

CONSTRUEREN IN YTONG- CELLENBETON

**Deel 3. Compleet bouwen met
panelenwanden (verdiepinghoog)
in combinatie met dak- en
vloerplaten**

Rapportnummer 0398/99

Datum uitgifte : 1999-09-01

Uitgever: BV Kwaliteitsverklaringen Bouw, BKB



Erkend door de Raad voor
Accreditatie

Op al onze aanbiedingen en met ons aangegane overeenkomsten zijn van toepassing de voorwaarden op de uitvoering van diensten door BV Kwaliteitsverklaringen Bouw, BKB, gedeponeerd ter griffie van de arrondissementsrechtbank te Rotterdam op 11 maart 1993.

990901

Algemene informatie bij deze uitgave

Dit rapport is een herziening van het BKB-rapport nummer 0398/98 d.d. mei 1998.

De wijzigingen in dit herziene rapport hebben betrekking op de bepaling van de constructieve eigenschappen van de casco-panelen.

Dit rapport is een aanvulling op de reeds bestaande rapporten t.w. deel 1; Ongewapende dragende en niet dragende scheidingsconstructies, en deel 2: Gewapende dak-, vloer- en wand-platen.

In dit rapport worden rekenvoorbeelden gegeven om in cellenbeton te construeren.

De introductie van verdiepinghoge dragende elementen in YTONG cellenbeton heeft sterk bijgedragen aan een toenemende belangstelling voor het construeren in dragende, stabiele constructies vervaardigd uit cellenbeton.

In combinatie met gewapende dak- en vloerplaten die eveneens uit cellenbeton zijn vervaardigd, krijgen de verdiepingshoge dragende elementen een extra dimensie.

Op deze wijze kan namelijk compleet in cellenbeton gebouwd worden.

Het BKB-rapport nummer 0398/98 van mei 1998 komt hiermede te vervallen.

© BV Kwaliteitsverklaringen Bouw, BKB, Postbus 1836, 3000 BV Rotterdam.

Niets uit dit drukwerk mag worden gewijzigd, veelelvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze ook, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van BKB, noch mag het zonder een dergelijke toestemming worden gebruikt voor enig ander werk dan waarvoor het is vervaardigd.

INHOUD

	pagina
1.	INLEIDING 5
2.	CELLENBETON EN ZIJN EIGENSCHAPPEN 7
3.	ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN, BEPAALD CONFORM NPR 6791: 1991 9
1	Algemene voorwaarden 9
3.2	Aanvullende voorwaarden bij ontwerp eindwanden m.b.v. ontwerptabellen 9
3.3	Aanvullende voorwaarden ten aanzien van het toevallig inklemmingsmoment in de vloeren. 15
3.4	Ontwerptabellen 17
4.	ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN, BEPAALD CONFORM NEN 6790 (TGB 1990 "STEENCONSTRUCTIES" VAN 1991) 23
4.1	Ontwerpen van dragende wanden in eengezinswoningen + ontwerptabellen 25
4.1.1	Ontwerptabellen voor dragende wanden in woongebouwen 31
2	Ontwerpen van dragende wanden, bepaald conform NEN 6790 (artikel 10.3.2.2 - e_c methode) + ontwerptabellen 37
4.3	Stabiliteit. 41
4.3.1	Rekenvoorbeeld stabiliteit 42
4.3.2	Ontwerpregels voor het beschouwen van de stabiliteit 53
4.3.3	Algemene voorwaarden voor een deugdelijk verband in een (woon) gebouw 55
5.	ONTWERPEN VAN NIET-DRAGENDE WANDEN 60
5.1	Windbelasting 60
5.2	Berekeningswijze en ontwerptabellen voor massieve niet dragende buitenwanden 66
5.3	Berekeningswijze niet-dragende binnenspouwbladen 68
5.3.1	Voorbeeldberekening van binnenspouwbladen 68
6.	YTONG DAK- EN VLOERPLATEN 72
6.1	Statica 73
6.2	Belastingen

	73	
1	Maximale theoretische plaatlengte van vloeren	
	73	
2	Maximale theoretische plaatlengte van dakplaten	75
3	Dakplaten onder een helling gemonteerd	77
6.2.4	Oplegkracht	
	80	
7.	LATEIEN	
	81	

Blanco pagina

1. INLEIDING

Door YTONG Nederland B.V. te Vuren werd aan B.V. Kwaliteitsverklaringen Bouw, BKB, te Rotterdam, de opdracht verstrekt om voor de gebruikers van cellenbeton handzame en gebruiksvriendelijke ontwerptabellen op te stellen (Toepassingsvoorbeelden) voor het construeren met YTONG cellenbeton producten in dragende constructies.

Uitgangspunten zijn de KOMO-attesten-met-productcertificaat en de hierin opgenomen gebruikswaarden en toepassingsvoorwaarden. Dit rapport is een nadere uitwerking van de in de desbetreffende attesten-met-certificaat opgenomen toepassingsvoorbeelden.

Uitgangspunten (normen) voor het construeren zijn verder:

NEN 6700; TGB Algemeen
NEN 6702; TGB Belastingen en vervormingen
NEN 6790; TGB Steenconstructies
NPR 6791; Eenvoudige rekenregels gebaseerd op NEN 6790
Ontwerp NEN 6752

Bij het opstellen van dit rapport werd dankbaar gebruik gemaakt van de medewerking van de heer J. Teeuw, medewerker van YTONG Nederland B.V., afdeling Productmanagement. Dit rapport werd mede mogelijk gemaakt door advisering van Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V. te Rijswijk.

N.B.

Dit rapport beperkt zich tot de constructieve aspecten en gaat niet in op andere aspecten, zoals bouwfysische en esthetische zaken.

De in dit rapport vermelde dikte-afmetingen weerspiegelen de leveringssituatie van een moment.

Daar ontwikkelingen op de markt de leverbare dikte-afmetingen bepalen, zal de gebruiker van dit rapport, uitgaande van de constructief minimaal noodzakelijke diktemaat, zijn keus moeten maken uit de op dat moment op de markt aangeboden dikte-afmetingen.

Blanco pagina

2. CELLENBETON EN ZIJN EIGENSCHAPPEN

Door YTONG Nederland B.V. worden op verschillende productiebedrijven diverse typen cellenbeton vervaardigd.

De verschillende typen en de daarbij behorende eigenschappen zijn opgenomen in de desbetreffende KOMO-attesten-met-productcertificaat.

Een overzicht van de belangrijkste cellenbeton-eigenschappen zijn weergegeven in de navolgende tabel.

Tabel 1 - Materiaaleigenschappen van cellenbeton zoals toegepast voor panelenwanden *

eigenschappen	type cellenbeton				
	G2/400	G3/500	G4/600	G4/700	G5/800
volumieke massa droog in kg/m ³	301 – 400	401 – 500	501 – 600	601 – 700	701 – 800
f_{ck} (karakteristieke waarde van de druksterkte) in N/mm ²	2,0	3,0	4,0	4,0	5,0
f'_b (rekenwaarde van de druksterkte) in N/mm ² ($0,8 \cdot f_{ck}$) / 1,2 (NEN 6752)	1,33	2,00	2,67	2,67	3,33
f_{btll} (rekenwaarde voor de langeduur buigtreksterkte) in N/mm ² $0,15 \cdot f_{ck} \cdot 1,5 \cdot 0,7 = 0,16 \cdot f_{ck}$ (NEN 6752)	0,32	0,48	0,64	0,64	0,80
f_{wd} (rekenwaarde van de schuifsterkte in de voegen) in N/mm ² conform TGB steen (NEN 6790) ($0,15 \cdot f_{rep} \cdot 0,5$) / 1,8	0,067	0,096	0,125	0,125	0,150
f_{rep} (tabel 4, NEN 6790)	1,6	2,3	3,0	3,0	3,6
f_{vd} (rekenwaarde van de schuifsterkte in de cellenbeton) in N/mm ² Voor het toetsen van de schuifspanning in de cellenbeton moet bovenstaande waarde verhoogd worden door met een materiaalfactor van 1,2 i.p.v. 1,8 te rekenen (NEN 6752)	0,100	0,144	0,188	0,188	0,225
rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus E'_b in N/mm ²	1.000	1.500	2.000	2.500	3.000
warmtegeleidingscoëfficiënt λ in W/(m.K)	0,12	0,14	0,16	0,19	0,22
rekenwaarde van de lineaire uitzettingscoëfficiënt in K ⁻¹ (α)	$8 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-6}$

*De in de tabel genoemde materiaaleigenschappen zijn bepaald overeenkomstig NEN 3838, ontw. NEN 6752 en NEN 6790

Blanco pagina

3. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN, BEPAALD CONFORM NPR 6791: 1991

De vereiste afmetingen van dragende wanden, penanten en kolommen worden bepaald conform de NEN 6790 (TGB steenconstructies 1990).

Dit hoofdstuk geeft in eerste instantie tabellen voor de bepaling van de minimale dikte van dragende wanden in woningen en woongebouwen en voorwaarden, waaronder voor gevels en voor de stabiliteit geen berekeningen behoeven te worden uitgevoerd.

De tabellen en voorwaarden zijn gebaseerd op de NPR 6791; 1991.

Aan de toepassing van de ontwerptabellen is een aantal voorwaarden verbonden; deze kunnen worden verdeeld in algemene voorwaarden aan de beschouwde wand, de aangrenzende vloeren en de daarop werkende belastingen.

3.1 Algemene voorwaarden

- De bouwwerkhoogte, als bedoeld in 3.15 van NEN 6702: 1991, mag niet meer zijn dan 20 m.

- De hoogte van enige bouwlaag mag niet meer zijn dan 3 m.

- Bij toepassing van een hellend dak mag de afstand van de nok tot de daaronder gelegen vloer niet meer bedragen dan 3,5 m.

- De vloeren moeten zijn verbonden met één of meer stabiliteitskernen.

- De op de wand opgelegde vloeren mogen geen grotere overspanning hebben dan 7 m.

- Evenwijdig aan de bouwmuren dient een koppeling te zijn aangebracht, zoals omschreven in 12.3 van NEN 6790: 1991

3.2 Aanvullende voorwaarden bij ontwerp eindwanden m.b.v. ontwerptabellen

De tabellen 1 t/m 4 zijn tabellen waarin de aanvullende voorwaarden gebaseerd op grenswaarden voor de vloerslankheid of de term $(p_d \cdot \lambda^2) / (f'_d \cdot \gamma_M)$ conform artikel 2.1.2 NPR 6792 zijn weergegeven.

Hoofdgroepen van de tabellen zijn:

- Grootste vloeroverspanning bij een op twee steunpunten opgelegde vloer:

- a gebouwen tot 11 m bouwwerkhoogte (tabel 3)
- b gebouwen van 11-20 m bouwwerkhoogte (tabel 4)

- Grootste vloeroverspanning over meer dan twee steunpunten:

- a gebouwen tot 11 m bouwwerkhoogte (tabel 5)
- b gebouwen van 11-20 m bouwwerkhoogte (tabel 6)

In de tabellen zijn maximale overspanningen van cellenbetonvloeren en betonvloeren vermeld.

De belasting op de vloeren is:

- volumieke massa (F_{eg}) : 6,75 kN/m³ (cellenbeton)
- : 24,00 kN/m³ (betonvloer)
- : 18,75 kN/m³ (kanaalplaatvloer)
- permanente belasting (G) : 1,30 kN/m² (afwerking 0,50 kN/m²
scheidingswanden 0,80 kN/m²)
- veranderlijke belasting (Q) : 1,75 kN/m²

In de tabellen zijn de belastingsfactoren, materiaalfactoren en modelfactoren gebruikt conform tabel 1 van NPR 6791.

De waarden in de tabellen worden bepaald conform de tabellen 3 tot en met 9 van de NPR 6791.

De tabellen zijn van toepassing op gelijkde wanden.

Uitgangspunt is een nuttige hoogte van de vloeren van: $d = h_t - 25$ mm.

Tabel 2 - Belasting-, materiaal- en modelfactoren

Bouwwerkhoogte	factoren			
	$\gamma_{f,g}$	$\gamma_{f,q}$	γ_m	γ_M
tot 11 m	1,2	1,3	1,8	1,3
van 11 tot en met 20 m	1,2	1,5	1,8	1,0

$\gamma_{f,g}$ en $\gamma_{f,q}$: belastingfactoren;

γ_m : materiaalfactor;

γ_M : modelfactor.

Voor wanden met een dikte groter dan 250 mm zijn in de NPR 6791 geen voorwaarden meer gegeven.

De ontwerptabellen mogen bij deze wanden uitsluitend worden toegepast indien de randvoorwaarden van de wanden zodanig zijn dat geen grotere excentriciteit dan 10 mm kan ontstaan. Dit kan bijvoorbeeld worden bereikt als centreerstrips aan de bovenzijde en onderzijde van de paneelelementen worden toegepast.

Tabel 3 Grootste vloeroverspanning van een op twee steunpunten opgelegde vloer in meters voor gebouwen tot 11 m bouwwerkhoogte bij toepassing ontwerptabel.

Wanddikte mm	vloerdikte mm	cellenbetonvloer				betonvloer				kanaalplaatvloer			
		wandkwaliteit				wandkwaliteit				wandkwaliteit			
		G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
100	100	3,40	3,80	4,20	4,55	3,05	3,40	3,75	4,00	3,15	3,50	3,85	4,15
	120	-	-	-	-	3,45	3,75	4,05	4,30	3,55	3,85	4,15	4,40
	150	4,40	4,75	5,10	5,40	4,10	4,35	4,60	4,80	4,15	4,45	4,70	4,95
	200	5,55	5,85	6,10	6,35	5,30	5,45	5,65	5,80	5,35	5,55	5,75	5,90
	240	6,55	6,75	6,75	6,75	6,30	6,45	6,60	6,70	6,35	6,50	6,65	6,80
	300	6,75	6,75	6,75	6,75	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
150	100	4,50	5,25	5,90	6,45	3,95	4,45	5,10	5,45	4,05	4,75	5,30	5,80
	120	-	-	-	-	4,15	4,75	5,25	5,70	4,30	4,90	5,45	5,90
	150	5,20	5,90	6,50	6,75	4,55	5,10	5,55	5,95	4,70	5,30	5,75	6,20
	200	6,05	6,65	6,75	6,75	5,40	5,85	6,20	6,55	5,55	6,00	6,40	6,80
	240	6,75	6,75	6,75	6,75	6,20	6,55	6,85	7,00	6,30	6,70	7,00	7,00
	300	6,75	6,75	6,75	6,75	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
200	100	5,95	6,75	6,75	6,75	5,05	6,05	6,85	7,00	5,25	6,30	7,00	7,00
	120	-	-	-	-	5,05	6,00	6,80	7,00	5,30	6,30	7,00	7,00
	150	6,15	6,75	6,75	6,75	5,10	6,00	6,75	7,00	5,35	6,30	7,00	7,00
	200	6,50	6,75	6,75	6,75	5,35	6,10	6,80	7,00	5,60	6,45	7,00	7,00
	240	6,75	6,75	6,75	6,75	5,60	6,30	6,95	7,00	5,85	6,65	7,00	7,00
	300	6,75	6,75	6,75	6,75	6,10	6,70	7,00	7,00	6,35	7,00	7,00	7,00
240	100	6,55	6,75	6,75	6,75	5,55	6,65	7,00	7,00	5,80	7,00	7,00	7,00
	120	-	-	-	-	5,45	6,55	7,00	7,00	5,75	6,90	7,00	7,00
	150	6,65	6,75	6,75	6,75	5,45	6,45	7,00	7,00	5,70	6,80	7,00	7,00
	200	6,75	6,75	6,75	6,75	5,45	6,40	7,00	7,00	5,75	6,75	7,00	7,00
	240	6,75	6,75	6,75	6,75	5,60	6,45	7,00	7,00	5,85	6,80	7,00	7,00
	300	6,75	6,75	6,75	6,75	5,85	6,60	7,00	7,00	6,15	7,00	7,00	7,00

Tabel 4 Grootste vloeroverspanning van een op twee steunpunten opgelegde vloer in meters
voor gebouwen van 11 tot en met 20 m bouwwerkhoogte bij toepassing ontwerptabel.

Wanddikte mm	vloerdikte mm	cellenbetonvloer				betonvloer				kanaalplaatvloer			
		wandkwaliteit				wandkwaliteit				wandkwaliteit			
		G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
100	100	3,10	3,45	3,75	4,10	2,85	3,15	3,40	3,60	2,90	3,20	3,50	3,75
	120	-	-	-	-	3,25	3,50	3,75	3,95	3,35	3,60	3,85	4,05
	150	4,20	4,45	4,70	4,95	3,95	4,15	4,35	4,50	4,00	4,20	4,45	4,60
	200	5,40	5,60	5,80	6,00	5,20	5,35	5,45	5,60	5,25	5,40	5,55	5,70
	240	6,40	6,60	6,75	6,75	6,25	6,35	6,45	6,55	6,35	6,40	6,50	6,60
	300	6,75	6,75	6,75	6,75	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
150	100	4,00	4,60	5,15	5,65	3,55	4,05	4,50	4,90	3,65	4,20	4,65	5,10
	120	-	-	-	-	3,80	4,30	4,70	5,10	3,90	4,45	4,90	5,25
	150	4,75	5,30	5,80	6,25	4,25	4,70	5,05	5,40	4,40	4,85	5,25	5,60
	200	5,65	6,15	6,60	6,75	5,15	5,50	5,80	6,10	5,25	5,65	6,00	6,30
	240	6,45	6,75	6,75	6,75	6,00	6,25	6,55	6,75	6,10	6,40	6,70	6,95
	300	6,75	6,75	6,75	6,75	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
200	100	5,10	6,10	6,75	6,75	4,40	5,25	5,95	6,60	4,60	5,45	6,20	6,85
	120	-	-	-	-	4,45	5,25	5,95	6,55	4,65	5,50	6,20	6,85
	150	5,40	6,35	6,75	6,75	4,55	5,30	5,95	6,50	4,75	5,55	6,25	6,85
	200	5,80	6,70	6,75	6,75	4,85	5,55	6,10	6,60	5,05	5,80	6,40	6,95
	240	6,10	6,75	6,75	6,75	5,15	5,80	6,30	6,75	5,35	6,05	6,60	7,00
	300	6,65	6,75	6,75	6,75	5,75	6,25	6,70	7,00	5,95	6,50	7,00	7,00
240	100	5,60	6,75	6,75	6,75	4,80	5,80	6,60	7,00	5,00	6,05	6,90	7,00
	120	-	-	-	-	4,80	5,70	6,50	7,00	5,00	6,00	6,80	7,00
	150	5,80	6,75	6,75	6,75	4,80	5,65	6,40	7,00	5,05	5,90	6,75	7,00
	200	6,00	6,75	6,75	6,75	4,90	5,70	6,40	6,95	5,15	6,00	6,75	7,00
	240	6,20	6,75	6,75	6,75	5,05	5,80	6,45	7,00	5,30	6,10	6,80	7,00
	300	6,55	6,75	6,75	6,75	5,40	6,05	6,60	7,00	5,65	6,35	7,00	7,00

3.3 Aanvullende voorwaarden ten aanzien van het toevallig inklemmingsmoment in de vloeren.

In artikel 2.1.3 van de NPR 6791 worden vervolgens aanvullende voorwaarden gesteld aan vloeren.

De vloeren moeten namelijk in staat zijn om (toevallige) inklemmingsmomenten op te nemen met een rekenwaarde gelijk aan:

$$M_{i,d} = \eta \cdot \rho_d \cdot b \cdot \lambda^2$$

waarin:

$M_{i,d}$ is de rekenwaarde van het inklemmingsmoment, in kNm;

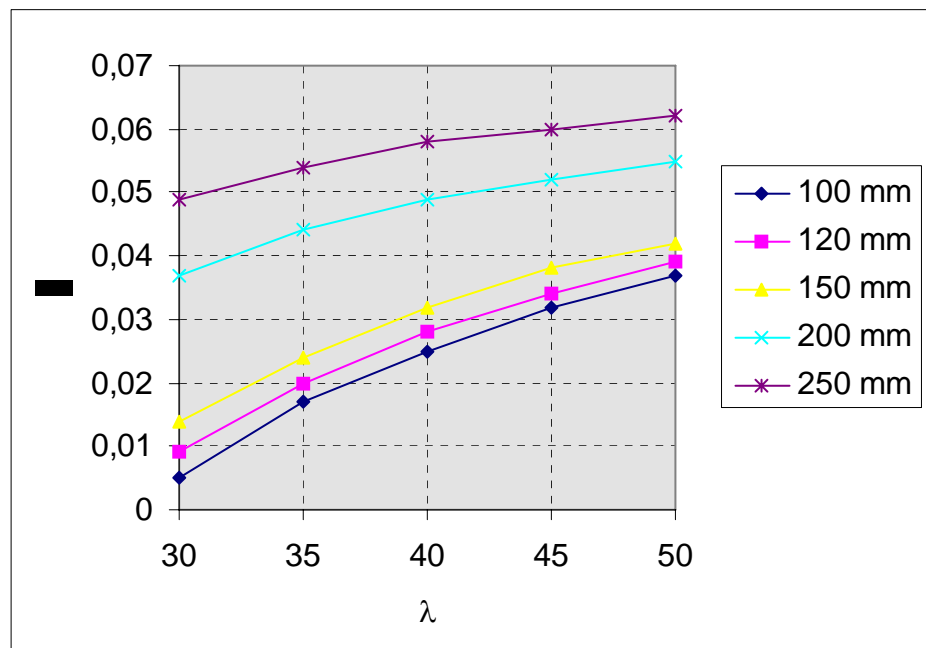
η is de momentcoëfficiënt van de vloer, zie onderstaande figuren;

ρ_d is de rekenwaarde van de totale vloerbelasting in kN/m²
belasting op de vloeren conform art. 3.2

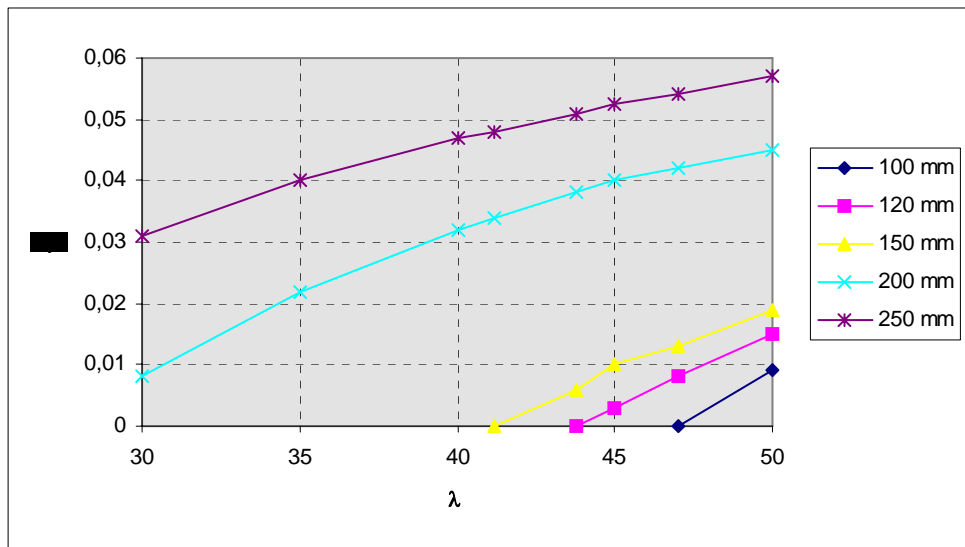
b is de breedte van de vloer in m.

λ is de vloeroverspanning, in m.

figuur 1 - Relatie tussen de vloerslankheid λ , en de factor η bij vloeren opgelegd op twee steunpunten, voor verschillende wanddikten d .



figuur 2 - Relatie tussen de vloerslankheid λ_v en de factor η bij vloeren opgelegd op meer dan twee steunpunten voor verschillende wanddikten d .



De hiervoor genoemde eisen, die zijn vermeld in de NPR 6791, zijn aanvullende eisen ten opzichte van de eisen die in de VBC 1995 (NEN 6720) artikel 7.3.3 worden gesteld aan de grootte van het toevallig inklemmingsmoment. In dit artikel wordt gesteld dat voor vloeren die als een ligger worden beschouwd de grootte van het toevallig inklemmingsmoment minimaal gelijk moet zijn aan $1/3$ van het aangrenzende veldmoment. Voor het toetsen van het toevallig inklemmingsmoment moet de grootste van de waarden zoals die worden voorgeschreven door de NPR 6791 en de VBC 1995 worden aangehouden.

Voor vloeren opgelegd op twee steunpunten is het volgens de VBC 1995 vereiste toevallig inklemmingsmoment ten minste gelijk aan:

$$M_{i;d} = 1/3 \cdot 1/8 p_d \cdot \lambda^2 = 0,042 p_d \cdot \lambda^2$$

Als bij vloeren die opgelegd zijn op meer dan twee steunpunten de krachtsverdeling wordt bepaald met behulp van tabel 16 van de VBC 1995 dan geldt in die gevallen dat het toevallige inklemmingsmoment ten minste gelijk moet zijn aan:

$$M_{i;d} = 0,028 p_d \cdot \lambda^2$$

3.4 Ontwerptabellen

Wanddikte bepaling in diverse situaties:

In de volgende tabellen is de maximale representatieve waarde van de door de vloer op de muur afgedragen belasting $p_t \cdot \lambda$ gegeven als functie van de wanddikte en de representatieve waarde van de druksterkte van het metselwerk.

In $p_t \cdot \lambda$ is:

p_t is de totale representatieve waarde van de vloerbelasting, in N/mm²;
 λ is de grootste vloeroverspanning, in mm.

- *Tabel 7 voor eindwanden (gebouwen tot 11 m hoog)*
- *Tabel 8 voor tussenwanden (gebouwen tot 11 m hoog)*
- *Tabel 9 voor eindwanden (gebouwen van 11 tot en met 20 m hoog)*
- *Tabel 10 voor tussenwanden (gebouwen van 11 tot en met 20 m hoog)*

De waarden in de tabellen 7 tot en met 10 worden bepaald conform de tabellen 6 tot en met 9 van NPR 6791.

De tabellen zijn van toepassing op gelijkde wanden.

* De tabellen gelden voor wanden zonder openingen. Bij wanden met een verzwakking door openingen met een doorsnede gelijk aan α % van de horizontale wanddoorsnede mag de toelaatbare belasting voor $\alpha \leq 20\%$ gelijk worden gesteld aan de met de factor $(1 - 0,01 \alpha)$ vermenigvuldigde waarde uit de tabellen.

Tabel 7

Maximale representatieve waarde van de door de vloer afgedragen belasting voor gebouwen c.q. woningen met een bouwwerkhoogte tot 11 m voor eindwanden

maximale representatieve waarde van de door de vloer afgedragen belasting $p_t \cdot \lambda = (p_{g;rep} + p_{q;rep}) \cdot \lambda$ in kN/m ¹ bij niet door openingen verzwakte eindwanden, als functie van de bouwlaag, wanddikte en druksterkte					
bouwlaag	wanddikte in mm	representatieve waarde van de druksterkte van metselwerk in N/mm ²			
		2,0	3,0	4,0	5,0
zolder	100	42,0	63,0	84,0	-
	120	72,0	93,0	-	-
verdieping	100	-	23,0	44,0	65,0
	120	40,0	83,0	-	-
	150	122,0	165,0	-	-
begane grond	100	-	13,0	34,0	55,0
	120	28,0	70,0	-	-
	150	111,0	-	-	-
	175	-	-	-	-
	200	-	-	-	-

Voor tussenliggende waarden mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

Tabel 8

Maximale representatieve waarde van de door de vloer afgedragen belasting voor gebouwen c.q. woningen met een bouwwerkhoogte tot 11 m voor tussenwanden.

Maximale representatieve waarde van de door de vloer afgedragen belasting $p_t \cdot \lambda = (p_{g;rep} + p_{q;rep}) \cdot \lambda$ in kN/m ¹ bij niet door openingen verzwakte eindwanden, als functie van de bouwlaag, wanddikte en druksterkte					
bouwlaag	wanddikte in mm	representatieve waarde van de druksterkte van metselwerk in N/mm ²			
		2,0	3,0	4,0	5,0
zolder	100	34,0	53,0	72,0	91,0
	120	56,0	87,0	-	-
verdieping	100	18,0	37,0	56,0	75,0
	120	39,0	69,0	99,0	-
	150	70,0	117,0	-	-
	175	87,0	-	-	-
	200	104,0	-	-	-
begane grond	100	-	16,0	26,0	35,0
	120	17,0	32,0	47,0	62,0
	150	32,0	55,0	79,0	102,0
	175	40,0	68,0	-	-
	200	48,0	81,0	-	-
	300	61,0	102,0	-	-

Voor tussenliggende waarden mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

Tabel 9

Maximale representatieve waarde van de door de vloer afgedragen belasting voor gebouwen c.q. woningen met een bouwwerkhoogte van 11 tot en met 20 m voor eindwanden

maximale representatieve waarde van de door de vloer afgedragen belasting $p_t \cdot \lambda = (p_{g,rep} + p_{q,rep}) \cdot \lambda$ in kN/m ¹ bij niet door openingen verzwakte eindwanden, als functie van de bouwlaag, wanddikte en druksterkte					
bouwlaag	wanddikte in mm	representatieve waarde van de druksterkte van metselwerk in N/mm ²			
		2,0	3,0	4,0	5,0
bovenste	100	23,0	39,0	55,0	71,0
	120	52,0	84,0	-	-
	150	-	-	-	-
op één na bovenste	100	-	16,0	23,0	31,0
	120	23,0	37,0	52,0	68,0
	150	53,0	84,0	-	-
	175	76,0	-	-	-
op twee na bovenste	100	-	-	11,0	14,0
	120	-	21,0	32,0	42,0
	150	30,0	52,0	73,0	95,0
	175	42,0	57,5	-	-
	200	54,0	63,0	-	-
	250	81,0	-	-	-
op drie na bovenste	100	-	-	-	-
	120	-	13,0	21,0	28,0
	150	20,0	36,0	52,0	68,0
	175	31,8	54,5	-	-
	200	43,0	73,0	-	-
	250	56,0	94,0	-	-
	300	74,0	-	-	-
op vier na bovenste	100	-	-	-	-
	120	-	-	-	-
	150	14,0	26,0	39,0	51,0
	175	22,5	40,5	59,0	-
	200	31,0	55,0	79,0	-
	250	41,0	71,0	-	-
	300	54,0	93,0	-	-

Voor tussenliggende waarden mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

Tabel 10

Maximale representatieve waarde van de door de vloer afgedragen belasting voor gebouwen c.q. woningen met een bouwwerkhoogte van 11 tot en met 20 m voor tussenwanden

maximale representatieve waarde van de door de vloer afgedragen belasting $p_t \cdot \lambda = (p_{g,rep} + p_{q,rep}) \cdot \lambda$ in kN/m ¹ bij niet door openingen verzwakte eindwanden, als functie van de bouwlaag, wanddikte en druksterkte					
bouwlaag	wanddikte in mm	representatieve waarde van de druksterkte van metselwerk in N/mm ²			
		2,0	3,0	4,0	5,0
bovenste	100	24,0	38,0	52,0	66,0
	120	40,0	63,0	85,0	-
	150	64,0	99,0	-	-
	175	76,5	-	-	-
	200	89,0	-	-	-
op één na bovenste	100	10,0	17,0	24,0	31,0
	120	17,0	29,0	40,0	52,0
	150	29,0	46,0	64,0	81,0
	175	35,0	55,5	77,0	-
	200	41,0	65,0	90,0	-
op twee na bovenste	250	51,0	81,0	-	-
	100	-	10,0	15,0	19,0
	120	10,0	17,0	25,0	32,0
	150	17,0	29,0	40,0	52,0
	175	20,5	35,0	48,5	58,0
	200	24,0	41,0	57,0	64,0
op drie na bovenste	250	31,0	51,0	72,0	92,0
	300	40,0	66,0	92,0	-
	100	-	-	-	-
	120	-	12,0	17,0	23,0
	150	11,0	20,0	28,0	37,0
	175	13,5	24,0	34,5	45,0
op vier na bovenste	200	16,0	28,0	41,0	53,0
	250	20,0	36,0	51,0	67,0
	300	27,0	47,0	66,0	86,0
	100	-	-	-	-
	120	-	-	-	-
op vier na bovenste	150	-	15,0	22,0	29,0
	175	-	18,0	26,5	35,0
	200	11,0	21,0	31,0	41,0
	250	14,0	26,0	39,0	51,0
	300	19,0	35,0	51,0	67,0

Voor tussenliggende waarden mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

Blanco pagina

4 ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN, BEPAALD CONFORM NEN 6790 (TGB 1990 “STEENCONSTRUCTIES” VAN 1991)

In het voorgaande hoofdstuk zijn tabellen en voorwaarden gesteld ten behoeve van het bepalen van minimale dikten van dragende wanden en voorwaarden, waaronder voor gevels en voor de stabiliteit van bouwconstructies géén berekeningen behoeven te worden uitgevoerd.

Voor onderstaande diktebepaling is gebruik gemaakt van de vereenvoudigde bepaling van respons van op druk en buiging belaste wanden, kolommen en stabiliteitskernen conform NEN 6790, artikelen 10, 11, te weten tweezijdig gesteunde wanden of kolommen met een rechthoekige en een over de hoogte constante eerste orde-excentriciteit e_0 .

Figuur 3 - Schematisering tweezijdig gesteunde wand of kolom

Voor deze wanden mag voor de bepaling van de uiterst opneembare normaalkracht gebruik worden gemaakt van de formule:

$$N'_{u;d} = c \cdot f'_b \cdot b \cdot d$$

waarin:

$N'_{u;d}$ is de rekenwaarde van de bij het optredende buigend moment, uiterst opneembare normaaldrukkraft, in N;

f'_b is de rekenwaarde voor de druksterkte van het metselwerk, volgens tabel 1, cellenbetoneigenschappen;

b is de afmeting van de dwarsdoorsnede, loodrecht op d gemeten, in mm;

d is de totale hoogte van de dwarsdoorsnede, gemeten in de buigingsrichting, in mm;

c is een reductiefactor, volgens navolgende tabel;

e_o is de eerste order excentriciteit; aangehouden wordt 10 mm;

λ is de slankheid; $\lambda = \lambda / d$

λ is de afstand tussen de horizontale ondersteuning, in mm.

Tabel 11 - Waarden van c ¹⁾

e_o / d	waarden van c voor						
	$\lambda = 0$	$\lambda = 5$	$\lambda = 10$	$\lambda = 15$	$\lambda = 20$	$\lambda = 25$	$\lambda = 30$
0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,82	0,53	0,37
0,05	0,86	0,85	0,79	0,68	0,54	0,37	0,26
0,10	0,74	0,72	0,66	0,55	0,40	0,26	0,18
0,15	0,63	0,61	0,55	0,43	0,27	0,17	0,12
0,20	0,54	0,52	0,44	0,30	0,17	0,11	0,07
0,25	0,45	0,43	0,33	0,17	0,10	0,06	0,04
0,30	0,36	0,33	0,20	0,09	0,05	0,03	0,02
0,35	0,27	0,22	0,09	0,04	0,02	0,01	0,01
0,40	0,18	0,10	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00
0,45	0,09	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

$\lambda = 0$ komt overeen met doorsnede-berekening

¹⁾ Voor tussenliggende waarden van λ en e_o / d mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

Bij het opstellen van de ontwerptabellen zoals die hierna zijn opgenomen is aangenomen dat in de dragende wanden een minimale excentriciteit van 10 mm aanwezig is. Deze aanname mag worden gedaan als wordt voldaan aan de aanvullende voorwaarden met betrekking tot de vloerslankheden en de grootte van het toevallig inklemmingsmoment zoals die in artikel 2 van NPR 6791 worden genoemd. Deze aanvullende voorwaarden zijn ook weergegeven in paragraaf 3.2 van dit rapport. Als niet aan deze aanvullende voorwaarden wordt voldaan moet worden aangenomen dat de optredende excentriciteiten groter zijn dan de aangenomen excentriciteit. Deze excentriciteiten moeten dan met een daarvoor geschikte theorie worden bepaald waarna de wand voor de berekende excentriciteit en normaalkracht moet worden getoetst. (zie art. 4.2 pagina 37)

1 Ontwerptabellen van dragende wanden in eengezinswoningen

Bij de berekening zijn de volgende uitgangspunten in acht genomen, te weten:

- algemene belastingsfactor, 1,3;
- Er wordt uitgegaan van twee bouwlagen met een zolderverdieping
- Het eigengewicht van de bedoelde dragende wand wordt in rekening gebracht, te weten: $2,00 \text{ kN/m}^1$ wandlengte
- Bij alle wanden wordt gerekend op een verzwakking van maximaal 20% door de gemiddelde wandbelasting met een factor $1 / 0,8$ te vermenigvuldigen.
- Bij de dimensionering wordt alleen gelet op sterkte.
Eisen ten aanzien van bijvoorbeeld geluidwering kunnen leiden tot zwaardere afmetingen (zie hiervoor het betreffende attest-met-certificaat)
- Er wordt uitgegaan van de veronderstelling dat de vloeren voldoen aan de aanvullende voorwaarden zoals die worden gegeven in artikel 2 van NPR 6791.
- De volgende rekenbelastingen worden gehanteerd:

** Bij toepassing van cellenbetonvloeren:*

dakbelasting:
eigengewicht + veranderlijke belasting 2,00 kN/m²

zoldervloer (dikte = 240 mm):
eigengewicht voer 1,68 kN/m²
afwerking 0,50 kN/m²
separatiewanden < 2 kN/m 0,80 kN/m²
veranderlijke belasting 1,75 kN/m²

4,73 kN/m²

verdiepingsvloer (dikte = 240 mm):
eigengewicht vloer 1,68 kN/m²
afwerking 0,50 kN/m²
separatiewanden < 2 kN/m 0,80 kN/m²
veranderlijke belasting 1,75 kN/m²

4,73 kN/m²

** Bij toepassing van betonvloeren:*

dakbelasting:
eigengewicht + veranderlijke belasting 2,00 kN/m²

zoldervloer (dikte = 200 mm):
eigengewicht betonvloer 4,80 kN/m²
afwerking 0,50 kN/m²
separatiewanden < 2 kN/m 0,80 kN/m²
veranderlijke belasting 1,75 kN/m²

7,85 kN/m²

verdiepingsvloer (dikte is 200 mm):	
eigengewicht verdiepingsvloer	4,80 kN/m ²
afwerking	0,50 kN/m ²
separatiewanden < 2 kN/m	0,80 kN/m ²
veranderlijke belasting	1,75 kN/m ²

	7,85 kN/m ²

** Bij toepassing van kanaalplaten:*

dakbelasting:	
eigengewicht + veranderlijke belasting	2,00 kN/m ²

zoldervloer (dikte is 200 mm):	
eigengewicht vloer	3,75 kN/m ²
afwerking	0,50 kN/m ²
separatiewanden < 2kN/m	0,80 kN/m ²
veranderlijke belasting	1,75 kN/m ²

	6,80 kN/m ²

verdiepingsvloer (dikte = 200 mm):	
eigengewicht vloer	3,75 kN/m ²
afwerking	0,50 kN/m ²
separatiewanden < 2 kN/m	0,80 kN/m ²
veranderlijke belasting	1,75 kN/m ²

	6,80 kN/m ²

Voorbeeld:

Bepaal de wanddikte van een eindwand van een woning op zowel verdieping als beganegrond.

De overspanning van de vloer is 6 m (betonvloer)

De belasting op de bovenste bouwlaag is:

$(0,5 \cdot (2,00 + 7,85) \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,3 =$	51,3 kN
	=====

De factor 1,25 brengt de invloed van eventuele openingen in de wand in rekening. De factor 1,3 is de belastingsfactor voor veranderlijke belastingen in de uiterste grenstoestand bij een bouwwerkhoogte tot 11 m.

Voor de belastingsfactor voor permanente belasting in de uiterste grenstoestand wordt gemakshalve in plaats van de geldende waarde 1,2 ook 1,3 aangehouden.

De belasting op de begane grond bouwlaag is:

$$((0,5 \cdot 9,85 \cdot 6 + 2,00) + (0,5 \cdot 7,85 \cdot 6 + 2,00)) \cdot 1,25 \cdot 1,3 = 92,8 \text{ kN}$$

=====

De uiterste opneembare normaalkracht mag zijn:

$$N'_{u;d} = c \cdot f_b \cdot b \cdot d$$

Bepaal c-waarde uit tabel 11 (zie hoofdstuk 4)

Voor de excentriciteit (e_o) wordt 10 mm aangehouden, daar bij cellenbeton wanden altijd een centreerstrip wordt toegepast op de dragende wand.

t.b.v. 100 mm wand:	$\lambda = 2500 / 100 = 25$;	$e_o / d = 10 / 100 = 0,10$;	$\rightarrow c = 0,26$
t.b.v. 125 mm wand:	$\lambda = 2500 / 125 = 20$;	$e_o / d = 10 / 125 = 0,08$;	$\rightarrow c = 0,46$
t.b.v. 150 mm wand:	$\lambda = 2500 / 150 = 16,7$;	$e_o / d = 10 / 150 = 0,0667$	$\rightarrow c = 0,59$
t.b.v. 175 mm wand:	$\lambda = 2500 / 175 = 14,3$;	$e_o / d = 10 / 175 = 0,0571$	$\rightarrow c = 0,68$
t.b.v. 200 mm wand:	$\lambda = 2500 / 200 = 12,5$;	$e_o / d = 10 / 200 = 0,05$	$\rightarrow c = 0,74$
t.b.v. 250 mm wand:	$\lambda = 2500 / 250 = 10$;	$e_o / d = 10 / 250 = 0,04$	$\rightarrow c = 0,83$
t.b.v. 300 mm wand:	$\lambda = 2500 / 300 = 8,33$	$e_o / d = 10 / 300 = 0,0333$	$\rightarrow c = 0,87$
t.b.v. 350 mm wand:	$\lambda = 2500 / 350 = 7,14$	$e_o / d = 10 / 350 = 0,0286$	$\rightarrow c = 0,90$

Tabel 12 - $N'_{u;d}$: Rekenwaarde uiterst opneembare normaaldrukkracht in kN/m¹ ten behoeve van cellenbetonwanden van woongebouwen < 11 m bouwwerkhoogte.

dikte wand in mm	type cellenbeton			
	G2/400 $f'_b = 1,33 \text{ N/mm}^2$	G3/500 $f'_b = 2,00 \text{ N/mm}^2$	G4/600, G4/700 $f'_b = 2,67 \text{ N/mm}^2$	G5/800 $f'_b = 3,33 \text{ N/mm}^2$
100	34,6	52,0	69,4	86,6
125	76,5	115,0	153,5	191,5
150	117,5	177,0	236,3	294,7
175	158,3	238,0	317,7	396,3
200	196,8	296,0	395,2	492,8
250	276,0	415,0	554,0	691,0
300	347,1	522,0	696,9	896,1
350	419,0	630,0	841,1	1049,0

In bovenstaand voorbeeld is de belasting op de bovenste bouwlaag: 51,3 kN; dat wil zeggen in een 100 mm dikke wand is dit mogelijk in de kwaliteit G3/500 ($51,3 < 52,0$). De belasting op de begane grond is 92,8 kN; dat wil zeggen dat een wanddikte van 100 mm niet toelaatbaar is.

De dikte van de wand moet minimaal 125 mm zijn in de kwaliteit G3/500 ($92,8 < 115,0$) of 150 mm dik in de kwaliteit G2/400 ($92,8 < 117,5$).

Tabel 13 - Minimale wanddikte, situatie 1: Eindwanden

verdieping
(v)

begane grond
(b.g.)

λ

minimale wanddikte in mm													
vloerover- spanning	bouw laag	cellenbetonvloer				betonvloer				kanaalplaatvloer			
		wandkwaliteit				wandkwaliteit				wandkwaliteit			
		G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$\lambda < 7$ m	v	-	-	-	-	125	125	100	100	125	125	100	100
	b.g.	-	-	-	-	150	125	125	125	150	125	125	125
$\lambda < 6,75$ m	v	125	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$\lambda < 6$ m	v	125	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	100
$\lambda < 5,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	100
$\lambda < 5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	100	125	125	125	100
$\lambda < 4,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	125	100	125	125	100	100
$\lambda < 4$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
$\lambda < 3,5$ m	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
$\lambda < 3$ m	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100

Tabel 14 - Minimale wanddikte, situatie 2: Tussenwand-vloeroverspanning aan weerszijden ongelijk

verdieping
(v)

begane grond
(b.g.)

$< \lambda$ λ

$\lambda \leq 7$ m

minimale wanddikte in mm													
vloeroverspanning	bouwlaag	cellenbetonvloer				betonvloer				kanaalplaatvloer			
		wandkwaliteit				wandkwaliteit				wandkwaliteit			
		G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$\lambda < 7$ m	v	-	-	-	-	125	125	125	100	125	125	100	100
	b.g.	-	-	-	-	175	150	125	125	150	150	125	125
$\lambda < 6,75$ m	v	125	100	100	100	125	125	125	100	125	125	100	100
	b.g.	125	125	125	100	175	150	125	125	125	125	125	125
$\lambda < 6$ m	v	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
	b.g.	150	125	125	100	150	150	125	125	150	125	125	125
$\lambda < 5,5$ m	v	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
	b.g.	125	125	125	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$\lambda < 5$ m	v	125	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	100
$\lambda < 4,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	100
$\lambda < 4$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	100	125	125	125	100
$\lambda < 3,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
$\lambda < 3$ m	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100

$e_0 = 10$ mm

belasting op wand is $^{5/8} Q \cdot \lambda$

Tabel 15 - Minimale wanddikte, situatie 2: Tussenwand-vloeroverspanning aan weerszijden gelijk

verdieping
(v)

begane grond
(b.g.)

$1/2 \lambda$ $1/2 \lambda$

$\lambda \leq 7 \text{ m}$

minimale wanddikte in mm													
Vloerover- Spanning	bouw laag	cellenbetonvloer				betonvloer				kanaalplaatvloer			
		wandkwaliteit				wandkwaliteit				wandkwaliteit			
		G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$\lambda < 7 \text{ m}$	v	-	-	-	-	125	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	-	-	-	-	125	125	100	100	125	125	100	100
$\lambda < 6,75 \text{ m}$	v	100	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
$\lambda < 6 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
$\lambda < 5,5 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$\lambda < 5 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$\lambda < 4,5 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$\lambda < 4 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
$\lambda < 3,5 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
$\lambda < 3 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

$e_0 = 0 \text{ mm}$

belasting op wand is $^{5/8} \cdot Q \cdot \lambda$

4.1.1 Ontwerptabellen voor dragende wanden in woongebouwen

De minimale wanddikte van dragende wanden in de categorie woongebouwen van 11 tot en met 20 m wordt bepaald door de verschillende op de NPR 6791: 1991 gebaseerde "basisgevallen". Bij de berekening van de ontwerptabellen zijn de volgende uitgangspunten in acht genomen, te weten:

- Er wordt gerekend met vijf bouwlagen
- De belasting van het dak wordt gelijkgesteld aan die voor de vloeren.
- Het eigengewicht van de bedoelde dragende wand is gesteld op 2,00 kN/m¹ wandlengte.
- Bij alle wanden wordt gerekend op een verzwakking van maximaal 20% door de gemiddelde wandbelasting met een factor $1 / 0,8 = 1,25$ te vermenigvuldigen.
- De verdiepinghoogte is 2500 mm.
- Bij de dimensionering wordt alleen gelet op sterkte.
Eisen ten aanzien van bijvoorbeeld geluidswering kunnen leiden tot zwaardere afmetingen (zie hiervoor het desbetreffende attest-met-certificaat).

DE STABILITEIT DIENT PER PROJECT TE WORDEN BEZIEN

Voorbeeld:

Situatieschets

bovenste bouwlaag

op één na bovenste laag

op twee na bovenste laag

op drie na bovenste laag

op vier na bovenste laag

$$\lambda \leq 6 \text{ m}$$

$$\lambda \leq 6 \text{ m}$$

- De vloerbelasting p_t bestaat uit het eigengewicht van de vloer + de veranderlijke belasting
 $p_{g;rep} + p_{q;rep} = < 7 \text{ kN/m}^2$
- De overspanning aan beide zijden van het tussensteunpunt $\lambda < 6 \text{ m}$.

Bepaal de wanddikte van het tussensteunpunt:

De belasting per bouwlaag is: $(7,00 \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,35 = 74,3 \text{ kN}$

- De factor 1,25 brengt de invloed van eventuele openingen in de wand in rekening

- De factor 1,35 wordt aangenomen als de gemiddelde belastingsfactor van de belastingsfactor voor veranderlijke belastingen in de uiterste grenstoestand bij een bouwwerkhoogte van 11 tot en met 20 m en de belastingsfactor voor permanente belastingen in de uiterste grenstoestand.

De uiterst opneembare normaalkracht is

$$N'_{u;d} = c \cdot f'_b \cdot b \cdot d$$

Bepaal c-waarde uit tabel 11 (zie hoofdstuk 4)

Voor de excentriciteit (e_o) wordt 10 mm aangehouden, daar bij cellenbeton wanden altijd een centreerstrip wordt toegepast op de dragende wand.

t.b.v. 100 mm wand:	$\lambda = 2500 / 100 = 25$;	$e_o / d = 10 / 100 = 0,10$;	→ c = 0,26
t.b.v. 125 mm wand:	$\lambda = 2500 / 125 = 20$;	$e_o / d = 10 / 125 = 0,08$;	→ c = 0,46
t.b.v. 150 mm wand:	$\lambda = 2500 / 150 = 16,7$;	$e_o / d = 10 / 150 = 0,0667$	→ c = 0,59
t.b.v. 175 mm wand:	$\lambda = 2500 / 175 = 14,3$;	$e_o / d = 10 / 175 = 0,0571$	→ c = 0,68
t.b.v. 200 mm wand:	$\lambda = 2500 / 200 = 12,5$;	$e_o / d = 10 / 200 = 0,05$	→ c = 0,74
t.b.v. 250 mm wand:	$\lambda = 2500 / 250 = 10$;	$e_o / d = 10 / 250 = 0,04$	→ c = 0,83
t.b.v. 300 mm wand:	$\lambda = 2500 / 300 = 8,33$	$e_o / d = 10 / 300 = 0,0333$	→ c = 0,87
t.b.v. 350 mm wand:	$\lambda = 2500 / 350 = 7,14$	$e_o / d = 10 / 350 = 0,0286$	→ c = 0,90

Tabel 16 - $N'_{u;d}$: Rekenwaarde uiterst opneembare normaaldrukkracht in kN/m¹ ten behoeve van cellenbetonwanden van woongebouwen < 11 m bouwwerkhoogte.

dikte wand in mm	type cellenbeton			
	G2/400 $f'_b = 1,33 \text{ N/mm}^2$	G3/500 $f'_b = 2,00 \text{ N/mm}^2$	G4/600, G4/700 $f'_b = 2,67 \text{ N/mm}^2$	G5/800 $f'_b = 3,33 \text{ N/mm}^2$
100	34,6	52,0	69,4	86,6
125	76,5	115,0	153,5	191,5
150	117,5	177,0	236,3	294,7
175	158,3	238,0	317,7	396,3
200	196,8	296,0	395,2	492,8
250	276,0	415,0	554,0	691,0
300	347,1	522,0	696,9	896,1
350	419,0	630,0	841,1	1049,0

In navolgende tabellen zijn de diverse dikten per bouwlaag opgegeven.

Tabel 17 - Minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning ≤ 6 m aan weerszijden gelijk,

$$p_t < 7 \text{ kN/m}^2$$

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	150	125	125	125
op één na bov. Bouwl.	200	175	150	125
op twee na	300	200	175	150
op drie na	350	240	200	175
op vier na	-	300	240	200

$$\lambda \leq 6 \text{ m} \quad \lambda \leq 6$$

m

Tabel 18 - Minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning ≤ 5 m aan weerszijden gelijk,

$$p_t < 7 \text{ kN/m}^2$$

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	150	125	125	125
op één na bov. Bouwl.	175	150	150	125
op twee na	240	175	150	150
op drie na	300	240	175	175
op vier na	350	240	200	175

$$\lambda \leq 5 \text{ m} \quad \lambda \leq 5$$

m

belasting op wanden: $5/8 \cdot Q \cdot \lambda$

Tabel 19 - Minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning ≤ 8 m aan weerszijden ongelijk,

$$p_t < 7 \text{ kN/m}^2$$

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125	100	100
op één na bov. Bouwl.	175	150	125	125
op twee na	200	175	150	125
op drie na	240	200	175	150
op vier na	300	240	175	175

$< \lambda$ λ

$\lambda \leq 8 \text{ m}$

Tabel 20 - minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning $\leq 6,76$ m aan weerszijden

$$\text{ongelijk, } p_t < 7 \text{ kN/m}^2$$

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	125
op twee na	200	150	150	125
op drie na	240	175	150	150
op vier na	300	200	175	150

$< \lambda$ λ

$\lambda \leq 6,75 \text{ m}$

belasting op wanden: $5/8 \cdot Q \cdot \lambda$

**Tabel 21 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning ≤ 7 m,
 $p_t < 7$ kN/m²**

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	100	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	125
op twee na	175	150	125	125
op drie na	200	150	150	125
op vier na	240	175	150	150

m

$< \lambda$

$\lambda \leq 7$

**Tabel 22 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning $\leq 6,75$ m,
 $p_t < 7$ kN/m²**

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	100	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	100
op twee na	175	150	125	125
op drie na	200	150	150	125
op vier na	240	175	150	150

m

$< \lambda$

$\lambda \leq 6,75$

belasting op wanden: $0,5 \cdot Q \cdot \lambda$

**Tabel 23 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning ≤ 6 m,
 $p_t < 7$ kN/m²**

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	100	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	100
op twee na	150	150	125	125
op drie na	175	150	150	125
op vier na	200	175	150	150

m

$< \lambda$

$\lambda \leq 6$

**Tabel 24 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning ≤ 5 m,
 $p_t < 7$ kN/m²**

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	100	100	100	100
op één na bov. Bouwl.	125	125	100	100
op twee na	150	125	125	125
op drie na	175	150	125	125
op vier na	200	150	150	125

m

$< \lambda$

$\lambda \leq 5,0$

belasting op wanden: $0,5 \cdot Q \cdot \lambda$

4.2 Onywerpen van dragende wanden bepaald conform NEN 6790 (artikel 10.3.2.2. - e_c methode)

In de voorgaande artikelen 4, 4.1, 4.1.1 zijn wanden berekend met een minimale excentriciteit van 10 mm.

Dit wordt verantwoord geacht, wanneer een centreerstrip toegepast wordt op de dragende wand.

Als aangenomen moet worden dat de optredende excentriciteiten groter zijn dan de aangenomen minimale excentriciteiten, dan dienen deze excentriciteiten bepaald te worden. De wanden moeten dan voor de berekende excentriciteiten en de normaalkrachten worden getoetst.

Als een wand voldoende vervormingscapaciteit bezit om de hoekverdraaiing van de vloer, bij de gegeven normaalkracht, in zijn geheel te volgen dan is de wand voldoende sterk.

Om te zorgen dat de wand niet kan uitknikken wordt de wand naast de controle op rotatiecapaciteit, ook getoetst voor de situatie waarbij de voorgeschreven minimale excentriciteit van 10 mm of L/300 constant over de hoogte van de wand aanwezig zijn.

In onderstaand voorbeeld is gebruik gemaakt van de e_c -methode conform art. 10.3.2.1 (NEN 6780)

Voorbeeld: conform voorbeeld art. 4.1. blz.26

De normaalkracht N'_d op de beganegrond bouwlaag is 92,8 kN/m

De wanddikte wordt gesteld op 125 mm, kwaliteit G3/500

De rekenwaarde van de druksterkte bij de gegeven kwaliteit f_b is 2,0 N/mm²

berekening:

De voorgeschreven minimale excentriciteit e_0 volgens art 10.3.2.2 (NEN 6790) is gelijk aan L/300 = 2500/300 = 8,3 mm (minimaal is 10 mm)

Voor de toeslagexcentriciteit e_c volgens art. 10.3.2.2 geldt:

$$e_c = 4,5 \cdot d \left(L / 100 \cdot d \right)^2 = 4,5 \cdot 125 \left(2500 / 100 \cdot 125 \right)^2 = 22,5$$

$$e_t = e_0 + e_c = 10 + 22,5 = \underline{\underline{32,5}} \text{ mm}$$

Bij het toetsen van een dragende wand is van belang of de optredende excentriciteit van de normaalkracht, bij de gegeven normaalkracht door de doorsnede kan worden opgenomen. De uiterst opneembare excentriciteit e_u kan als volgt worden bepaald.

Bij de gegeven normaalkracht geldt voor e_u :

$$e_u = 0,5 \cdot d - 0,55 \left(N'_d / (b \cdot f_b) \right) = 0,5 \cdot 125 - 0,55 \cdot (92,8 \cdot 10^3) / (1000 \cdot 2,0) = \underline{\underline{36,98}} \text{ mm}$$

Het verband tussen σ' en ε' conform het diagram art. 9.5 NEN 6790

De optredende excentriciteit e_t is kleiner dan de opneembare excentriciteit e_u .

De conclusie is: De wand is voldoende sterk!

**Tabel 25 - Minimale wanddikte, situatie 1: Eindwanden (e_c -methode)
Belastingen conform belastingen tabel 13**

verdieping
(v)

begane grond
(b.g.)

λ

minimale wanddikte in mm													
vloerover- spanning	bouw laag	cellenbetonvloer				betonvloer				kanaalplaatvloer			
		wandkwaliteit				wandkwaliteit				wandkwaliteit			
		G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$\lambda < 7$ m	v	-	-	-	-	125	125	125*	100	125	125	100	100
	b.g.	-	-	-	-	150	125	125	125	150	125	125	125
$\lambda < 6,75$ m	v	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125*	100	100
	b.g.	125	125	125*	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$\lambda < 6$ m	v	125	100	100	100	125	125*	100	100	125	125*	100	100
	b.g.	125	125	125*	100	150	125	125	125	150	125	125	125*
$\lambda < 5,5$ m	v	125*	100	100	100	125	125*	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	125*	100	150	125	125	125	150	125	125	125*
$\lambda < 5$ m	v	125*	100	100	100	125	125*	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125*	125	125	125	100
$\lambda < 4,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125*	100	100	125	125	125	100	125	125	125*	100
$\lambda < 4$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	125*	100	100	125	125	125*	100	125	125	100	100
$\lambda < 3,5$ m	v	100	100	100	100	125*	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125*	100	100
$\lambda < 3$ m	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125*	100	100	100	125	125*	100	100	125	125*	100	100

*) Afwijkend t.o.v. tabel 13

**Tabel 26 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning ≤ 7 m,
 $p_t < 7$ kN/m² (e_c - methode)
 belastingen conform belastingen tabel 21**

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125*	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	125
op twee na	175	150	125	125
op drie na	200	175*	150	125
op vier na	240	200*	150	150

$< \lambda$ $\lambda \leq 7$

m

*) afwijkend t.o.v. tabel 21

**Tabel 27 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning $\leq 6,75$ m,
 $p_t < 7$ kN/m² (e_c - methode)
 belastingen conform belastingen tabel 22**

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125*	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	100
op twee na	175	150	125	125
op drie na	200	175*	150	125
op vier na	240	175	150	150

$< \lambda$ $\lambda \leq 6,75$

m

*) afwijkend t.o.v. tabel 22

belasting op wanden: $0,5 \cdot Q \cdot \lambda$

**Tabel 28 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning ≤ 6 m,
 $p_t < 7$ kN/m² (e_c - methode)
 belastingen conform belastingen tabel 23**

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	100	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	100
op twee na	175*	150	125	125
op drie na	175	150	150	125
op vier na	240*	175	150	150

< λ $\lambda \leq 6$ m

*) afwijkend t.o.v. tabel 23

**Tabel 29 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning ≤ 5 m,
 $p_t < 7$ kN/m² (e_c - methode)
 belastingen conform belastingen tabel 24**

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125*	100	100	100
op één na bov. Bouwl.	125	125	125*	100
op twee na	150	125	125	125
op drie na	175	150	125	125
op vier na	200	150	150	125

< λ $\lambda \leq 5,0$

m

*) afwijkend t.o.v. tabel 24

belasting op wanden: $0,5 \cdot Q \cdot \lambda$

4.3 Stabiliteit vancellenbetonconstructies

Voor het verzekeren van de stabiliteit van cellenbetonconstructies zijn twee constructieonderdelen van belang:

- de vloeren; de horizontale schijven
- de stabiliteitswanden; de verticale schijven

De horizontale schijven zorgen dat alle horizontale belastingen die op het gebouw worden uitgeoefend - deze belastingen kunnen worden veroorzaakt door wind, maar ook door scheefstand van constructieonderdelen - naar de verticale schijven kunnen worden afgevoerd.

De verticale schijven moeten de horizontale belastingen vervolgens afdragen naar de fundering.

De vloeren van cellenbeton bestaan uit losse geprefabriceerde elementen die dus een schijf moeten vormen. De vloeren worden derhalve onderling gekoppeld door een volgestorte voeg. Bij een rij woningen mag worden aangenomen dat de schijfwerking*) van de vloer in dit soort gevallen voldoende zal zijn.

*) volgens CUR-rapport 136 (par. 5.1) behoeft voor eengezinswoningen de schijfwerking niet te worden gecontroleerd.

Kenmerkend voor wanden die worden vervaardigd uit cascopanelen is dat in de wanden geen lintvoegen aanwezig zijn. Bouwen met YTONG cascopanelen is dus niet direct te vergelijken met het traditionele metselwerk (er is geen metselverband aanwezig). Het feit dat het ambachtelijk aspect van metselwerk bij cascopanelen achterwege blijft heeft Adviesbureau ir. J.G. Hageman het volgende voorgesteld:

De materiaaleigenschappen zoals de verschillende sterkten kunnen worden bepaald met behulp van Ontw. NEN 6752.

Voor de rekenregels en toetsing van de doorsnedecapaciteit kan gebruik worden gemaakt van de NEN 6790 en de NPR 6791.

Van belang is de sterkte van de verticale lijmvoeg t.b.v. het overbrengen van de schuifkrachten.

Dit is het geval bij toepassing van stabiliteitswanden, en als de windbelasting in horizontale richting moet worden afgedragen.

Uit TNO proeven is gebleken dat een deugdelijk uitgevoerde lijmverbinding in staat is een stijve en sterke verbinding tussen kern (penant) en bouwmuur te bewerkstelligen.

Stabiliteit:

In eerdere publicaties van YTONG werd bij het toetsen van de stabiliteit geen rekening gehouden met het tweede-orde effect.

Gesteld werd dat als er aan een aantal voorwaarden werd voldaan er bij het toetsen van de stabiliteit van een constructie niet hoeft te worden uitgegaan van het aanpendelen van de niet gestabiliseerde constructie.

Voorwaarden werden gesteld aan:

- de kernen
- het raamwerk
- de vloeren

Bureau Hageman stelt echter voor, dat als bij het beschouwen van de stabiliteit van cellenbetonconstructies het tweede-orde effect achterwege wordt gelaten, er met behulp van de theorie van het neutrale raamwerk moet worden aangetoond dat er daadwerkelijk geen aanpendeling van de bouwmuren aan de stabiliteitskernen optreedt.

In de volgende paragraaf is een voorbeeld berekening opgenomen voor een rij

eengezinswoningen waarbij de stabiliteit wordt ontleend aan kleine stijve kernen en waarbij wordt aangetoond dat er geen tweede-orde effect optreedt door aanpendeling van de bouwmuren.

4.3.1 Rekenvoorbeeld

Overzicht van de beschouwde rij woningen

Vloeren:	YTONG cellenbeton dik 240 mm, kwal. GB4/600
Ankerloze scheidingswand	YTONG cellenbeton afm. 150 - 50 -150 mm
Binnenspouwblad kopgevel	YTONG cellenbeton dik 150 mm
penanten in langsgevel	YTONG cellenbeton dik 150 mm

De stabiliteit van deze twee woningen wordt gecontroleerd aan de hand van de theorie zoals omschreven in CUR rapport 94 - 4.

Veiligheidsklasse 2

De volgende gewichten zijn in de berekening aangehouden:

Vloer:	eigengewicht	1,62 kN/m ²	(6,75 kN/m ³)
	scheidingswanden	0,30 kN/m ²	
	afwerking	1,00 kN/m ²	
		2,92 kN/m ²	
Dak:	eigengewicht	0,65 kN/m ²	
Wanden	bouwmuur/penant		
	dik 150 mm	1,01 kN/m ²	

In de berekening wordt de maatgevende belastingscombinatie met de maximale horizontale kracht en de minimale verticale belasting beschouwd:

$$0,9 G_{\text{rep}} + 1,3 Q_{\text{wind;rep}}$$

Voor de toegepaste cellenbeton (zie tabel 1) geldt:

$$\begin{aligned} f_b &= 2,7 \text{ N/mm}^2 \\ f_{vd} &= 0,188 \text{ N/mm}^2 && \text{voor cellenbeton} \\ f_{vvd} &= 0,125 \text{ N/mm}^2 && \text{voor de voegen} \end{aligned}$$

Belastingen:

De belastingen t.g.v. de wind:

Windgebied II, bebouwd

$$\begin{aligned} p_w &= 0,56 \text{ kN/m}^2 \\ C_{\text{dim}} &= 0,95 \\ C_{\text{index}} &= 0,8 + 0,4 = 1,2 \\ p_{\text{rep}} &= 0,95 \cdot 1,2 \cdot 0,56 = 0,64 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Rekenwaarde van de windbelasting op de tweede verdiepingvloer:

$$\begin{aligned} F_{w;2;d} &= \gamma \cdot D \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot V_2 + \frac{1}{2} \cdot V_1 \right) p_w \\ &= 1,3 \cdot 9 \left(\frac{1}{2} \cdot 3,0 + \frac{1}{2} \cdot 2,7 \right) 0,64 = 21,3 \text{ kN} = \\ Q_{p2} &= 5,3 \text{ kN per penant (4 penanten; 2 per won.)} \end{aligned}$$

Rekenwaarde van de windbelasting op de eerste verdiepingvloer:

$$\begin{aligned} F_{w;1;d} &= \gamma \cdot D \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot V_0 + \frac{1}{2} \cdot V_1 \right) p_w \\ &= 1,3 \cdot 9 \left(\frac{1}{2} \cdot 2,7 + \frac{1}{2} \cdot 2,7 \right) 0,64 = 20,2 \text{ kN} = \\ Q_{p1} &= 5,0 \text{ kN per penant (4 penanten; 2 per won.)} \end{aligned}$$

Controle van de sterkte:

Gewicht van de penant is gelijk aan:

$$\begin{aligned} G_d &= (V_0 + V_1) dk \cdot b \cdot sg \cdot 0,9 \\ &= 5,4 \cdot 0,855 \cdot 0,15 \cdot 6,75 \cdot 0,9 = 4,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bepaling van de maximaal te activeren schuifkracht T_d:

Beschikbaar in de bouwmuur:

uit dakvlak: $0,9 \cdot (L / 2) \cdot S \cdot eig$
 $0,9 \cdot 5,4 / 2 \cdot 5,41 \cdot 0,65 = 8,5 \text{ kN}$

uit topdriehoek: $0,9 \cdot (b1 \cdot V2 - b2 \cdot h2) / 2 \cdot eig =$
 $0,9 \cdot (4,5 \cdot 3 - 0,6 \cdot 0,8) / 2 \cdot 1,01 = 5,9 \text{ kN}$

uit vloeren: $0,9 \cdot (b3 + b4) \cdot 0,5 \cdot L \cdot eig =$
 $0,9 \cdot (3,9 + 1,96) \cdot 0,5 \cdot 5,4 \cdot 2,92 = 41,8 \text{ kN}$

uit wanden: $0,9 \cdot (V0 + V1) \cdot b3 \cdot 0,5 \cdot eig =$
 $0,9 \cdot (2,7 + 2,7) \cdot 3,9 \cdot 0,5 \cdot 1,01 = \frac{9,7 \text{ kN}}{T_d}$
 $65,9 \text{ kN}$

opm.: $b3 = \frac{2}{3} \cdot h$

Controle schuifkracht penant - bouwmuur.

Volgens Stupré rapport 32 bijlage II kan de eerste verdiepingvloer deувелwerking overdragen.

Voor een vloer van cellenbeton moet deze waarde gesteld worden op 20 kN. Het restant moet worden opgenomen door de voeg tussen bouwmuur en penant.

Deze voeg kan de volgende kracht overbrengen:

$$F_{v,u;voeg} = (V_0 + V_1) \cdot b \cdot f_{wd} = 5,4 \cdot 0,15 \cdot 0,125 \cdot 10^3 = 101,25 \text{ kN}$$
$$\begin{array}{r} \text{deувелwerking van cellenbetonvloer} \\ \hline = 30,00 \text{ kN} \\ 131,25 \text{ kN} \end{array}$$

De sommatie van de capaciteit van de voeg en de eerste verdiepingvloer is groter dan de beschikbare normaalkracht.

De beschikbare normaalkracht is dus maatgevend.

Eisen aan de kern:

Berekening van de benuttingsgraad:

$$\alpha = (T_d + G_d) / (b \cdot d_k \cdot f_b) = (65,9 + 4,2) \cdot 10^3 / (150 \cdot 855 \cdot 2,7) = 0,202$$

Berekening van het moment in de uiterste grenstoestand t.g.v. verschillende belastingen:

$$M_d = Q_{p2} \cdot (V_0 + V_1) + Q_{p1} \cdot V_0 - T_d \cdot (d_k - d) / 2 =$$
$$5,3 \cdot 5,4 + 5,0 \cdot 2,7 - 65,9 \cdot (0,855 - 0,15) / 2 = 19,1 \text{ kNm}$$

Berekening van de momentcapaciteit van de penant in de uiterste grenstoestand

$$M_u = 0,4 \alpha (1 - \alpha) \cdot b \cdot d_k^2 \cdot f'_d$$
$$0,4 \cdot 0,202 (1 - 0,202) \cdot 150 \cdot 855^2 \cdot 2,7 \cdot 110^{-6} = 19,12 \text{ kNm}$$

$$M_u > M_d$$

Controle horizontale schuifkracht penant - fundering:

$$\tau_d = (Q_{p2} + Q_{p1}) / (b \cdot d_k) = (5,3 + 5,0) \cdot 10^3 / (150 \cdot 885) = 0,08 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,125 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d = f_{vd} + 0,2 N'_d/A$$

De penanten zijn voldoende sterk!

Controle verplaatsingseis

Bij de berekening van de rotatiestijfheid van de fundering wordt aangenomen dat deze gelijk is aan:

$$C = \frac{3 EI}{L}$$

waarin:

EI is de buigstijfheid van de niet onderheide funderingsbalk onder de langsgevel

$$E_f = 3,6 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{bron VBC 1995, tabel 15})$$

I = $1/12 \cdot b \cdot h^3 = 0,35 \cdot 0,45^3 / 12 = 2,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ (afm. Funderingsbalk 350 . 450 - B25)

$$EI = 3,6 \cdot 2,66 \cdot 10^3 = 9,57 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2$$

L is de overspanning tussen de niet onderheide funderingsbalken onder de bouwmuren

$$L = 5,75 \text{ m}$$

$$C = 3 \cdot 9,57 \cdot 10^3 / 5,75 = 4992 \text{ kNm/rad}$$

De stijfheid van de penanten in de uiterste grenstoestand kan volgens CUR-rapport 94-4 worden benaderd met de volgende formule:

$$EI = 150 \cdot f_b \cdot b \cdot d_k^3 = 150 \cdot 2700 \cdot 0,15 \cdot 0,855^3 = 37970,35 \text{ kNm}^2$$

Berekening van de optredende uitbuiging:

Schema

Verplaatsing t.p.v. de eerste verdiepingsvloer:

$$\delta_1 = \frac{(F_{w;1;d} + F_{w;2;d}) V_0^3}{3 EI} + \frac{F_{w;2;d} \cdot V_1^3}{2 EI} + \frac{(F_{w;2;d} \cdot (V_0 + V_1) + F_{w;1;d} \cdot V_0)}{C_v} V_0$$
$$\delta_1 = \frac{(5,0 + 5,3) 2,7^3}{3 \cdot 37,9 \cdot 10^3} + \frac{5,3 \cdot 2,7^3}{2 \cdot 37,9 \cdot 10^3} + \frac{5,3 \cdot (2,7 + 2,7) + 5,0 \cdot 2,7}{4992,07} \cdot 2,7 = 0,026 \text{ m}$$

$$\phi_1 = \frac{(F_{w;1;d} + F_{w;2;d}) \cdot V_0^2}{2 EI} + \frac{F_{w;2;d} \cdot V_1^2}{EI} + \frac{(F_{w;2;d} \cdot (V_0+V_1) + F_{w;1;d} \cdot V_0)}{C_v}$$

$$\phi_1 = \frac{(5,0 + 5,3) \cdot 2,7^2}{2 \cdot 37,9 \cdot 10^3} + \frac{5,3 \cdot 2,7^2}{37,9 \cdot 10^3} + \frac{(5,3 \cdot (2,7+2,7) + 5,0 \cdot 2,7)}{4992} = 0,0105 \text{ rad}$$

Verplaatsing ter plaatse van de tweede verdiepingvloer:

$$\delta_{top} = \delta_1 + \phi_1 \cdot V_1 + \frac{F_{w;2;d} \cdot V_1^3}{3 EI}$$

$$= 0,026 + 0,0105 \cdot 2,7 + \frac{5,3 \cdot 2,7^3}{3 \cdot 37,9 \cdot 10^3} = 0,055 \text{ m}$$

$$\delta_2 = \delta_{top} - \delta_1 = 0,055 - 0,026 = 0,029 \text{ m}$$

Berekening van de uiterste verplaatsing van de dragende wanden:

Beschouwing van de eerste verdieping:

N' _d :	dak:	0,9 · ½ L · eig.dak · S / ½ D	
		0,9 · 2,7 · 0,65 · 5,41 / 4,5 =	1,90 kN/m
	wand:	0,9 · eig.wand · V ₂ / 2	
		0,9 · 1,01 · 3 / 2 =	1,37 kN/m
	vloer:	0,9 · ½ L · eig.vloer	
		0,9 · 2,7 · 2,92 =	<u>7,10 kN/m</u>
			10,36 kN/m

G _d (wand) :	V ₁ · eig.wand	
	2,7 · 1,01 =	2,73 kN/m

$$e_1 = 0 \text{ mm}$$

(toelichting: de vloerplaten zijn over de gehele dikte van de wand opgelegd)

$$\lambda = V_1 / d = 2,7 / 0,150 = 18$$

$$\alpha = \frac{G_d + N'_d}{f'_d \cdot b \cdot d} = \frac{(2,73 + 10,36) \cdot 10^3}{2,7 \cdot 1000 \cdot 150} = 0,0323$$

Uit bijgaande grafieken (CUR-rapport 94 - 4 pag. 49,50) volgt dat e_0 gelijk is aan $0,483 \cdot d$

$$e_0 = 0,483 \cdot 150 = 72,47 \text{ mm}$$

$$\delta_u = \frac{e_0 (N'_d + G_d) - e_1 \cdot N'_d}{N'_d + (G_d / 2)} = \frac{72,47 (10,36 + 2,73) - 0}{10,36 + (2,73 / 2)} = 80,92 \text{ mm}$$

De optredende verplaatsing op de eerste verdieping is gelijk aan: 29,3 mm (δ_2)

$$\delta_2 < \delta_u$$

Er treedt op de eerste verdieping dus geen aanpendeling van de belasting op.

Beschouwing van de beganegrond:

N' _d :	boven:	N' _d + G _d = 10,36 + 2,73 =	13,09 kN/m
	1 ^e verdiepingvloer:	0,9 · ½ L · eig.vloer =	<u>7,10 kN/m</u>
			20,19 kN/m

G _d	Wand V _o	2,73 kN/m
----------------	---------------------	-----------

$$e_1 = 0 \text{ mm}$$

$$\lambda = V_o / d = 18$$

$$\alpha = \frac{N'_d + G_d}{f'_b \cdot b \cdot d} = 0,057$$

Uit grafiek volgt dat e_0 is: $0,454 \cdot d = 68,12 \text{ mm}$

$$\delta_u = \frac{e_0 (N'_d + G_d) - e_1 \cdot N'_d}{N'_d + (G_d / 2)} = \frac{68,12 (20,19 + 2,73) - 0}{20,19 + (2,73 / 2)} = 72,44 \text{ mm}$$

De optredende verplaatsing op de beganegrond is gelijk aan: 26,1 mm (δ_1)

$$\delta_1 < \delta_u$$

er treedt dus geen aanpendeling van de belasting op.

Geconcludeerd kan worden dat de optredende verplaatsingen zodanig klein zijn dat de aanname dat geen aanpendeling optreedt, welke is gedaan bij de sterktecontrole, juist is. De rij woningen is stabiel.

FIGUUR 16 - CUR - RAPPORT 94-4

Verklaring van variabelen:

α	is de benuttingsgraad van de wand, $\alpha = N'_d / (b h f'_b)$;
e_1	is de excentriciteit aan één van de twee uiteinden van de beschouwde staaf;
e_0	is de excentriciteit aan het andere uiteinde dan waar e_1 is beschouwd;
h	is de totale hoogte van de betondoorsnede;
b	is de breedte van de betondoorsnede
f'_b	is de rekenwaarde van de druksterkte van de beton
λ	is de slankheid van de beschouwde wand; $\lambda = L/h$
L	is de kniklengte van de wand

Controle berekening kantelveiligheid penanten:

Rekenwaarde van de windbelasting op de tweede verdiepingsvloer ($F_{w;2;d}$) : 21,3 kN (zie pag. 43)

Rekenwaarde van de windbelasting op de eerste verdiepingsvloer ($F_{w;1;d}$) : 20,2 kN (zie pag. 43)

Optredend windmoment M_d :

$$F_{w;2;d} \cdot (V_0 + V_1) + F_{w;1;d} \cdot V_1$$

$$21,3 \cdot 5,4 + 20,2 \cdot 2,7 = 169,40 \text{ kNm}$$

Berekening tegenwerkend moment:

$$M_u = T_d \cdot e_1 \cdot G \cdot e_2$$

N'_d

f'_b

$$e_u = 0,5 d - 0,55$$

b .

$$e_1 = (d_k - \frac{1}{2} d) \cdot 10^{-3} - 0,55 \frac{T_d \cdot 10^3}{(b \cdot f'_b)} \cdot 10^{-3}$$

$$(855 - 75) \cdot 10^{-3} - 0,55 \frac{(65,9 \cdot 10^3)}{(150 \cdot 2,7)} \cdot 10^{-3} = 0,691 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{1}{2} \cdot 705 \cdot 10^{-3} - 0,55 \frac{(3,47 \cdot 10^3)}{(150 \cdot 2,7)} \cdot 10^{-3} = 0,348 \text{ m}$$

$$M_u = 65,9 \cdot 0,691 + 3,47 \cdot 0,348 = 46,71 \text{ kNm} \times 4 \text{ kernen} = 186,8 \text{ kNm} > 169,4 \text{ kNm}$$

(woningen zijn stabiel)

Opmerking

Is het bijvoorbeeld uit bouwkundige overwegingen niet mogelijk om voldoende stabiliteit te realiseren, dan zijn de volgende maatregelen mogelijk:

- toepassing van een groter aantal kernen per woning,
- toepassing van bredere kernen, bijvoorbeeld 2- of 3 paneelskernen,
- toepassing van zwaardere vloeren, waardoor het tegenwerkende moment (M_u) - dank zij de grotere 'bovenbelasting' - wordt vergroot,
- het toepassen van een trekverbinding tussen kern en fundering, eventueel ook tussen kern beganegrond en kern verdieping, waardoor het tegenwerkende moment (M_u) kan vergroot worden met:

$$\Delta M_u = T_a \cdot e_3 \quad , \quad \text{waarin } T_a \text{ is opneembare trekkracht}$$

e_3 is excentriciteit trekkracht T_a t.o.v. kantelpunt A

T_d

G

A

trekverbinding
(T_a)

Bovengenoemde afwijkende gevallen zullen - uitgaande van de algemene richtlijnen - geval voor geval moeten worden berekend.

4.2.3 Ontwerpregels voor het beschouwen van de stabiliteit

Gebaseerd op de hiervoor uitgevoerde voorbeeldberekening zijn een aantal berekeningen uitgevoerd waarbij het aantal woningen in een rij, het windgebied en de voorwaarde bebouwd/onbebouwd zijn gevarieerd.

Uit deze berekeningen is per situatie de benodigde som van de werkzame breedten van de penanten bepaald die nodig is om de stabiliteit van de beschouwde rij woningen te waarborgen.

Analoog aan artikel 3.2.1. van NPR 6791 mag worden aangenomen dat de stabiliteit van een rij eengezinswoningen is gewaarborgd als wordt voldaan aan de volgende voorwaarden:

- a. de eengezinswoningen bestaan uit twee bouwlagen met een gemiddelde verdiepingshoogte van 2,7 meter en een kapverdieping met een maximale hoogte van 4 meter;
- b. de diepte van de woningen is niet groter dan 9,0 meter;
- c. de dragende wanden worden uitgevoerd in cellenbeton cascopanelen met een minimale dikte van 150 mm in de kwaliteit G4/600;
- d. de dragende wanden zijn over de volle hoogte verstijfd door gefundeerde penanten uitgevoerd in cellenbeton cascopanelen, die vol en zat aan de bouwmuur zijn verlijmd en zodat de rekenwaarde van de schuifsterkte van de voeg ten minste $0,125 \text{ N/mm}^2$ bedraagt, de minimale afmeting van de penanten is 300 mm;
- e. de woningen zijn via de vloeren zodanig doorgekoppeld tot eenheden, dat per vloer een horizontale trek- of drukkracht kan worden overgebracht van 6 kN/m , de permanente belasting op de vloeren is tenminste gelijk aan $2,9 \text{ kN/m}^2$ (incl. eig.), de overspanning van de vloeren is tenminste gelijk aan 5,4 m.
- f. de som van de werkzame breedten van de penanten, Σd_p , is per rij en per windrichting ten minste gelijk aan de in de tabel gegeven waarde, de minimale afmeting van een werkzame penant is gelijk aan 0,30 m. De werkzame breedten voor één windrichting zijn in onderstaande figuur weergegeven.

Tabel 30: Som van de benodigde werkzame breedte van penanten d_p

windgebied		type vloer	
	kanaalplaatvloer,	cellenbeton,	
		dikte minimaal 240 mm	e.g. minimaal 3,7 kN/m ²
I	bebouwd	4,0 m	3,4 m
	onbebouwd	6,3 m	5,0 m
II	bebouwd	3,4 m	3,0 m
	onbebouwd	5,2 m	4,3 m
III	bebouwd	2,9 m	2,9 m
	onbebouwd	4,3 m	3,6 m

Werkzame penanten d_p bij wind van links naar rechts

4.3.3 Algemene voorwaarden voor een deugdelijk verband in een (woon) gebouw.

Het verband in een gebouw is nodig om de horizontale krachten t.g.v. windbelasting over te kunnen brengen naar de vloeren en het dak, die dan werkend als stijve schijven, deze krachten weer kunnen overdragen naar de stabiliserende kernen in het gebouw. De stabiliserende kernen hebben dan de taak deze horizontale krachten naar de fundering af te voeren.

Constructief wordt het verband in een gebouw dus geleverd door:

1. de schijfwerking van de vloeren en het dak
2. de verankering van de constructieve wanden (gevels, bouwmuren, kernen) aan vloeren en dak.

*) volgens CUR-rapport 136 (par. 5.1) behoeft voor eengezinswoningen de schijfwerking niet te worden gecontroleerd.

Voorbeeld situatie: Plattegrond vloerveld

De vloeren bestaan uit YTONG vloerplaten, breed 0,75 m, lang 5,40 m. Beide vloeren, zowel verdiepingsvloer en zoldervloer zijn gelijk. De gebouwhoogte is 7 m.

De schijfwerking berust op de boog- met trekband werking.

In X-richting worden twee schijven per vloerveld onderscheiden met een overspanning van 5,40 m en een hoogte van 7,5 m.

In Y-richting worden 2 schijven per vloerveld onderscheiden met een overspanning van 7,5 m en een hoogte van 5,4 m.

Windbelasting

De windbelasting die door de schijven moet worden opgenomen bestaat uitsluitend uit de druk en zuiging op de kopgevels bij wind in de Y-richting en winddruk en zuiging op de langgevels bij wind in de X-richting. Iedere schijf neemt de windbelasting op één verdieping op.

$$\text{druk + zuiging op de kopgevels : } W_1 = D \cdot \frac{1}{2} \cdot H \cdot \gamma_{f,q} \cdot \rho_w (C_d + C_z) \cdot C_{dim}$$

$$\text{wrijving langs het dakvlak : } W_2 = l_x \cdot l_y \cdot \gamma_{f,q} \cdot \rho_w \cdot C_w$$

Aangenomen mag worden dat de wrijving langs de langswanden middels de wanden zelf naar de fundering afgevoerd wordt.

In zowel de X-richting als de Y-richting geldt:

$$q_{w,d} = \gamma_{f,q} \cdot h_{ver} \cdot C_{index} \cdot q_w = 1,3 \cdot 2,7 \cdot (0,8+0,4) \cdot 0,54 = 2,27 \text{ kN/m}$$

Opname windbelasting door schijven

In X-richting

Afmeting van één schijf - overspanning = 5,40 m
 - hoogte = 7,50 m

De inwendige hefboom (z) moet aan de volgende voorwaarden voldoen:

$$z \leq 0,5 \cdot \lambda = 0,5 \cdot 5,40 = 2,70 \text{ m}$$

$$z \leq 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 7,50 = 6,00 \text{ m}$$

$$\text{Stel: } z = 0,4 \cdot 5,40 = 2,16 \text{ m} < 2,70 \text{ m}$$

$$\text{De maximale dwarskracht } T_d = \frac{1}{2} \cdot 5,4 \cdot 2,27 = 6,13 \text{ kN}$$

$$\text{De trekbandkracht } F_d = M/z = 1/8 \cdot 2,27 \cdot 5,4^2 / 2,16 = 3,83 \text{ kN}$$

$$\text{De grootste kracht in de drukboog is: } \sqrt{(6,13^2 + 3,83^2)} = 7,22 \text{ kN}$$

De trekbandkracht wordt opgenomen door de wapening van de cellenbetonplaat. De minimale wapening in plaat is $7\emptyset 5 \text{ mm} = 137 \text{ mm}^2$. De maximaal opneembare trekbandkracht is derhalve:

$$137 \cdot (500 / 1,15) \cdot 10^{-3} = 59,6 \text{ kN}$$

Opname van de schuifkrachten

De langsvogen van de platen moeten in staat zijn de inwendige krachten via schuifkrachten over te brengen.

De trekbandkracht moet dus in alle langsvogen tussen de platen in X-richting, als schuifkracht worden overgebracht.

De maatgevende voeg is die op 0,66 m uit de top van de drukboog ($z = 2,16 - 2 \text{ platen} \cdot 0,75$).

De booghelling bedraagt t.p.v. de voeg: $40,1^\circ$

In de voeg heersen de volgende krachten:

- schuifkracht : 3,83 kN
- normaalkracht : $\tan 40,1^\circ \cdot 3,83 = 3,22$ kN

Door wrijving kan bij een wrijvingscoëfficiënt van 1,0 (wrijvingscoëfficiënt gescheurde voeg) derhalve 3,22 kN worden overgebracht.

Het verschil ($3,83 - 3,22 = 0,61$ kN) dient opgenomen te worden door de oplegbevestiging van de platen.

Door het feit dat alle platen middels lijm bevestigd worden, kan deze resterende kracht gemakkelijk door de lijmvoeg opgenomen worden. De maximaal op te nemen dwarskracht is dan gelijk aan:

$$A_{opl} \cdot f_{wd} = 750 \cdot 150 \cdot 0,125 \cdot 10^{-3} = 14 \text{ kN}$$

De tweede eis die aan de voegen gesteld moet worden is dat de gemiddelde schuifspanning in de voegen niet groter is dan $0,1 \text{ N/mm}^2$. De optredende schuifspanning is gelijk aan de schuifkracht gedeeld door het product van de dikte van de vloer en in dit geval de halve langsvoeglengte:

$$\tau_d = 3,83 \cdot 10^3 / (100 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5400) = 0,007 \text{ N/mm}^2. \text{ De gemiddelde schuifspanning is kleiner dan toelaatbaar.}$$

In Y-richting

In Y-richting zijn voor het opnemen van de belasting twee achterelkaar gelegen schijven beschikbaar. Iedere schijf neemt de helft van de totale belasting op, $\frac{1}{2} \cdot 2,27 = 1,13$ kN/m

Afmetingen van de schijf: overspanning : 7,50 m
hoogte : 5,40 m

De inwendige hefboom (z) wordt gesteld op 1,55 m. ($0,21 \lambda$). Bij deze hefboomsarm grote zal, de schuifkracht in de plaatnaden, die loodrecht op de overspanning staan, eenvoudig opgenomen kunnen worden.

$$z_{max} = 0,5 \cdot \lambda = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m} \\ = 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 5,4 = 4,32 \text{ m}$$

De maximale dwarskracht is: $T_d = \frac{1}{2} \cdot 7,5 \cdot 1,13 = 4,24$ kN

De trekbandkracht is $F_d = M/z = 1/8 \cdot 1,13 \cdot 7,5^2 / 1,55 = 5,13$ kN

De grootste kracht in de drukboog is

$$\sqrt{(4,24^2 + 5,13^2)} = 6,66 \text{ kN}$$

De trekbandkracht wordt opgenomen door de aanwezige koppelwapening, die de gevels met de bouwmuren en de vloeren verbindt (conform art. 12.3 NEN 6790)

Bij toepassing van betonvloeren moet deze koppeling bestaan uit een koppelwapening die, ter plaatse van iedere vloer-wandaansluiting, in de vloer of de wand is opgenomen. Bij monoliete gewapende betonvloeren is de aanwezige verdeelwapening vaak al voldoende.

De doorsnede van deze koppelwapening moet, ongeacht de staalkwaliteit, ten minste bedragen:

- voor woningen (geen woongebouw):

$$A_a = 50 / 3 \cdot (\lambda_1 + \lambda_2)$$

- voor overige gebouwen:

$$A_a = 100 / 3 \cdot (\lambda_1 + \lambda_2)$$

waarin:

λ_1, λ_2 de getalwaarden van de hart-op-hartafstanden van de naast gelegen wanden in meters zijn.

Bij eindwanden geldt dat λ_2 gelijk aan 0 is.

In het beschouwde voorbeeld is de minimale koppeling daarom: $A_a = 50 / 3 \cdot (5,4 + 0) = 90 \text{ mm}^2$.

Standaard worden in het YTONG-bouwsysteem strippen toegepast met de volgende afmetingen:

$$A_a = 50 \cdot 2 = 100 \text{ mm}^2 \quad F_d \text{ max is } 100 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 24 \text{ kN.}$$

Dit is groter dan de optredende kracht in de trekband 5,13 kN.

De verankeringslengte van de koppelwapening: $\lambda_{\text{ank}} \geq 70 \sqrt{A_a} = 70 \cdot 10 = 700 \text{ mm.}$

Voor het inleiden van de krachten uit de schijf op de trekband en de penanten zijn de volgende lijm oppervlakken nodig:

$$\text{Opname trekbandkracht: } L = F_d / (f_{wd} \cdot b) = 2,65 \cdot 10^3 / (0,125 \cdot 150) = 141 \text{ mm}$$

$$\text{Opname dwarskracht: } L = T_d / (f_{wd} \cdot b) = 4,24 \cdot 10^3 / (0,125 \cdot 150) = 226 \text{ mm}$$

Opname schuifkrachten

Evenals bij de afdracht van de krachten in X-richting moeten ook hier de langsvoeegen van de platen in staat zijn de inwendige krachten via schuifkrachten over te brengen.

De maatgevende voeg is de op 0,75 m uit de voet van de drukboog. De langsschuifkracht is gelijk aan de dwarskracht ter plaatse:

$$T_d = 4,24 - 0,75 \cdot 1,13 = 3,39 \text{ kN}$$

$$F_d = 5,13 \text{ kN}$$

Door wrijving kan bij een wrijvingscoëfficiënt van 1,0 (wrijvingscoëfficiënt gescheurde voeg) 5,13 kN worden overgebracht. De gemiddelde schuifspanning in een langsvoeg is gelijk aan $3,39 \cdot 10^3 / (200 \cdot 5400) = 0,004 \text{ N/mm}^2$. Dit is kleiner dan de toelaatbare gemiddelde schuifspanning van $0,1 \text{ N/mm}^2$. Er zijn geen verdere voorzieningen noodzakelijk met betrekking tot de schuifsterkte van de langsvoeegen.

Blanco pagina

5. ONTWERPEN VAN NIET-DRAGENDE WANDEN

De minimale wanddiktes voor de verschillende cellenbetontypes zijn berekend met de volgende uitgangspunten:

- de rekenwaarde voor de buigtreksterkte is ontleend aan tabel op bladzijde 7;
- een verdiepinghoogte tot 3,00 m;
- de op wind belaste wand is tweezijdig (onder- en bovenzijde) gesteund;
- de windbelasting is bepaald conform NEN 6702 (belastingen en vervormingen TGB 1990)

5.1 Windbelasting

Artikel 8.6.1.3 van de NEN 6702 vermeldt dat bouwwerken en onderdelen van bouwwerken moeten zijn berekend op een verdeelde windbelasting. De ongunstigste combinatie van gelijktijdig optredende windbelastingen p_{rep} moet in rekening zijn gebracht. De windbelasting moet als volgt zijn bepaald:

$$p_{rep} = C_{dim} \cdot C_{index} \cdot C_{eq} \cdot \phi_1 \cdot p_w$$

p_{rep} is de windbelasting door winddruk, windzuiging, windwrijving en over- en onderdruk, in kN/m²;

C_{dim} is een factor, die de afmetingen van een bouwwerk in rekening brengt;

C_{index} zijn windvormfactoren; deze kunnen zijn:

C_{pe} voor externe druk of zuiging op vlakken;

$C_{pe;loc}$ voor lokale situaties in vlakken;

C_{pi} voor interne over- of onderdruk;

C_f voor wrijving;

C_t voor een combinatie van voornoemde vormfactoren op een zodanige wijze, dat

de totale

windbelasting als één geheel wordt beschouwd;

C_{eq} is een drukvereffeningsfactor;

ϕ_1 is de vergrotingsfactor, die de dynamische invloed van wind in de windrichting op het bouwwerk in rekening brengt;

p_w is extreme waarde van de stuwdruk.

C_{dim} is een reductiefactor, teneinde in rekening te brengen, dat een bouwwerk van zekere afmetingen de invloed van windvlagen niet tegelijkertijd over de gehele oppervlakte zal ondervinden.

Bovenstaande factor wordt bepaald conform bijlage A.2 van NEN 6702.

De invloed van deze reductie is groter naarmate het gebouw breder en hoger is.

Een gebouw van 10 m hoog en 20 m lang c.q. breed heeft een C_{dim} -factor van 0,95.

Gezien de betrekkelijk geringe reductie wordt in onze berekeningen c.q. tabellen C_{dim} is 1 aangehouden.

C_{dim} is 1 omdat slechts een klein geveldeel wordt beschouwd, geen geheel.

C_{index} is een windvormfactor ten behoeve van winddruk, zuiging, over- en onderdruk en wrijving.

In het algemeen kan bij gesloten gebouwen aangehouden worden:

$$C_{index} = C_{pe} + C_{pi};$$

$$C_{pe} = 0,8 \text{ (druk);}$$

-0,4 (zuiging aan lijzijde);
op vlakken evenwijdig aan de windrichting:
 $C_{pe} = -0,4 \text{ tot } -0,8;$

$$C_{pi} = 0,3 \text{ (overdruk);}$$

-0,3 (onderdruk)

In de meeste gevallen kunnen we dus volstaan met $C_{index} = 0,8 + 0,3 = 1,1$.

C_{eq} is een reductiefactor (drukvereffeningsfactor) voor gevels en dakconstructies, waarbij de grote luchtdoorlatendheid van een laag niet de volledige windbelasting op de betreffende laag zal werken.

De drukvereffeningsfactor kan ook worden toegepast bij buigslappe lagen op een vrijwel dichte onderlaag, zoals bijvoorbeeld een folie op een dakbeschot.

Door verplaatsing van de buigslappe laag ontstaat een onderdruk, waardoor het effect van windzuiging wordt gereduceerd (NEN 6702, artikel 8.6.5. toelichting).

In bovenstaand geval kunnen we denken aan spouwmuren en pannendaken.

Het feit echter, dat de factor afhankelijk is van de lucht doorlatende openingen is het in de praktijk erg verschillend.

In de berekening is derhalve voor C_{eq} de waarde 1 aangehouden.

ϕ_1 is een vergrotingsfactor om de dynamische invloed van de wind in rekening te brengen.

De vergrotingsfactor, bij windbelasting evenwijdig aan de windrichting is gerelateerd aan de afmetingen van een bouwwerken voorts aan de eigen frequentie en dempingsmaat van de trillingsvorm, die door de wind uit de beschouwde richting wordt aangestoten (turbulentie).

De berekening dient plaats te vinden conform bijlage A4 van de NEN 6702.

In afwijking hiervan mag voor ϕ_1 de waarde 1 zijn aangehouden, indien het bouwwerk voldoet aan beide onderstaande voorwaarden:

- de bouwwerkhoogte h is kleiner dan 50 m;
- de verhouding h/b is kleiner dan 5 m; hierin is b de gemiddelde breedte van het bouwwerk loodrecht op de windrichting.

Naar aanleiding van bovenstaande kan worden gesteld, dat in het algemeen voor gebouwen met een hoogte kleiner dan 50 m en een hoogte/breedteverhouding kleiner dan 5 de formule wordt vereenvoudigd tot:

$$p_{rep} = C_{index} \cdot p_w$$

$$C_{index} \text{ is: } 0,8 + 0,3^*) = 1,1$$

*) Over- c.q. onderdruk ten behoeve van onderdelen van het gebouw.

Voor berekeningen van de stabiliteit van de constructie dient ook de zuiging in rekening gebracht te worden.

P_w is de door de wind veroorzaakte stuwdruk en is ontleend aan tabel 10 van de NEN 6702. Ten behoeve van de bepaling van de stuwdruk zijn de gebieden I, II en III onderscheiden, zoals aangegeven in figuur 21 van de NEN 6702 (figuur 2). Ten aanzien van de ligging van bouwwerken moet voor de bepaling van de windbelasting onderscheid zijn gemaakt tussen bouwwerken in bebouwde omgeving en onbebouwde omgeving.

In de NEN 6702 opgenomen termen en definities van "bebouwde omgeving" is het zo, dat in bijna alle gevallen van nieuwbouw hieraan wordt voldaan.

$$P_{wd} = \gamma_{f,q} \cdot p_{rep} \quad (\gamma_{f,q} = 1,3) \quad (\text{artikel 5.1.2 NEN 6702})$$

Tabel 31 - Windbelasting

gebouwhoogte	p_{wd} kN/m ²					
	gebied I		gebied II		gebied III	
	bebouwd	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd
h tot en met 10 m	1,00	1,52	0,84	1,26	0,72	1,04
h tot en met 20 m	1,59	1,84	1,33	1,57	1,13	1,33

p_{wd} = rekenwaarde voor de windbelasting

Figuren, tabellen, behorend bij de bepaling van de windbelasting

Waarden voor de stuwdruk

***Figuur 4 - Verdeling van Nederland in drie gebieden ten aanzien van de te hanteren stuwdruk
(figuur 21 van NEN 6702)***

Figuur 5 - Interpolatie van de stuwdruk bij de overgang tussen twee gebieden

**Tabel 32 - Door wind veroorzaakte extreme waarde van de stuwdruk p_w als functie van de hoogte
boven het aansluitende terrein**

h in m	p_w kN/m ²					
	gebied I		gebied II		gebied III	
	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd	bebouwd
≤ 2	0,64	0,64	0,54	0,54	0,46	0,46
3	0,70	0,64	0,54	0,54	0,46	0,46
4	0,78	0,64	0,62	0,54	0,49	0,46
5	0,84	0,64	0,68	0,54	0,55	0,48
6	0,90	0,64	0,73	0,54	0,59	0,46
7	0,95	0,64	0,78	0,54	0,63	0,46
8	0,99	0,64	0,81	0,54	0,67	0,46
9	1,02	0,64	0,85	0,54	0,70	0,46
10	1,06	0,70	0,88	0,59	0,73	0,50
11	1,09	0,76	0,91	0,64	0,76	0,54
12	1,12	0,81	0,94	0,68	0,78	0,58
13	1,14	0,86	0,96	0,72	0,80	0,61
14	1,17	0,90	0,99	0,76	0,82	0,64
15	1,19	0,94	1,01	0,79	0,84	0,67
16	1,21	0,98	1,03	0,82	0,86	0,70
17	1,23	1,02	1,05	0,85	0,88	0,72
18	1,25	1,05	1,07	0,88	0,90	0,75
19	1,27	1,08	1,09	0,90	0,91	0,77
20	1,29	1,11	1,10	0,93	0,93	0,79
25	1,37	1,23	1,18	1,03	1,00	0,88
30	1,43	1,34	1,24	1,12	1,06	0,95
35	1,49	1,43	1,30	1,20	1,11	1,02
40	1,54	1,50	1,35	1,26	1,15	1,07
45	1,58	1,57	1,39	1,32	1,19	1,12
50	1,62	1,62	1,43	1,37	1,23	1,16
55	1,66	1,66	1,46	1,42	1,26	1,20
60	1,69	1,69	1,50	1,46	1,29	1,24
65	1,73	1,73	1,53	1,50	1,32	1,27
70	1,76	1,76	1,56	1,54	1,34	1,31
75	1,78	1,78	1,58	1,57	1,37	1,33
80	1,81	1,81	1,61	1,60	1,39	1,36
85	1,83	1,83	1,63	1,63	1,41	1,39
90	1,86	1,86	1,65	1,65	1,43	1,41
95	1,88	1,88	1,68	1,68	1,45	1,44
100	1,90	1,90	1,70	1,70	1,47	1,46
110	1,94	1,94	1,74	1,74	1,51	1,50
120	1,98	1,98	1,77	1,77	1,54	1,54
130	2,01	2,01	1,80	1,80	1,57	1,57
140	2,04	2,04	1,83	1,83	1,60	1,60
150	2,07	2,07	1,86	1,86	1,62	1,62

Bij tussengelegen waarden van h mag voor de bepaling van p_w lineair zijn geïnterpoleerd.

5.2 Berekeningswijze en ontwerptabellen voor massieve niet dragende buitenwanden

Voor het toetsen van de gevelwand, samengesteld uit cascopanelen, kan gebruik worden gemaakt van artikel 11.2 van NEN 6790. De gevelwand is immers een niet-dragende wand belast door wind.

Omdat er bij cellenbeton geen verschil is in grootte van de buigtreksterkte van het materiaal bij verschillende richtingen kan, als de bijdrage van de normaalkracht wordt verwaarloosd, de toets voor momenten in alle richtingen worden samengevat als:

$$M_d = M_u$$

waarin:

M_d is de rekenwaarde van het optredend buigend moment t.g.v. de windbelasting.

M_u is de rekenwaarde van het uiterst opneembare moment waarvoor geldt:

$$M_u = f_{bt} \cdot 1/6 b h^2 \gamma_m$$

f_{bt} is de rekenwaarde van de buigtreksterkte van de cellenbeton (langeduur) in N/mm² (tabel 1, bladzijde 7).

b is de afmeting van de beschouwde doorsnede loodrecht op de buigingsrichting, in mm.

h is de afmeting van de beschouwde doorsnede in de buigingsrichting, in mm.

γ_m is de modelfactor volgens artikel 10.4.2 van NEN 6790:

1,3 voor woningen en woongebouwen tot een bouwwerkhoogte van 11 m boven

maaiveld

en voor wanden, waar geen andere belasting aangrijpt dan de windbelasting;

1,0 voor overige gevallen.

Tabel 33 - Minimale dikte massieve enkelbladige niet dragende buitenwand veiligheidsklasse 3 (NEN 6702 Tabel 1,2; $\gamma_{f,q} = 1,5$)

wandhoogte is 2,50 m

gebouw hoogte	gebied I bebouwd				gebied II bebouwd				gebied III bebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	125	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
$h \leq 10$ m	125	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
$h \leq 15$ m	150	125	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$h \leq 20$ m	150	125	125	100	150	125	100	100	125	100	100	100
$h \leq 25$ m	150	125	125	100	150	125	100	100	150	125	100	100
$h \leq 30$ m	175	150	125	100	150	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 35$ m	175	150	125	125	150	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 40$ m	175	150	125	125	175	125	125	100	150	125	100	100

wandhoogte is 2,70 m

minimale diktes	gebied I bebouwd				gebied II bebouwd				gebied III bebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	125	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
$h \leq 10$ m	125	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$h \leq 15$ m	150	125	100	100	150	125	100	100	125	100	100	100
$h \leq 20$ m	175	150	125	100	150	125	100	100	150	125	100	100
$h \leq 25$ m	175	150	125	125	150	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 30$ m	175	150	125	125	175	150	125	100	150	125	125	100
$h \leq 35$ m	175	150	125	125	175	150	125	125	150	125	125	100
$h \leq 40$ m	200	150	150	125	175	150	125	125	150	125	125	100

wandhoogte is 3,00 m

minimale diktes	gebied I bebouwd				gebied II bebouwd				gebied III bebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	150	125	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$h \leq 10$ m	150	125	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
$h \leq 15$ m	175	150	125	100	150	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 20$ m	175	150	125	125	175	150	125	100	150	125	125	100
$h \leq 25$ m	200	150	150	125	175	150	125	125	175	125	125	100
$h \leq 30$ m	200	175	150	125	175	150	125	125	175	150	125	125
$h \leq 35$ m	200	175	150	125	200	150	150	125	175	150	125	125
$h \leq 40$ m	200	175	150	150	200	150	150	125	175	150	125	125

wandhoogte is 2,50 m

minimale diktes	gebied I onbebouwd				gebied II onbebouwd				gebied III onbebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	125	125	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
$h \leq 10$ m	150	125	125	100	150	125	100	100	125	100	100	100
$h \leq 15$ m	150	125	125	100	150	125	100	100	125	125	100	100
$h \leq 20$ m	175	125	125	100	150	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 25$ m	175	150	125	125	150	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 30$ m	175	150	125	125	150	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 35$ m	175	150	125	125	175	150	125	100	150	125	125	100
$h \leq 40$ m	175	150	125	125	175	150	125	100	150	125	125	100

wandhoogte is 2,70 m

minimale diktes	gebied I onbebouwd				gebied II onbebouwd				gebied III onbebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	150	125	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$h \leq 10$ m	150	125	125	100	150	125	100	100	125	125	100	100
$h \leq 15$ m	175	150	125	125	150	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 20$ m	175	150	125	125	175	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 25$ m	175	150	125	125	175	150	125	125	150	125	125	100
$h \leq 30$ m	175	150	125	125	175	150	125	125	150	125	125	100
$h \leq 35$ m	200	150	150	125	175	150	125	125	175	150	125	100
$h \leq 40$ m	200	150	150	125	175	150	125	125	175	150	125	100

wandhoogte is 3,00 m

minimale diktes	gebied I onbebouwd				gebied II onbebouwd				gebied III onbebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	150	125	125	100	150	125	100	100	125	100	100	100
$h \leq 10$ m	175	150	125	125	175	125	125	100	150	125	100	100
$h \leq 15$ m	175	150	125	125	175	150	125	125	150	125	125	100
$h \leq 20$ m	200	150	150	125	175	150	125	125	175	150	125	100
$h \leq 25$ m	200	175	150	125	175	150	125	125	175	150	125	125
$h \leq 30$ m	200	175	150	125	200	150	150	125	175	150	125	125
$h \leq 35$ m	200	175	150	150	200	175	150	125	175	150	125	125
$h \leq 40$ m	200	175	150	150	200	175	150	125	175	150	125	125

5.3 Berekeningswijze niet-dragende binnenspouwbladen

Binnenspouwbladen kunnen worden toegepast in diverse cellenbetonkwaliteiten (zie tabel 1). Voorwaarde is echter, dat de daarbij behorende buigtreksterkte (f_{bt}) niet wordt overschreden (zie tabel 1).

De binnenspouwbladen zijn niet-vloerdragend, maar dienen de windbelasting conform de NEN 6702 te dragen.

De binnenspouwbladen kunnen worden toegepast in diverse hoogtes, mits uit de berekeningen blijkt, dat bij de verschillende cellenbetonkwaliteiten genoemde rekenwaarden (zie tabel 1) niet overschreden worden.

De verankering van het buitenspouwblad aan het binnenspouwblad dient plaats te vinden overeenkomstig de vigerende voorschriften.

Cellenbeton binnenspouwbladen kunnen op twee manieren berekend worden, te weten:

- a de bijdrage van het buitenspouwblad wordt niet verwaarloosd.
- b. de bijdrage van het opnemen van de windbelasting door het buitenspouwblad wordt verwaarloosd;

De binnenspouwbladen worden op de vloer verlijmd of in de specie gezet. Aan de bovenzijde wordt de bevestiging uitgevoerd middels veerankers en een elastische voeg. Borstweringen worden aan beide zijden gedilateerd en verankerd aan de penanten.

5.3.1 Berekening (voorbeeld)

Stel: gebouwhoogte ≤ 9 m.

De windbelasting: ρ_{wd} is: $0,77 \text{ kN/m}^2$ (bebouwd gebied III)

In het voorbeeld is de tussenpenantbreedte $0,30$ m.

Situatie:

Figuur 6 - Aanzicht gevel

De tussen penant wordt berekend als zijnde een tweezijdig gesteunde wand.
 De borstwering daarentegen wordt, gezien de hoogte-afmeting en de manier van inbouwen, als ingeklemd berekend.
 De helft van de windbelasting op het raam wordt door de borstwering opgenomen. De andere helft wordt door de bovenliggende vloer gedragen.

Situatie a (de bijdrage van het buitenspouwblad wordt niet verwaarloosd)

Uitgangspunten:

- Bij de berekening van de krachtverdeling gaan we uit van de E-module verhouding buitenblad : binnenblad
- Het buitenblad is 100 mm dik (baksteen E-module is 3000 N/mm²).
- Het buitenblad dient over tenminste twee bouwlagen door te lopen.
- Beschouwd wordt een niet dragende spouwmuur, waarbij het binnenspouwblad scharnierend aan de vloeren is bevestigd, uitgezonderd de borstweringen.
- De benodigde dikte van het binnenspouwblad wordt bepaald door het spanningscriterium van zowel binnen- als buitenblad.

$$\text{De windbelasting } p_{wd} : Q_{w1} + Q_{w2} = 770 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Verhouding } Q_{w1} : Q_{w2} = E_1 \cdot d_1^3 : E_2 \cdot d_2^3$$

Q_{w1}	=	windbelasting op buitenblad	
Q_{w2}	=	windbelasting op binnenblad	
E_1	=	E-module baksteen buitenblad	: 3000 N/mm ²
d_1	=	dikte buitenblad	: 100 mm
E_2	=	E-module binnenblad (G4/600)	: 2000 N/mm ²
d_2	=	dikte binnenblad	: 100 mm

$$Q_{w1} : Q_{w2} = 3000 \cdot 100^3 : 2000 \cdot 100^3$$

$$Q_{w2} = 2000 \cdot 100^3 / (2000 \cdot 100^3 + 3000 \cdot 100^3) \cdot 770 = 308 \text{ N/m}^2$$

$$Q_{w1} = 770 - 308 = 462 \text{ N/m}^2$$

Berekening borstwering

Momentbepaling binnenblad (borstwering):

$$M \text{ ten gevolge van } Q_{w2} = \frac{1}{2} \cdot 308 \cdot 0,8^2 \cdot 2 = 197,12 \text{ Nm}$$

$$M \text{ ten gevolge van } P_{wd} = 0,8 \cdot \frac{2 \cdot 1,7}{2} \cdot 308 = 418,88 \text{ Nm}$$

$$M_d = 616,00 \text{ Nm}$$

$$M_d = M_u$$

waarin:

M_d is de rekenwaarde van het optredend buigend moment t.g.v. de windbelasting.

M_u is de rekenwaarde van het uiterst opneembare moment waarvoor geldt:

$$M_u = f_{bt} \cdot 1/6 \cdot b \cdot h^2 \cdot \gamma_M$$

f_{bt} is de rekenwaarde van de buigtreksterkte van de cellenbeton (langeduur) in N/mm² (tabel 1, bladzijde 7).

b is de afmeting van de beschouwde doorsnede loodrecht op de buigingsrichting, in mm.

h is de afmeting van de beschouwde doorsnede in de buigingsrichting, in mm.

γ_m is de modelfactor volgens artikel 10.4.2 van NEN 6790:

1,3 voor woningen en woongebouwen tot een bouwwerkhoogte van 11 m boven maaiveld

en voor wanden, waar geen andere belasting aangrijpt dan de windbelasting;
1,0 voor overige gevallen.

$$M_u = 0,64 \cdot 1/6 \cdot 2000 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 2773,33 \text{ Nm} > M_d$$

Momentbepaling buitenblad (borstwering):

$$M \text{ ten gevolge van } Q_{w1} = 0,5 \cdot 462 \cdot 0,8^2 \cdot 2 = 295,68 \text{ Nm}$$

$$M \text{ ten gevolge van } P_{wd} = 0,8 \cdot (0,5 \cdot 1,7 \cdot 2 \cdot 462) = 628,32 \text{ Nm}$$

$$M_d = 924,00 \text{ Nm}$$

Stel: buigtreksterkte metselwerk is 0,22 N/mm²

$$M_u = 0,22 \cdot 1/6 \cdot 2000 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 953,33 \text{ Nm} > M_d$$

Berekening penant binnenspouwblad:

$$M_d = 1/8 \cdot 308 \cdot 2,5^2 \cdot 0,3 = 72,19 \text{ Nm}$$

$$M_u = 0,64 \cdot 1/6 \cdot 300 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 416 \text{ Nm}$$

Berekening penant buitenspouwblad

$$M = 1/8 \cdot 462 \cdot 2,7^2 \cdot 0,3 = 126,30 \text{ Nm}$$

$$M_u = 0,22 \cdot 1/6 \cdot 300 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 143 \text{ Nm}$$

Bovenstaande berekening laat zien dat het buitenspouwblad maatgevend is. Het buitenspouwblad moet een minimale buigtreksterkte hebben van 0,22 N/mm².

Gezien de lage toelaatbare buigtreksterkte en de vele onbekende/onberekenbare factoren, te weten samenspel en E-module van een gemetseld buitenspouwblad, ligt het voor de hand de windbelasting volledig op te laten nemen door het binnenspouwblad.

Situatie b (de bijdrage van het opnemen van de windbelasting door het buitenspouwblad wordt verwaarloosd)

Berekening borstwering (binnenspouwblad)

$$\begin{aligned} M \text{ tengevolge van } p_{wd}: \frac{1}{2} \cdot 770 \cdot 0,8^2 \cdot 2 &= 493 \text{ Nm} \\ M \text{ tengevolge van } P_{wd}: 0,8 \left(2 \cdot \frac{1,7}{2} \right) 770 &= \frac{1047 \text{ Nm}}{1540 \text{ Nm}} \\ M_d = & \\ M_u = &= 2773,33 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Berekening penant (binnenspouwblad)

$$\begin{aligned} M_d = \frac{1}{8} \cdot 770 \cdot 2,5^2 \cdot 0,3 &= 180 \text{ Nm} \\ M_u = &= 416 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Conclusie: Het binnenspouwblad kan de volledige windbelasting dragen.

Voor minimale dikten binnenspouwbladen kunnen de waarden uit tabel 33 aangehouden worden.

6. YTONG-DAK- EN VLOERPLATEN

Algemeen

YTONG-dak- en vloerplaten zijn gewapende dragende elementen ten behoeve van massieve cellenbeton daken en vloeren voor woningen, kantoren, utiliteitsgebouwen enz.

YTONG-vloerplaten kunnen gebruikt worden als beganegrondvloeren en verdiepingsvloeren op diverse niveaus.

Indien noodzakelijk, kunnen dak- en vloerplaten ook horizontale krachten opnemen en derhalve de stabiliteit bevorderen. (zie artikel 4.3.2 Rekvoorbeeld stabiliteitsberekening)

YTONG-dakplaten kunnen gebruikt worden voor diverse dakvormen, vlak, schuin, en kunnen op diverse draagconstructies gemonteerd worden (bijv. op staal, beton, hout, metselwerk)

YTONG-dak- en vloerplaten worden geleverd conform de geldende KOMO Attesten-met-productiecertificaat, gebaseerd op NEN 6752 (TGB 1990 Gewapend cellenbeton)

YTONG-dak- en vloerplaten zijn gewapend met twee gepuntlaste wapeningsnetten, kwaliteit Feb 500, en zijn corrosiewerend behandeld.

Formaten

Lengte	: ≤	6,75 m
Breedten	: ≤	0,75 m (standaardbreedten : 0,75 - 0,625 - 0,60 m)
Dikten	: 0,10 - 0,15 - 0,20 - 0,24 - 0,30 m	

De langskanten van de platen zijn voorzien van een profilering:

bijvoorbeeld: - aan beide zijden twee open groeven die gevuld dienen te worden met zand-cementmortel (1 cement / 3 zand) om wisselwerking te voorkomen. De water-

cement-

factor moet zodanig worden gekozen dat de mortel niet tussen de platen

doorlekt.

- messing en groef.

- vlak met vellingkanten.

Verankering van YTONG-vloerplaten is in normale situaties niet noodzakelijk. Een verankering kan echter nodig zijn, wanneer de stabiliteit van het gebouw middels schijfwerking van de vloer gerealiseerd moet worden.

YTONG-dakplaten dienen aan hun ondersteuning verankerd te worden. Indien de dakplaten door hun eigengewicht voldoende verankering in zich hebben, en geen andere constructieve aspecten een rol spelen, kan een eventuele verankering achterwege blijven.

6.1 Statica

YTONG-dak- en vloerplaten worden berekend conform:

- BRL 0102, BRL 0202 Dak- en vloerconstructies met cellenbetonplaten, waarin opgenomen Ontwerp NEN 6752 (TGB Gewapend cellenbeton)
- NEN 6702 (TGB 1990 Belasting en vervorming)
- KOMO Attest-met-productcertificaat.

Tabel 34 - Rekeningwichten en de daarbij behorende kwaliteiten

rekeningwichten	cellenbetontype	
	GB4/600	GB 3/500
Volumieke massa (droog)	$\leq 600 \text{ kg/m}^3$	$\leq 500 \text{ kg/m}^3$
Rekenwaarde voor het eigengewicht (t.b.v. statische berekening) *)	835 kg/m ³	735 kg/m ³
Rekenwaarde voor de onderliggende constructies	715 kg/m ³	615 kg/m ³
Rekenwaarde voor transport (transportgewicht)	815 kg/m ³	715 kg/m ³

*) Waarden met 20 vol% H₂O.

Ten behoeve van de langeduur doorbuigingsberekening kan worden volstaan met plm. 4 vol. % H₂O t.w.: 675 kg/m³ respectievelijk 575 kg/m³.

6.2. Belastingen

YTONG-dak- en vloerplaten worden berekend op:

- a een permanente belasting
- b een veranderlijke belasting

De grootte van bovenstaande belastingen worden berekend conform de NEN 6702 (TGB 1990 Belasting en vervorming)

6.2.1 Maximale theoretische plaatlengte van vloerplaten

Voor het bepalen van de maximaal theoretische plaatlengte wordt uitgegaan van twee categorieën:

Categorie A: Woningen, woonwagens en logiesverblijven, alsmede daartoe behorende gebouwen, zoals buitenbergingen en garages.

Categorie B: Kantoren, onderwijsgebouwen, gezondheidszorggebouwen en de niet onder A bedoelde ruimten van woongebouwen en logiesgebouwen.

Categorie B': Ten behoeve van de algemene toegankelijkheidssector van belastingcategorie B (gangen en dergelijke)

De berekeningen van YTONG-vloerplaten vinden plaats volgens onderstaande belastingen:

- a eigengewicht
- b afwerkvloer 0,5 kN/m²
- c scheidingswanden 0,8 kN/m² voor wanden ≤ 2 kN/m¹ wand;
- d gelijkmatig verdeelde veranderlijke belasting van:
 - 1,75 kN/m² voor categorie A, ψ is 0,4;
 - 2,50 kN/m² voor categorie B, ψ is 0,5;
 - 3,00 kN/m² voor categorie B', ψ is 0,5.

Tabel 35 - Maximale theoretische plaatlengte (l in mm) voor vloerplaten (gebruikssituatie kamertemperatuur)

plaatdikte in mm	Categorie A	Categorie B	Categorie B'
100	2550	2400	2350
150	3850	3700	3550
200	5150	5000	4850
240	6050	5800	5650
300	6700	6700	6650

Ravelingen

Maximale theoretische plaatlengte in mm voor vloerplaten in de woningbouw (categorie A) met toepassing van hangravelingen.

Situatie 1

2250 raveling
situatie 1a met kolom in het midden

900

situatie 2

sparing ≤ 250 raveling

2100

Tabel 36 - Maximale theoretische plaatlengte (l in mm) voor vloerplaten met ravelingen

plaatdikte (mm)	plaatlengte in mm t.b.v. categorie A		
	situatie 1	situatie 1a	situatie 2
200	4500	4950	5100
240	5300 (5650)*	5900	5800
300	6100 (6700)*	6750	6500

*) platen met extra wapening incl. beugels t.b.v. dwarskracht

NB. Wanneer tussen liggende platen (platen die op de raveling liggen) in de praktijk gerealiseerd

moeten worden met een hogere afwerklaag i.v.m. leidingen badkamerruimte is het aan te bevelen

om deze platen een kleinere dikte te geven.

Voorbeeld: Raveelplaten worden uitgevoerd in 240 mm dik

Tussenliggende platen uitvoeren in 200 mm dik

De afwerkvloer op de tussenliggende platen kan dan $40 + 30 = 70$ mm

bedragen.

Met extra wapening kunnen dan de volgende theoretisch lengten gerealiseerd worden:

Tabel 37

Plaatdikte in mm	situatie 1
240	5500
300	6700

6.2.2 Maximaal theoretisch plaatlengte van dakplaten

Voor het bepalen van de maximaal theoretische plaatlengte wordt uitgegaan van de volgende vijf belastingsgevallen:

- 1 Normale belasting, samengesteld uit:
 - a eigengewicht van de plaat
 - b drie lagen dakbedekking: $0,15 \text{ kN/m}^2$;
 - c veranderlijke belasting: (p_{rep} conform NEN 6702)
2. Normale belasting + $0,25 \text{ kN/m}^2$ (b.v. plafondbelasting)
3. Normale belasting + $0,50 \text{ kN/m}^2$ (b.v. grint belasting)
- 4 Normale belasting + $0,75 \text{ kN/m}^2$
5. Normale belasting + $1,00 \text{ kN/m}^2$

**Tabel 38 - Maximale theoretische plaatlengte (l in mm) voor dakplaten
(gebruikssituatie kamertemperatuur)**

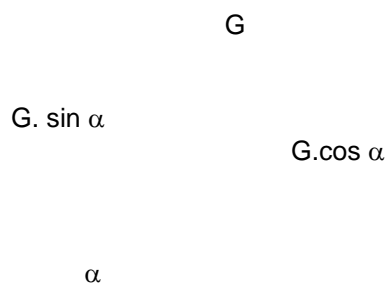
plaatdikte in mm	belastingssituatie				
	1	2	3	4	5
100	3300	3150	3050	2900	2800
150	5000	4800	4650	4500	4350
200	6300	6050	5850	5700	5500
240	6750	6750	6750	6750	6500
300	6750	6750	6750	6750	6750

N.B. Voor de volledige berekeningen, belastingen t.g.v. regenwater, wind, eisen m.b.t. verankering, pasplaten, sparringplaten, overstekken e.d. zie CONSTRUEREN IN YTONG-

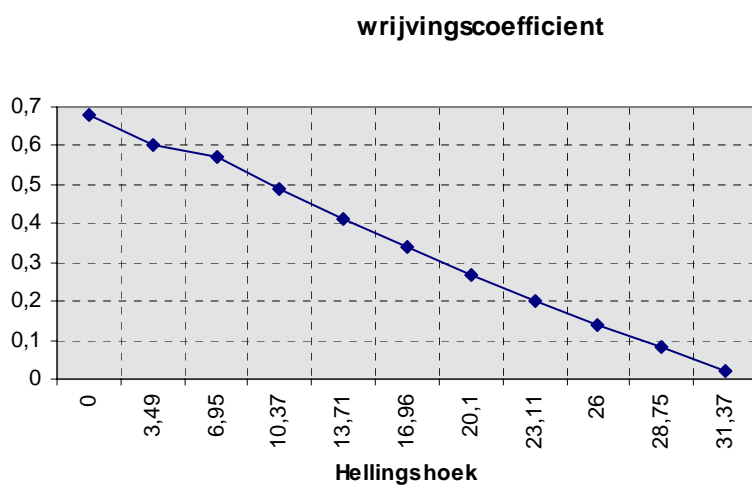
CELLENBETON: Deel 2 Gewapende dak- vloer en wandplaten.

6.2.3 Dakplaten onder een helling gemonteerd.

Om de verankering onder een hellingshoek te bepalen dienen de optredende krachten bepaald te worden.



De wrijvingscoëfficiënt is middels proeven bepaald. In onderstaande grafiek is de ongunstigste situatie aangehouden van cellenbeton op staal.



$$\text{tg } \varphi = 0,67 = 33^\circ$$

voor berekening aanhouden: $\text{tg } \varphi = 0,5 = 27^\circ$

Afschuiving treedt niet op als:

$$\mu_g \cdot G \cdot \sin \alpha \leq (\mu_q \cdot G \cdot \cos \alpha - \mu_q \cdot W) \text{ tg } \varphi ;$$

$$\mu_q = 1,3; \quad \text{tg } \varphi = 0,5$$

$$\mu_g = 0,9$$

Opwaaien treedt niet op als:

$$\mu_q \cdot W \leq \mu_g \cdot G \cdot \cos \alpha$$

Voorbeeld:

Met behulp van de grafieken in de NEN 6702, de figuren 29a, 29b, 29c worden de lokale windfactoren

$C_{pe,loc}$ van de diverse dakvlakken gevonden.

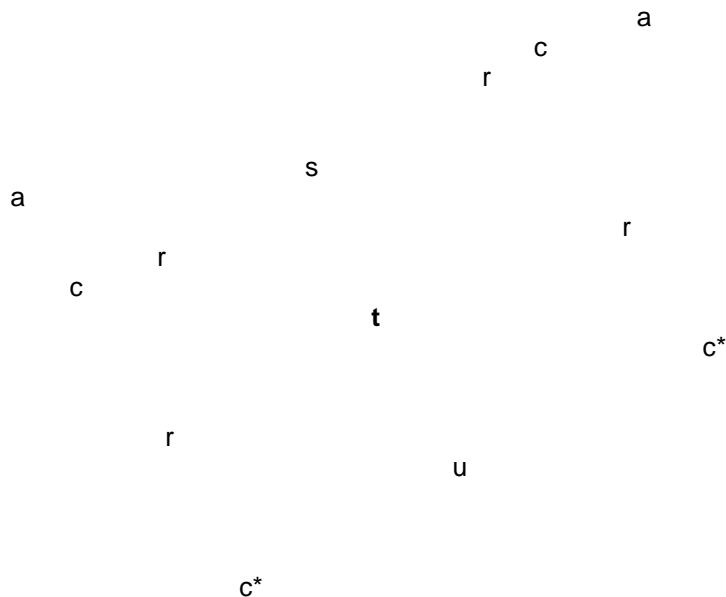
In ons voorbeeld hebben wij een 2 onder één kap woning met de volgende afmetingen:

gebouw-lengte (d_2) : 10,80 m
gebouwbreedte (d_1) : 7,50 m
goothoogte (h) : 5,50 m
nokhoogte (h_1) : 8,70 m

Dakplaat afmetingen : $\lambda \times b \times d = 5,40 \times 0,75 \times 0,20$ m; A_1 (opp. dakplaat) = 4,05 m²
veiligheidsklassen : 2; $\gamma = 1,2$
bebouwde situatie : p_w gebied 1 = 0,64 kN/m²
 p_w gebied 2 = 0,54 kN/m²
 p_w gebied 3 = 0,46 kN/m²

hellingshoek dak : 40°
Gewicht dakplaat : $6,75 \times 0,20 = 1,35$ kN/m²
dakbelasting (pannen) : $0,6$ kN/m²
 $G = 1,95$ kN/m²

Met figuur 29b (NEN 6702) Daken met grote helling ($30^\circ \leq \alpha \leq 50^\circ$) worden de lokale windfactoren bepaald.



Daksituatie: (zie ook figuur gebieden voor $C_{pe,loc}$; NEN 6702 fig. 29a, 29b, 29c)

Bij een dakplaat oppervlak van 5,04 m² geldt:

$$\begin{aligned} \text{voor gebied c, c*, r, s : } C_{pe;loc} &= -1,22 \\ \text{voor gebied t, u} &= -0,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W = (C_{pe;loc} + C_{pi}) P_w : \text{ voor gebied c, c*, r, s, : } & (1,22 + 0,3) 0,64 = 0,97 \text{ kN/m}^2 \text{ (gebied 1)} \\ & (1,22 + 0,3) 0,54 = 0,82 \text{ kN/m}^2 \text{ (gebied 2)} \\ & (1,22 + 0,3) 0,46 = 0,70 \text{ kN/m}^2 \text{ (gebied 3)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W = (C_{pe;loc} + C_{pi}) P_w : \text{ voor gebied t, u} & : (0,9 + 0,3) 0,64 = 0,77 \text{ kN/m}^2 \text{ (gebied 1)} \\ & (0,9 + 0,3) 0,54 = 0,65 \text{ kN/m}^2 \text{ (gebied 2)} \\ & (0,9 + 0,3) 0,46 = 0,55 \text{ kN/m}^2 \text{ (gebied 3)} \end{aligned}$$

$$G = (\text{gew. Dakplaat} + \text{dakbelasting}) = (1,35 + 0,6) = 1,95 \text{ kN/m}^2$$

controle tegen afschuiven:

$$\gamma_g \cdot G \cdot \sin \alpha \leq (\gamma_g \cdot G \cdot \cos \alpha - \gamma_q \cdot W) \cdot \tan \varphi ; \quad \begin{aligned} \gamma_q &= 1,3; \quad \tan \varphi = 0,5 \\ \gamma_g &= 0,9 \end{aligned}$$

$$0,9 \cdot 1,95 \cdot 0,64 \leq (0,9 \cdot 1,95 \cdot 0,76 - 1,3 \cdot 0,97) \cdot 0,5 \quad (W = 0,97 \text{ kN/m}^2, \text{ ongunstigste situatie})$$

$$1,12 > 0,04 \quad (\text{Er dient dus tegen afschuiven verankerd te worden})$$

Controle tegen opwaaien:

$$\gamma_q \cdot W \leq \gamma_g \cdot G \cdot \cos \alpha$$

$$1,3 \cdot 0,97 \leq 0,9 \cdot 1,95 \cdot 0,76$$

$$1,26 < 1,33 \quad (\text{Het is dus niet noodzakelijk tegen opwaaien te verankeren})$$

6.2.4 Oplegkracht

Bij geconcentreerde lasten geldt ter plaatse van de oplegging de eis:

$$\frac{\sigma'_d}{\gamma_M} \leq f_b$$

waarin : $\sigma'_d = (F_d / A_{br})$

en:

F_d is de rekenwaarde van de oplegkracht, in N bepaald volgens artikel 10.2, NEN 6790;

A_{br} is de oppervlakte van de oplegging, in mm²;

f_b is de rekenwaarde voor de druksterkte van de cellenbeton, in N/mm² (tabel blz. 7);

γ_M is de modelfactor, volgens artikel 10.4.2, NEN 6790, $\gamma_M = 1,0$

In onderstaande tabel zijn de maximale oplegspanningen *) (σ'_d) aangegeven in N/mm² bij de diverse cellenbetonkwaliteiten in functie tot de wanddikte (excentriciteit $e_o = 10$ mm, de wandhoogte = 2,5 m)

Tabel 39 Maximale oplegspanning

dikte wand mm	G2/400	G3/500	G4/600,700	G5/800
100	0,28	0,43	0,57	0,71
125	0,57	0,87	1,16	1,45
150	0,66	1,00	1,33	1,66
175	0,66	1,00	1,33	1,66
200	0,66	1,00	1,33	1,66
250	0,66	1,00	1,33	1,66
300	0,66	1,00	1,33	1,66

Bij bovenstaande tabel is rekening gehouden met een controleberekening van de wand op druk en buiging volgens artikel 11.1, NEN 6790. (e_c methode)

De maximale oplegdrukspanning is gesteld op: $\sigma'_d = 0,5 \cdot f_b$

*) Om piekbelastingen te voorkomen dienen gezaagde oplegvlakken, waarvan de vlakheid niet gegarandeerd kan worden, voorzien te worden van vilt (bijvoorbeeld Nevima N).

Ook bij oplegdrukken > 0,5 N/mm² vilt toepassen.

Bij excentrische druk (tengevolge van bijvoorbeeld een stalen balk) een opleglengte aanhouden van maximaal 200 mm.

7. LATEIEN

YTONG-lateien worden met name toegepast bij compleet bouwen in cellenbeton.

YTONG heeft standaard lateien in diverse dikte-maten die overeenkomen met de dikte-toepassing van de panelen.

In onderstaande tabel een overzicht van de standaardlateien met de daarbij behorende maximale belasting in kN/m¹.

De lateien zijn berekend conform de NEN 6752.

Bij de berekening van de lateien is uitgegaan van een opleglengte van 200 mm per zijde.

Bij standaard lateien geeft een pijl de richting van de hoofdwapening aan en dient in het werk dus altijd naar beneden te wijzen.

Voor grotere overspanningen en voor bijzondere constructies bestaat de mogelijkheid om wandlateiplaten toe te passen tot een maximale lengte van 6,75 m. (afhankelijk van belasting)

Dergelijke wandlateiplaten zijn 150, 200, 240 of 300 mm dik en hebben een hoogte van 600 of 750 mm.

Tabel 40- Overzicht standaard lateien

Lengte (mm)	Hoogte (mm)	dikte (mm)	belasting (kN/m ¹)
1250	250	100	12,00
1480	250	100	8,00
1980	250	100	3,00
2980	500	100	4,00
1480	250	150	20,00
1980	250	150	10,00
2480	250	150	6,50
2980	250	150	3,00
2980	375	150	3,00
1480	250	200	27,00
1980	250	200	14,00
2480	250	200	8,00
2980	250	200	4,50
2980	375	200	12,50
≤ 3000	250	125	variabel
≤ 3000	250	240	variabel
≤ 3000	375	240	variabel
≤ 3000	250	300	variabel
≤ 3000	375	300	variabel
≤ 3000	250	350	variabel