en zelfs het voorspannen hiervan heeft te weinig invloed op de momenten in de middenkolommen, deze blijven onmogelijk om te wapenen, overzicht zie tabel 45. Ik moet er daarom toch voor kiezen om de middenkolommen te vergroten. En daarbij de hoekkolommen vierkant 650 mm te houden. Aan de hand van de krachten die op dit moment in de kolommen komen kies ik ervoor om de midden kolommen weer te vergroten naar 575 x 400



mm². Ik had ze ook breder kunnen maken maar dat is niet gunstiger voor de wapening en bovendien wordt het oppervlak van de kolom dan groter.

Midden kolom	Wapening (%)
550 x 400 mm ²	Groter dan max %
400 x 575 mm ²	7,56 %
450 x 550 mm ²	7,53 %
425 x 560 mm ²	7,63 %

Tabel 47: Overzicht kolom wapening bij $M_z = 585$ kNm en $V_y = 317$ kN

5.2.6 Gevelbuis H650, M575x400, L1200x250.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{midden}	M _z midden	E _y midden
A	BGT	22,5	-2.747	-	-	0	-2.747	416	38.500
	UGT	28,1	-3.431	16,7	-2.039	0	-2.039	622	15.876
B	BGT	22,5	-1.915	-	-	0	-1.915	326	38.500
	UGT	28,1	-2.391	16,7	-1.421	0	-1.421	489	17.728
C	BGT	22,5	-1.082	-	-	0	-1.082	202	38.500
	UGT	28,1	-1.352	16,7	-803	0	-803	303	19.084
D	BGT	22,5	-250	-	-	0	-250	64	38.500
	UGT	28,1	-312	16,7	-185	0	-185	96	19.678

Tabel 48: Overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de MIDDEN kolommen voor UGT en UGT, gevelbuis H650-M575x400-L1200x250, $w_0 = 4\%$.

Deel		Q rep	N rep	Q gun	N gun	Reactie	N _{hoek}	M _z hoek	E _y hoek
A	BGT	21,4	-2.592	-	-	1.308	-1.284	295	38.500
	UGT	26,2	-3.199	17,4	-2.125	2.011	-114	443	19.709
B	BGT	21,4	-1.821	-	-	392	-1.429	196	38.500
	UGT	26,2	-2.230	17,4	-1.481	604	-877	293	20.134
C	BGT	21,4	-1.029	-	-	-55	-1.084	120	38.500

	UGT	26,2	-1.260	17,4	-840	-77	-917	179	20.804
D	BGT	21,4	-238	-	-	-110	-348	28	38.500
	UGT	26,2	-291	17,4	-193	-163	-356	42	22.035

Tabel 49: Overzicht normaalkrachten, momenten en fictieve E-modulus per deel van de HOEK kolommen voor UGT, gevelbuis H650-M575x400-L1200x250, $w_0=4\%$.

	Vervorming	Gevelbuis	Stijfheid	Kniklast	n_{gevel}	n
BGT	155 mm	130 mm	$2,48 \cdot 10^{19} \text{ Nmm}^2$	-	-	-
UGT	309 mm	284 mm	$1,14 \cdot 10^{19} \text{ Nmm}^2$	4.560.334 kN	8,2	7,6

Tabel 50: Overzicht vervormingen en stijfheden bij UGT en BGT behorend bij H650-M575x400-L1200x250, tevens kniklast en tweede orde toegevoegd.

	Hoek				Midden			
	N	V_y	M_z	w_0	N	V_y	M_z	w_0
N-Vgsp.	6.657 kN	312 kN	613 kNm	2,14 %	3.600 kN	330 kN	611 kNm	7,88 %
Vgsp.	6.914 kN	326 kN	642 kNm	2,28 %	3.600 kN	328 kN	609 kNm	7,84 %

Tabel 51: Overzicht krachten in kolommen bij voorgespannen en niet voorgespannen hoekkolommen.

	Vervorming	Gevelbuis	Stijfheid	Kniklast	n_{gevel}	n
N-Vgsp.	309 mm	284 mm	$1,14 \cdot 10^{19} \text{ Nmm}^2$	4.560.334 kN	8,2	7,6
Vgsp.	304 mm	279 mm	$1,16 \cdot 10^{19} \text{ Nmm}^2$	4.642.061 kN	8.4	7,7

Tabel 52: Overzicht vervormingen en stijfheden bij niet voorgespannen en wel voorgespannen behorend bij H650-M575x400-L1200x250, tevens kniklast en tweede orde toegevoegd.

De vervorming van de gevelbuis H650-M575x400-L1200x250 is 155 mm inclusief rotatie van de fundering dit is aan de lage kant, zoals als eerder gezegd is dat op zich geen probleem de gevelbuis die nu is ontstaan is alleen zichtbaar nog niet optimaal. Zeker aangezien de 2^e orde factor behorend bij deze gevelbuis slechts 7,7 is. Het is ook niet voor niets zo dat de gevelbuis die is berekend als "referentie" gevelbuis slechts middenkolommen heeft met een breedte van 250 mm, bij deze kolommen is de vervorming veel dicht bij de grens van de norm. Alleen door de krachten die vooral ontstaan door de afschuiving van de zijgevels ontstaan er in de kolommen zulke grote krachten dat een kleinere afmeting dan de nu gekozen 575 x 400 mm² niet te handhaven is. Maatregelen om de spanning in de midden kolommen te verkleinen (Stijfheid hoeken vergroten,



stijfheid ligger verhogen) leveren te weinig op om een verkleining van de midden kolom mogelijk te maken. De uiteindelijk gevelbuis bestaat daarom uit:

Hoekkolommen	: 650 x 650 mm ² ,
Middenkolommen	: 575 x 400 mm ² en
Liggers	: 1200 x 250 mm ² .

5.3 Winst

Zoals ook bij het voorspannen van de kern is bij het voorspannen van de gevelbuis ook sprake van een winst die alleen te halen valt bij de stijfheid in de UGT dus voor het berekenen van de vergrotingsfactor en het bepalen van de wapening. Winst in de BGT stijfheid door voorspanning is niet mogelijk dit is ook de reden waarom de voorspanning geen invloed zal hebben op de eigenfrequentie en de versnelling beide worden altijd berekend in de BGT omdat het een representatieve waarde is.

	Moment	Gunstige N	Benodigde F	Spanning beton
A Midden kolom	611 kNm	-2.159 kN	4.241 kN	-27,8 N/mm ²
B Midden kolom	550 kNm	-1.665 kN	4.135 kN	-25,2 N/mm ²
C Midden kolom	385 kNm	-1.049 kN	3.051 kN	-17,8 N/mm ²
D Midden kolom	182 kNm	-432 kN	1.468 kN	-8,3 N/mm ²
A Hoek kolom	613 kNm	734 kN	6.434 kN	-13,5 N/mm ²
B Hoek kolom	364 kNm	-589 kN	2.811 kN	-8,0 N/mm ²
C Hoek kolom	232 kNm	-963 kN	1.237 kN	-5,2 N/mm ²
D Hoek kolom	106 kNm	-692 kN	308 kN	-2,4 N/mm ²

Tabel 53: maatgevende momenten met bijbehorende normaalkrachten voor bepaling benodigde voorspanning per deel.

Omdat de momenten in de middenkolommen relatief groot zijn lijkt het voor de hand te liggen om de hoekkolommen voor te spannen zodat voorkomen kan worden dat deze gescheurd zijn in de UGT. De hoeveelheid voorspanning die benodigd is om de doorsnede ongescheurd te houden is voor de hoekkolom en zeker voor de midden kolom erg veel. De spanning die deze voorspanning veroorzaakt in de midden kolom is meer dan twee maal de spanning in de hoekkolom. Voor de hoekkolom kan ervoor gekozen worden om het onderste deel niet volledig voor te spannen tot de doorsnede ongescheurd blijft maar slechts gedeeltelijk zodat in ieder geval de trek spanning in de onderste kolom (is niet de kolom met het maatgevende moment) worden weggespannen. Voor de kolommen op een grotere hoogte kan dan de voorspanning zo worden gekozen dat deze ongescheurd blijven. De kolommen in het eerste en tweede deel krijgen dezelfde voorspanning.



	Reactie kracht	Normaal kracht	Resultante
Onderste Hoekkolom	4.551 kN	-2.434 kN	2.117 kN

Tabel 54: Normaalkrachten in onderste hoekkolom.

Bij de middenkolommen blijft het moment over de eerste 2 delen zo hoog dat geheel voorspannen tot de doorsnede ongescheurd blijft niet te doen is. En aangezien er in deze kolommen geen trekspanningen aanwezig zijn hoeven die ook niet weggespannen te worden. De kolommen in het bovenste deel D kunnen wel zo worden voorgespannen dat ze ongescheurd blijven, deze wapening wordt doorgetrokken naar de onderste kolom zodat het voorspanstaal als wapeningsstaal (VMA) dient waardoor het wapeningspercentage iets lager kan worden.

Een bijkomend voordeel van een eventuele toepassing van verticale voorspanning is de vergroting van de dwarskracht opnamen van de kolom. Dit zal dus schelen in de benodigde hoeveelheid beugelwapening.

	Voorspanning	Opmerking
A Midden kolom	1.468 kN	Voorspanwapening als wapening, winst dwarskracht
B Midden kolom	1.468 kN	Voorspanwapening als wapening, winst dwarskracht
C Midden kolom	1.468 kN	Voorspanwapening als wapening, winst dwarskracht
D Midden kolom	1.468 kN	Ongescheurde doorsnede door voorspanning
A Hoek kolom	2.811 kN	Voorspanning heft trekkracht in doorsnede op.
B Hoek kolom	2.811 kN	Ongescheurde doorsnede door voorspanning
C Hoek kolom	1.237 kN	Ongescheurde doorsnede door voorspanning
D Hoek kolom	308 kN	Ongescheurde doorsnede door voorspanning

Tabel 55: gekozen voorspanning bij maatgevende kolommen en opmerking.

Door deze voorspanning veranderen de stijfheden van de kolommen met deze stijfheden zal ik de stijfheid in de UGT bepalen en de daarbij behorende 2^e orde factor. Door de voorspanning die aanwezig is in de middenkolommen wordt de stijfheid niet groter maar lager. Hoewel er minder beugelwapening benodigd is door de voorspanning in de middenkolommen neemt de 2^e orde factor zover af dat de gevelbuis niet meer acceptabel is. Ik kies er daarom voor om alleen de hoekkolommen voor te spannen en niet de middenkolommen.



Deel		F _{pw}	N _{rep}	Q _{gun}	N _{gun}	Reactie	N _{reken}	M _{z reken}	E _{y reken}
A	Hoek	2.811	-3.199	17,4	-2.125	2.369	-2.567	522	19.473
	Midden	1.468	-3.431	16,7	-2.039	0	-3.507	602	11.458
B	Hoek	2.811	-2.230	17,4	-1.481	670	-3.622	319	22.286
	Midden	1.468	-2.391	16,7	-1.421	0	-2.889	485	14.662
C	Hoek	1.237	-1.260	17,4	-840	-82	-2.159	187	22.286
	Midden	1.468	-1.352	16,7	-803	0	-2.271	304	18.527
D	Hoek	308	-291	17,4	-193	-175	-676	42	22.286
	Midden	1.468	-312	16,7	-185	0	1.653	98	22.286

Tabel 56: Stijfheden voor midden en hoekkolommen in UGT voor voorgespannen gevelbuis H650-M575x400-L1200x250.

	Vervorming	Gevelbuis	Stijfheid	Kniklast	n _{gevel}	n
N-Vgsp.	309 mm	284 mm	$1,14 \cdot 10^{19} \text{ Nmm}^2$	4.560.334 kN	8,2	7,6
Vgsp.	360 mm	335 mm	$0,96 \cdot 10^{19} \text{ Nmm}^2$	3.866.075 kN	7	6,5

Tabel 57: Overzicht vervormingen en stijfheden bij niet voorgespannen en wel voorgespannen behorend bij H650-M575x400-L1200x250, tevens kniklast en tweede orde toegevoegd.

5.3.1 Momentwapening

De winst in wapening door voorspanning is alleen te verkrijgen bij de hoekkolommen, deze winst is te vinden in de momentwapening die niet benodigd is en in de wapening (onderste hoekkolom) om de trek op te nemen, hieronder een overzicht van de totaal te besparen wapening. Wel kies ik ervoor om de middenkolommen in deel D voor te spannen zodat deze ongescheurd blijven in de UGT vanwege het aantal kolommen levert dit een behoorlijke hoeveelheid winst in wapening op.

	M_z	V_y	N'_d	$N'_{aanpend}$	Wapening	kg staal
Hoek A	n.v.t.	n.v.t.	2.117	n.v.t.	6.025 mm ² /mm'	6.886 kg
Hoek B	319	170	-877	8.805	8.782 mm ² /mm'	10.203 kg
Hoek C	187	97	-917	5.021	3.978 mm ² /mm'	4.622 kg
Hoek D	106	17	-356	1.159	879 mm ² /mm'	817 kg
Midden D	98	42	-185	1.159	2.394 mm ² /mm'	37.826 kg
Totaal						60.354 kg

Tabel 58: wapeningswinst aan de hand van de kolommen midden in de delen, ten opzichte van een ongewapende voorgespannen doorsnede.

Als er gekozen wordt voor middenkolommen met een grotere breedte is het misschien wel mogelijk om deze voor te spannen maar dit leidt tot een aanzienlijke verhoging van de beton hoeveelheid.

5.3.2 Dwarskracht wapening.

Hoewel het aanbrengen van verticale voorspanning bedoeld is voor het vergroten van de stijfheid van een kolom brengt voorspannen nog een voordeel met zich mee. Een in een doorsnede aanwezige normaaldrukspanning zorgt voor een verhoging van de door het beton opneembare dwarskracht. De mate waarin de opneembare dwarskracht mag worden verhoogd is ervan afhankelijk of de doorsnede gescheurd of ongescheurd is door het moment in de doorsnede.

Is de doorsnede ongescheurd dan mag de door het beton opneembare dwarskracht volgens NEN 6720 als volgt worden bepaald.

$$\tau_1 = \frac{1}{d \cdot S} \cdot \sqrt{f_b^2 + f_b \cdot \sigma'_{bmd}}$$

Wanneer de doorsnede wel gescheurd is door het moment mag de door het beton opneembare dwarskracht (τ_1) worden vergroot met τ_n in dit geval geldt volgens NEN 6720.

$$\tau_u = \tau_1 + \tau_s + \tau_n \geq \tau_2 \quad \text{met}$$

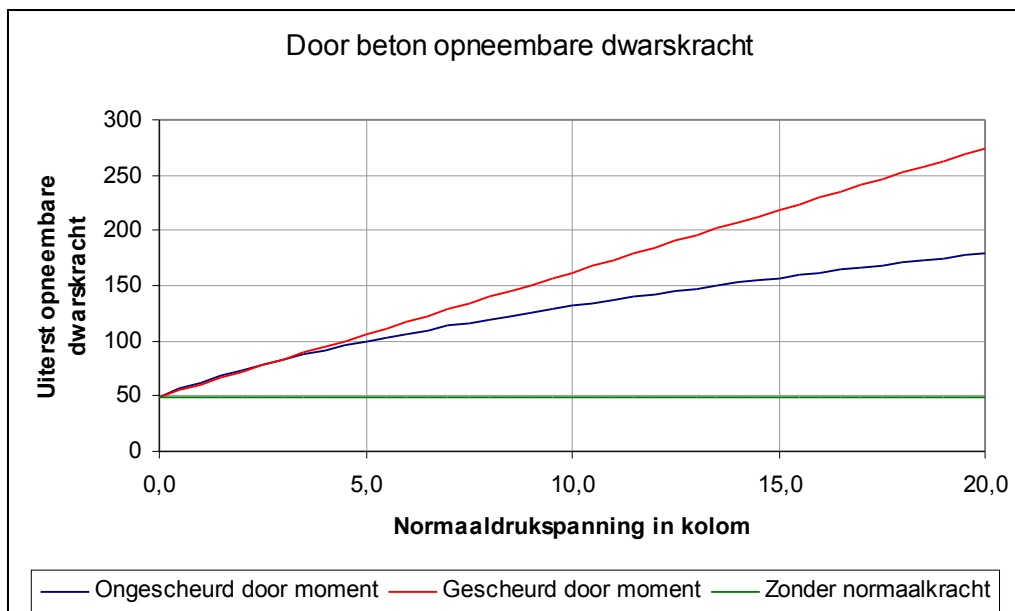
$$\tau_n = 0,15 \sigma'_{bmd}$$

$$\tau_s = \frac{0,9 f_s A_s}{b}$$

$$\tau_1 = 0,4 f_b$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{b d}$$

De grafiek hieronder geeft voor de kolom uit figuur 4.7 de relatie tussen de normaalkracht en de uiterst opneembare dwarskracht weer. Tevens is er een scheiding tussen door het moment gescheurde en ongescheurde doorsneden gemaakt.



Figuur 27: invloed van een normaaldrukspanning in een doorsnede op de door het beton opneembare dwarskracht.

De vergroting van de door het betonopneembare dwarskracht is een bijkomend voordeel wat misschien kan leiden tot een besparing van dwarskracht wapening. Ik bepaal hieronder de benodigde beugelwapening voor de onderste hoekkolom voorgespannen en niet voorgespannen.

$$b = h = 650 \text{ mm}$$

$$d = 650 - 30 - \frac{1}{2} \cdot 40 = 600 \text{ mm}$$

$$V_d = 537 \text{ kN}$$

$$F_{pw} = 2.811 \text{ kN} \quad N = 734 \text{ kN}$$

$$\sigma'_{bmd} = \frac{(2.811 - 734)}{650^2} = 4,91 \text{ N/mm}^2$$

$$f_b(B65) = 2,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d = \frac{537 \cdot 10^3}{650 \cdot 600} = 1,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 0,4 \cdot 2,15 = 0,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_n = 0,15 \cdot 4,91 = 0,74 \text{ N/mm}^2$$

Niet voorgespannen:

$$\tau_s = 1,38 - 0,86 = 0,52 \text{ N/mm}^2 \quad A_s = \frac{0,52 \cdot 650}{0,9 \cdot 435} = 858 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

beugel (FeB500) \varnothing 10-150 (1047 mm²)

Voorgespannen:

$$\tau_s = 1,38 - 0,86 - 0,74 = -0,22 \text{ N/mm}^2$$

in de voorgespannen situatie zijn alleen praktische beugels nodig.

In de tabellen hieronder is voor de maatgevende hoek en midden kolommen de dwarskracht wapening bepaald (A_b) omdat bij alle voorgespannen kolommen τ_s kleiner is dan 0 zijn er in alle gevallen alleen praktische beugels nodig.

650x650	V_d	F_{pw}	N_d	σ_{bmd}	T_d	T_1	T_n	T_s	T_{sv}	A_{bgls}
A	537	2.811	734	4,92	1,38	0,86	0,74	0,52	-0,22	858
B	195	2.811	-589	8,05	0,50	0,86	1,21	-0,36	-1,57	0
C	123	1.237	-963	5,21	0,32	0,86	0,78	-0,54	-1,33	0
D	53	308	-692	2,37	0,14	0,86	0,36	-0,72	-1,08	0

Tabel 59: dwarskrachtwapening voor de HOEKkolommen verdeeld over de hoogte.



575x400	V_d	F_{pw}	N_d	σ_{bmd}	T_d	T_1	T_n	T_s	T_{sv}	A_{bgld}
A	341	1468	-2159	15,77	1,48	0,86	2,37	0,62	-1,74	636
B	288	1468	-1665	13,62	1,25	0,86	2,04	0,39	-1,65	401
C	197	1468	-1049	10,94	0,86	0,86	1,64	0,00	-1,65	0
D	87	1468	-432	8,26	0,38	0,86	1,24	-0,48	-1,72	0

Tabel 60: dwarskrachtwapening voor de MIDDEN kolommen verdeeld over de hoogte.

Er kan alleen sprake zijn van besparing van dwarskrachtwapening bij deel A van de hoekkolommen en deel A+B van de middenkolommen. Hiervan zijn alleen de hoekkolommen voorgespannen. De winst van dwarskrachtwapening die de voorspanning in de hoekkolommen oplevert staat hieronder vermeld.

	Wapening	Lengte beugels	kg staal
Hoek A	858 mm ² /m'	2.500 mm	981 kg

Tabel 61: winst van dwarskrachtwapening door voorspanning.

5.4 Samenvatting en conclusie.

Bij het dimensioneren van de “referentie” gevelbuis is de aanname gedaan dat de gehele gevelbuis constructie ongescheurd is in zowel Uiterste als Bruikbaarheidstoestand. Bij de controle van de krachten en momenten in de kolommen blijkt deze aanname de verkeerde. De krachten en de momenten in de midden (standaard) kolommen in de Uiterste grenstoestand zijn relatief hoog waardoor het wapeningspercentage in de midden kolommen aan de hoge kant is. Doordat de doorsnede in tegenstelling tot wat aangenomen is bij de referentie gevelbuis gescheurd is wordt de 2^e invloed te groot.

Om toch een constructie te krijgen met een acceptabele 2^e orde vergrotingsfactor is besloten om de midden kolommen te vergroten. In eerste instantie naar een afmeting van 600 x 500 mm² en uiteindelijk naar 575 x 400 mm². De hoekkolommen en liggers houden de afmeting die in de referentie gebruikt is voor deze constructie delen, respectievelijk 650 x 650 mm² en 250 x 1200 mm².

De nieuwe dimensionering van de gevelbuis blijft in de Bruikbaarheids grenstoestand ongescheurd waardoor de vervorming veel lager ligt dan de door de norm gestelde eis. In de Uiterste grenstoestand is de doorsnede wel gescheurd. De constructie is over de hoogte in vieren gedeeld, per deel is de stijfheid van de maatgevende kolommen bepaald aan de hand van de krachten in de kolommen. Deze stijfheden zijn vervolgens ingevoerd in een 3Dimensionaal schema. Met de vervorming wordt de stijfheid in UGT en BGT van de hele constructie bepaald. Een overzicht van berekende gevelbuizen is hieronder aangegeven.

De gevelbuis die uiteindelijk gekozen is:

Hoekkolom	: 650 x 650 mm ²
Middenkolommen	: 575 x 400 mm ²
Ligger	: 1200 x 250 mm ²



		Vervorming	Stijfheid	Kniklast	n_{gevel}	n
H650 M600x500 LI200x250	BGT	126 mm	$3,19 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	UGT	229 mm	$1,58 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	6.348.701 kN	11,1	10
H650 M600x400 LI200x250	BGT	145 mm	$2,69 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	UGT	280 mm	$1,27 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	5.078.961 kN	9,1	8,3
H650 M575x400 LI200x250	BGT	155 mm	$2,48 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	UGT	309 mm	$1,14 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	4.560.334 kN	8,2	7,6
H650(vgsp) M575x400 LI200x250	BGT	155 mm	$2,48 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	UGT	304 mm	$1,16 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	4.642.061 kN	8,4	7,7
VGSP:H650 M575x400 LI200x250	BGT	155 mm	$2,48 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	UGT	360 mm	$0,96 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	3.866.075 kN	7	6,5

Tabel 62: Overzicht vervormingen en stijfheden bij BGT en UGT behorend bij de berekende gevelbuizen, tevens kniklast en tweede orde toegevoegd. (de één na onderste gevelbuis is met voorgespannen hoekkolom en de onderste met voorgespannen hoek en midden kolom)

Winst door voorspanning valt niet te halen in de BGT omdat alle kolommen dan ongescheurd blijven. Winst valt ook nauwelijks te halen uit de 2^e orde factor. De winst door voorspanning moet gehaald worden uit de wapening die bespaard kan worden wanneer door de voorspanning de doorsnede ongescheurd blijft of doordat door de voorspanning voorkomt dat er trek in de doorsnede komt.

Omdat de krachten en momenten in de middenkolommen erg groot zijn is het niet mogelijk om deze in zo'n mate voor te spannen dat de doorsnede ongescheurd blijft in de Uiterste grens toestand. Ook is er geen trekkracht in deze kolommen aanwezig. De voorspanning die kan worden aangebracht kan er hooguit voor zorgen dat het bovenste deel D ongescheurd blijft en voor de andere kolommen een besparing van dwarskracht wapening oplevert. In tabel 60 zijn de resultaten weergegeven van een gevelbuis met voorgespannen hoek en middenkolommen. Daarnaast zijn van het bovenste deel ook de middenkolommen voorgespannen.



Voor de hoekkolommen is het wel mogelijk om deze voor te spannen, de kolommen in het onderste deel kunnen niet zo worden voorgespannen dat de doorsnede ongescheurd blijft. Zij kunnen wel in die mate worden voorgespannen dat er geen trekkracht meer aanwezig is. Voor de hoekkolommen in de hogere delen is het mogelijk om deze in zo'n mate voor te spannen dat de doorsnede ongescheurd blijft in de UGT. Hieronder een overzicht van de onderdelen die wel en niet worden voorgespannen met daaronder de wapening die wordt bespaart door de voorspanning

	Opmerking
A Midden kolom	Niet voorgespannen
B Midden kolom	Niet voorgespannen
C Midden kolom	Niet voorgespannen
D Midden kolom	Ongescheurde doorsnede door voorspanning
A Hoek kolom	Voorspanning heft trekkracht in doorsnede op.
B Hoek kolom	Ongescheurde doorsnede door voorspanning
C Hoek kolom	Ongescheurde doorsnede door voorspanning
D Hoek kolom	Ongescheurde doorsnede door voorspanning

Tabel 63: Gekozen voorspanning bij maatgevende kolommen en opmerking.

	Dwarskrachtwapening	Kg staal	Moment Wapening	kg staal
Hoek A	n.v.t.	n.v.t.	6.025 mm ² /mm'	6.886 kg
Hoek B	n.v.t.	n.v.t.	8.782 mm ² /mm'	10.203 kg
Hoek C	n.v.t.	n.v.t.	3.978 mm ² /mm'	4.622 kg
Hoek D	858 mm ²	981 kg	879 mm ² /mm'	817 kg
Midden D	n.v.t.	n.v.t.	2.394 mm ² /mm'	37.826 kg
Totaal		981 kg		60.354 kg

Tabel 64: Overzicht winst van wapening door toepassing voorspanning.

De totale winst van wapeningsstaal wordt hierdoor $981 + 60.354 = 61.335$ kg staal. De meeste winst door voorspanning valt zowel voor de moment wapening als voor de dwarskrachtwapening te halen bij de middenkolommen maar omdat deze worden belast met relatief grote momenten



leidt het voorspannen van deze kolommen niet tot het ongescheurd blijven van de doorsnede maar tot een afname van de stijfheid in de UGT. En omdat dan de 2^e orde factor onacceptabel laag wordt is dat onmogelijk.



6. NAWOORD

Zowel bij de kern als bij de gevelbuis zorgt de voorspanning in het gunstigste geval alleen voor een verhoging van de stijfheid in de UGT. Dit leidt nauwelijks tot een verhoging van de 2^e orde factor zodat dat eigenlijk geen winst oplevert. Ik had gehoopt door verticale voorspanning een verhoging van de stijfheid in de BGT teweeg te brengen en daardoor de vervorming te reduceren. Als hiervan sprake was geweest dan was de voorspanning ook van invloed geweest op de eigenfrequentie en dus versnelling van een gebouw, maar hier is nu geen sprake van.

Wat opzichzelf wel aardig is dat een ongescheurde doorsnede zorgt voor een besparing van wapening omdat wapening alleen in "gewapend" beton wordt betrokken wanneer de doorsnede scheurt. Hierdoor levert verticale voorspanning toch "winst" op, misschien niet zoals ik het gehoopt en gedacht had maar toch misschien interessant. Of verticale voorspanning een economisch levensvatbare oplossing is hangt voornamelijk af van de kosten van het voorspannen tegen over de winst die de vermindering aan wapening oplevert. Hierover kan ik op het moment dat ik dit verslag schrijf nog niks over zeggen.

Jan Willem Hoekstra,

24 juni 2003 Maarssen



7. LITERATUUR

- [1] G.P.C. Oosterhout Wind induced dynamic behaviour of tall buildings, Proefschrift
TU Delft juli 1996
- [2] P.W. Copier Voorgespannen betonplaten en enkelkabelsysteem,
Afstudeeropdracht TU Delft juni 2001
- [3] NNI, NEN6720 Voorschriften beton, constructieve eisen en
rekenmethoden (VBC1995)
- [4] Cement 4 2002 Pag 52-55, De Ostankino televisie toren na de brand.
- [5] CUR Achtergronden bij de VBC 1990
- [6] prof. Dr. Ir. J.C. Walraven, Betonpraktijkreeks 3: voorgespannen beton, ENCI Media 's-
ir. J.C. Galjaard Hertogenbosch 1997
- [7] ir. W.C. Vis, Constructief ontwerpen in beton
ing. R. Sagel
- [8] prof. Dr. Ir. A.S.G. Bruggeling Theorie en praktijk van voorgespannen beton deel 1 en 2,
professor Bakkerfonds, Delft, 1982
- [9] Staalbouwkundig genootschap overspannend staal, deel 3 construeren B: hoofdstuk 6 en 10,
Stichting kennis overdracht, Rotterdam, 1996

Internet

www.nd.edu/~tkjewsk/



OVERZICHT BIJLAGES VOORGESPANNEN STABILITEITSKERN.

1. Gewichtsberkeningen voor gebruikte kernen.
2. Overzicht alle kernen vervorming en 2^e orde.
3. Bepaling gescheurde verdiepingen a.d.h.v. moment en normaalkracht.
4. M-N-k diagrammen van kernen voor bepaling winst van de 2^e orde stijfheid.
5. Bepaling winst van (2^e orde) stijfheid en winst wapening.
6. Bepaling vervorming gescheurde kernen (9 en 10)

OVERZICHT BIJLAGES VOORGESPANNEN GEVELBUIS.

1. Gewichtsberkening gebouw totaal
2. Gewichtsberkening kolommen.
3. Computer uitvoeren berkening krachten en momenten in gevelbuis.
 - a. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 600x250, Ligger 1200x250.
 - b. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 600x500, Ligger 1200x250.
 - c. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 600x400, Ligger 1200x250.
 - d. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 550x400, Ligger 1200x250.
 - e. Hoekkolom 750x750, Middenkolom 550x400, Ligger 1200x250.
 - f. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 575x400, Ligger 1200x250.
4. Computer uitvoeren berkening kolomwapening.
 - a. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 600x250, Ligger 1200x250.
 - b. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 600x500, Ligger 1200x250.
 - c. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 600x400, Ligger 1200x250.
 - d. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 550x400, Ligger 1200x250.
 - e. Hoekkolom 750x750, Middenkolom 550x400, Ligger 1200x250.
 - f. Hoekkolom 650x650, Middenkolom 575x400, Ligger 1200x250.



VOORGESPANNEN KERN

BIJLAGE 1:

GEWICHTSBEREKENINGEN BIJ GEBRUIKTE KERNEN.



VOORGESPANNEN KERN

BIJLAGE 2:

OVERZICHT KERNEN VERVORMINGEN EN 2^E ORDE.



VOORGESPANNEN KERN

BIJLAGE 3:

BEPALING GESCHEURDE VERDIEPINGEN A.D.H.V. MOMENT EN
NORMAALKRACHT



VOORGESPANNEN KERN

BIJLAGE 4:

M-(N)-k DIAGRAMMEN VAN KERNEN VOOR BEPALING WINST VAN DE 2^E ORDE STIJFHEID.



VOORGESPANNEN KERN

BIJLAGE 5:

BEPALING WINST VAN (2^E ORDE) STIJFHEID EN WAPENINGSWINST



VOORGESPANNEN KERN

BIJLAGE 6:

BEPALING VERVORMING GESCHEURDE KERNEN (9 EN 10)



VOORGESPANNEN GEVELBUIS

BIJLAGE 1:

GEWICHTBEREKENING GEBOUW TOTAAL



VOORGESPANNEN GEVELBUIS

BIJLAGE 2:

GEWICHTBEREKENINGEN KOLOMMEN



VOORGESPANNEN GEVELBUIS

BIJLAGE 3: COMPUTERUITVOEREN

- a. Hoekkolommen : 650 x 650 mm²
- Middenkolommen : 600 x 250 mm²
- Liggers : 1200 x 250 mm²



VOORGESPANNEN GEVELBUIS

BIJLAGE 3: COMPUTERUITVOEREN

b.	Hoekkolommen	: 650 x 650 mm ²
	Middenkolommen	: 600 x 500 mm ²
	Liggers	: 1200 x 250 mm ²



VOORGESPANNEN GEVELBUIS

BIJLAGE 3: COMPUTERUITVOEREN

c.	Hoekkolommen	: 650 x 650 mm ²
	Middenkolommen	: 600 x 400 mm ²
	Liggers	: 1200 x 250 mm ²



VOORGESPANNEN GEVELBUIS

BIJLAGE 3: COMPUTERUITVOEREN

d.	Hoekkolommen	: 650 x 650 mm ²
	Middenkolommen	: 550 x 400 mm ²
	Liggers	: 1200 x 250 mm ²



VOORGESPANNEN GEVELBUIS

BIJLAGE 3: COMPUTERUITVOEREN

e.	Hoekkolommen	: 750 x 750 mm ²
	Middenkolommen	: 550 x 400 mm ²
	Liggers	: 1200 x 250 mm ²



VOORGESPANNEN GEVELBUIS

BIJLAGE 3: COMPUTERUITVOEREN

f.	Hoekkolommen	: 650 x 650 mm ²
	Middenkolommen	: 575 x 400 mm ²
	Liggers	: 1200 x 250 mm ²