

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Bouwen met panelenwanden (verdiepinghoog) in combinatie met dak- en vloerplaten pagina 1

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

**Deel 3. Bouwen met panelenwanden (verdiepinghoog)
Eventueel met dak- en vloerplaten, lateien.**

Datum: december 2008

Algemene informatie bij deze uitgave

Dit rapport is een herziening van het BKB rapport nr. 0398/99 d.d. 1999-09-06

De wijzigingen in dit herziene rapport hebben voor een belangrijk deel betrekking op de bepaling van de constructieve eigenschappen van de verdiepinghoge cellenbetonpanelen.

In dit rapport worden rekenvoorbeelden gegeven om in cellenbetonpanelen (verdiepinghoog) te construeren.

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

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

Op deze wijze kan namelijk compleet in cellenbeton gebouwd worden.

Het BKB-rapport nummer 0398/99 d.d. 1999-09-06 komt hiermede te vervallen.

Bij vragen of onduidelijkheden, kunt u contact opnemen met:

Xella Nederland b.v.
Postbus 23
4200 AA Gorinchem
Telefoon: 0183-671234
Telefax: 0183-671239

Niets uit dit drukwerk mag worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt doormiddel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze ook, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever, noch mag het zonder een dergelijke toestemming worden gebruikt voor enig ander werk dan waardoor het is vervaardigd.

INHOUD	pagina
1. INLEIDING	4
2. CELLENBETON EN ZIJN EIGENSCHAPPEN	5
3. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN met ec-methode in NEN 6790:2005	7
3.1 Algemeen	7
3.2 Voorbeeld berekening uiterste opneembare normaaldrukkracht	8
3.3 Ontwerpen van dragende wanden in eengezinswoningen	10
3.3.1 Toetsing normaalkracht	11
4. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN Art. 11.2.5 NEN 6790:2005	13
4.1 Algemeen	13
4.2 Ontwerpen van dragende wanden in eengezinswoningen	17
4.2.1 Beschrijving rekenmethode	17
4.2.2 Ontwerptabellen voor dragende wanden in woningen	19
4.2.3 Ontwerptabellen voor dragende wanden in woongebouwen	22
5. WINDBELASTING	29
6. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN OP WIND BELAST	33
6.1 Algemeen	33
6.2 Voorbeeld berekening dragende wanden op wind belast	34
7. ONTWERPEN VAN NIET-DRAGENDE WANDEN	37
7.1 Berekeningswijze en ontwerptabellen voor massieve niet dragende buitenwanden	37
7.2 Berekeningswijze niet-dragende binnenspouwbladen	39
7.2.1 Voorbeeldberekening waarbij de bijdrage van het buitenspouwblad niet wordt verwaarloosd	40
8. STABILITEIT VAN CELLENBETONCONSTRUCTIES	44
8.1 Algemeen	44
8.2 Toelichting berekeningsmethode aan de hand van rekenvoorbeeld	45
8.3 Ontwerpregels voor het beschouwen van de stabiliteit	56
8.4 Algemene voorwaarden voor een deugdelijk verband in een (woon) gebouw	58
9. DAK- EN VLOERPLATEN	62
9.1 Algemeen	62
9.2 Statica	63
9.3 Belastingen	63
9.3.1 Maximale plaatlengte van vloerplaten	63
9.3.2 Maximale plaatlengte van dakplaten	65
9.3.3 Dakplaten onder een helling	67
9.3.4 Oplegkracht	70
10. LATEIEN TYPE t nen-en 845-2	73

1. INLEIDING

Xella Nederland b.v. te Vuren biedt met YTONG oplossingen voor vrijwel elk bouwdeel en zelfs voor complete casco's. Om het voor de constructeur gemakkelijk te maken heeft Xella handzame- en gebruiksvriendelijke ontwerptabellen (toepassingsvoorbeelden) opgesteld voor de constructieve toepassing van cellenbeton in dragende- en niet-dragende wanden, uitgevoerd in YTONG cellenbeton verdiepinghoge elementen (cascopanelen, VHP's)

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 1990 Algemene basiseisen
NEN 6702; TGB 1990 belastingen en vervormingen augustus 2007
NEN 6790; TGB 1990 Steenconstructies april 2005
Ontwerp NEN 6752; prEN 12602-2005

Dit rapport werd mede mogelijk gemaakt door advisering van Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V. te Rijswijk (Z.H.)

N.B.

Dit rapport beperkt zich tot de constructieve aspecten en gaat niet in op de 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.

2. CELLENBETON EN ZIJN EIGENSCHAPPEN

Door Xella 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 tabel 1.

Tabel 1 - *Materiaaleigenschappen van cellenbeton*

Eigenschappen	type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600	G5/800
Volumieke massa droog in kg/m ³	370 +/- 50	450 +/- 50	575 +/- 50	750 +/- 50
f _{ck} (karakteristieke druksterkte) in N/mm ²	2,0	3,0	4,0	5,0
f _{cd} (rekenwaarde van de druksterkte: art. A.3.2(1)P prEN 12602)	1,4	2,1	2,8	3,5
f _{ctlk} (rekenwaarde van de buigtreksterkte in N/mm ²) art. 4.2.5 prEN 12602	0,29	0,43	0,58	0,72
f _{v;d} (rekenwaarde van de schuifsterkte in N/mm ²) art. 9.3.1 NEN 6790:2005	0,14	0,19	0,24	0,29
rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus in N/mm ² (E) (zowel loodrecht als evenwijdig aan de lintvoeg) art. 9.4.2 NEN 6790:2005	1100	1500	2125	3000
rekenwaarde van de lineaire uitzettingscoëfficiënt (α) in K ⁻¹	8 x 10 ⁻⁶	8 x 10 ⁻⁶	8 x 10 ⁻⁶	8 x 10 ⁻⁶

Verklaringen gehanteerde materiaaleigenschappen

- Volumieke massa droog in kg/m^3 art. 5.4.1 NEN-EN 771-4

- karakteristieke druksterkte in N/mm^2 (f_{ck}) NEN-EN 772-1

- rekenwaarde van de druksterkte in N/mm^2 (f_{cd}) art. A.3.2(1)P : prEN 12602-2007

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_{cd}$$

waarin: γ_{cd} is de materiaalfactor bij ductiel bezwijken ($\gamma_m = 1,44$)

- rekenwaarde van de buigtreksterkte in N/mm^2 (f_{ctlk}) art 4.2.5 prEN 12602

$$f_{ctlk} = 0,18 f_{ck} \cdot \alpha$$

waarin: α is reductiefactor = 0,8

- rekenwaarde van de schuifsterkte in N/mm^2 ($f_{v;d}$) art. 9.3 NEN 6790:2005

$$f_{v;d} = f_{v;rep} / \gamma_m$$

waarin $f_{v;rep} = f_{m;rep} = 0,15 f'_{rep}$ art 9.3.2.2; art 9.2.6
 γ_m is de materiaalfactor ($\gamma_m = 1,8$)

f'_{rep} is representatieve druksterkte in N/mm^2 art. 9.1.3 NEN 6790:2005

$$f'_{rep} = K f'_b{}^\alpha f'_m{}^\beta$$

waarin: K, α, β zijn constanten resp. 0,8; 0,85; 0 (tabel 1 NEN 6790:2005)

f'_m is de gemiddelde druksterkte van de lijm mortel $\geq 12 \text{ N/mm}^2$

- rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus van metselwerk van cellenbeton (E) art. 9.4.2 NEN 6790:2005

$$E = 5(\rho_m - 150)$$

Waarin ρ_m is de volumieke massa van cellenbeton in kg/m^3

3. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN met e_c -methode in NEN 6790:2005

3.1 Algemeen

Ter vereenvoudiging mag de bepaling van de respons in centrisch en excentrisch gedrukte wanden, kolommen en stabiliteitskernen worden beperkt tot de berekening van de maatgevende doorsneden. Art. 10.3.5 NEN 6790:2005. Deze berekeningsmethode wordt de e_c -methode genoemd.

De maatgevende doorsneden moet daarbij berekend worden op:

- de rekenwaarde van de normaaldrukkracht N'_{d} , bepaald met de lineaire-elasticiteitstheorie
- de rekenwaarde van het buigend moment M_d , waarvoor geldt $M_d = N'_{d} e_t$ waarbij de rekenwaarde van e_t is gebaseerd op de eerste-orde-excentriciteit e_o en de toeslagexcentriciteit e_c .

De totale excentriciteit moet worden bepaald uit:

$$e_t = \xi (e_o + e_c) \geq e_o$$

waarin:

e_o is de eerste-orde-excentriciteit in de doorsnede. Voor wanden in geschoorde raamwerken dient een e_o aangehouden te worden van $1/300 l \geq 10$ mm. Hierin is l de wandhoogte in mm.

e_c is de toeslagexcentriciteit.

$$e_c = 3(1,5 h + e_o) (\rho l_c / (100 h))^2$$

waarin:

h is de wanddikte

e_o is de grootste waarde van de eerste-orde-excentriciteit over de hoogte

ρ is de reductiefactor voor de kniklengte
voor tweezijdig gesteunde wanden geldt: $\rho = 1$

l_c is de kniklengte van de wand
en kan gelijkgesteld worden aan l , (= wandhoogte) als e_o de voorgeschreven minimale excentriciteit betreft.

ξ is een factor ter bepaling van de totale optredende excentriciteit (e_t)
indien e_1 (de kleinste eerste-orde-excentriciteit) gelijk is aan e_o geldt: $\xi = 1$

voorwaarde is: $e_t \leq e_u$

e_u is uiterste toelaatbare excentriciteit in de wand
voor cellenbeton kan e_u worden bepaald met de volgende uitdrukking:

$$e_u = 0,5 h - 0,55 \frac{N'_{u;d}}{b \cdot f_{cd}}$$

waarin:

$N'_{u;d}$ is de rekenwaarde van de uiterst opneembare normaaldrukkracht in de doorsnede bij een excentriciteit e_t

b is de afmeting van de doorsnede, loodrecht op h gemeten

f_{cd} is de rekenwaarde van de druksterkte van de wand

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

3.2 Voorbeeldberekening uiterste opneembare normaaldrukkracht

Stel:

Type cellenbeton: G4/600
 Wanddikte: h : 100 mm
 Wandhoogte: l : 2500 mm

$$f_{cd} = 2,8 \text{ N/mm}^2$$

$$e_o = \frac{1}{300} l \geq 10 \text{ mm}: 10 \text{ mm}$$

$$e_c = 3(1,5 h + e_o) (\rho l_c / (100 h))^2: 30 \text{ mm}$$

$$e_t = e_o + e_c: 40 \text{ mm}$$

e_u is uiterste toelaatbare excentriciteit in de wand

$$e_u = e_t = 0,5 h - 0,55 \frac{N'_{ud}}{b \cdot f_{cd}} = 40$$

$$N'_{ud} = 50,9 \text{ kN/m}^1 \text{ wand}$$

Tabel 2 - N'_{ud} : Rekenwaarde uiterst opneembare normaalkracht in kN/m voor de verschillende sterkteklassen en dikten c.q. lengten

Wandhoogte **2500 mm**

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600	G5/800
100	25,5	38,2	50,9	63,6
125	73,3	110,0	146,6	183,3
140	99,2	148,7	198,3	247,9
150	115,6	173,4	231,2	289,0
175	154,8	232,2	309,6	387,0
200	192,1	288,2	384,2	480,3
240	249,3	374,0	498,7	623,4
250	263,3	395,0	526,7	658,3
280	304,7	457,1	609,5	761,8
300	332,0	498,0	663,9	829,9
350	399,2	598,7	798,3	997,9

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Bouwen met panelenwanden (verdiepinghoog) in combinatie met dak- en vloerplaten pagina 9

Wandhoogte 2750 mm

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600	G5/800
100	9,4	14,1	18,8	23,5
125	60,6	91,0	121,3	151,6
140	87,9	131,9	175,8	219,8
150	105,1	157,7	210,3	262,8
175	145,9	218,8	291,8	364,7
200	184,3	276,5	368,7	460,8
240	242,9	364,4	485,8	607,3
250	257,1	385,7	514,3	642,9
280	299,2	448,9	598,5	748,1
300	326,8	490,3	653,7	817,1
350	394,8	592,2	789,6	986,8

Wandhoogte 3000 mm

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600	G5/800
100	-	-	-	-
125	46,8	70,1	93,5	116,9
140	75,6	113,4	151,2	189,0
150	93,7	140,5	187,3	234,2
175	136,1	204,8	272,2	340,3
200	175,8	263,7	351,7	439,6
240	235,9	353,8	471,8	589,6
250	250,4	375,6	500,8	626,0
280	293,2	439,8	586,4	733,0
300	321,3	481,9	642,5	803,1
350	390,0	585,0	780,0	975,0

Wandhoogte 3400 mm

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600	G5/800
100	-	-	-	-
125	17,9	26,9	35,8	44,8
140	49,6	74,5	99,3	124,1
150	69,3	104,0	138,7	173,3
175	114,9	172,4	229,9	287,4
200	157,0	235,5	314,0	392,5
240	219,7	329,5	439,4	549,2
250	234,8	352,2	469,5	587,0
280	278,9	418,4	557,9	697,4
300	307,7	461,6	615,4	769,3
350	378,0	567,0	756,0	944,9

Voor tussenliggende wandhoogten kan rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

3.3 Ontwerpen van dragende wanden in eengezinswoningen

Uitgangspunten

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

- Er wordt uitgegaan van twee bouwlagen met een zolderverdieping.
- Het eigengewicht van de bedoelde dragende wand wordt in rekening gebracht, te weten: 2,00 kN/m¹
- 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 de sterkte.
Eisen ten aanzien van bijvoorbeeld geluidwering kunnen leiden tot grotere afmetingen (zie hiervoor het desbetreffende attest-met-certificaat).

De volgende rekenbelastingen worden gehanteerd:

- *Bij toepassing van cellenbetonvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m ²	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m²</u>	<u>1,00 kN/m²</u>	
Zoldervloer (dikte = 240 mm)			
Eigengewicht	1,62 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>3,42 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 240 mm)	1,62 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>3,42 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	

- *Bij toepassing van betonvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m ²	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m²</u>	<u>1,00 kN/m²</u>	
Zoldervloer (dikte = 200 mm)			
Eigengewicht	4,80 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>6,60 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 200 mm)	4,80 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>6,60 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

- *Bij toepassing van kanaalplaatvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m ²	($\psi = 0$)
	<u>1,00 kN/m²</u>	<u>1,00 kN/m²</u>	
Zoldervloer (dikte = 200 mm)			
Eigengewicht	3,75 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	($\psi = 0,4$)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>5,55 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 200 mm)	3,75 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	($\psi = 0,4$)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>5,55 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	

Hierin is ψ de momentaanfactor voor de variabele belasting uit NEN 6702:2007.

3.3.1 Toetsing normaalkracht

De toetsing van de normaalkracht is gebaseerd op de eis dat het quotiënt van de rekenwaarde van de normaalkracht N'_d en de modelfactor γ_M kleiner dan of maximaal gelijk dient te zijn aan de uiterst opneembare normaalkracht N'_{ud} , (art. 11.2.1 van NEN 6790:2005).

De modelfactor γ_M wordt bepaald volgens art. 11.1.2 van NEN 6790:2005 en is gelijk aan 1,0

In iedere doorsnede moet zijn voldaan aan:

$$N'_d / \gamma_M \leq N'_{ud}$$

waarin:

N'_d is de rekenwaarde van de optredende normaaldrukkracht

N'_{ud} is de rekenwaarde van de grootste van de uiterst opneembare normaaldrukkracht

γ_M is de modelfactor

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Voorbeeld:

Bepaal de wanddikte van een eindwand van een woning (hoogte = 2500 mm) op zowel verdieping als beganegrond: De overspanning van de vloer is 6,00 m (kanaalplaatvloer). Gebouwhoogte ≤ 11 m. De constructie van de woning dient te worden beschouwd in veiligheidsklasse 2 met de volgende belastingsfactoren (tabel 2 NEN 6702:2007):

Permanent: $\gamma_{f,g} = 1,2$

Variabel: $\gamma_{f,q} = 1,3$

a. op verdieping:		
permanent:	$((1,00 + 5,55) \cdot 0,5 \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,2 =$	32,5 kN
veranderlijk:	$((0 \cdot 1,00 + 1,75) \cdot 0,5 \cdot 6) \cdot 1,25 \cdot 1,3 =$	8,5 kN
		41,0 kN
	N'd	41,0 kN
b. op beganegrond:		
extra bij verdieping:		
permanent:	$(5,55 \cdot 0,5 \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,2 =$	28,0 kN
veranderlijk:	$0,4 \cdot 1,75 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 1,25 \cdot 1,3 =$	3,4 kN
		31,4 kN
	N'd	31,4 kN

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

Het quotiënt van de rekenwaarde van de normaalkracht en de modelfactor op het beganegrondniveau is $(41,0 + 31,4) / 1,0 = 72,4$ kN/m

Op de verdieping: $41,0 / 1,0 = 41,0$ kN/m

De wand op de beganegrond dient minimaal 125 (G2/400) mm dik te zijn ($N'_{ud} = 73,3$ kN)

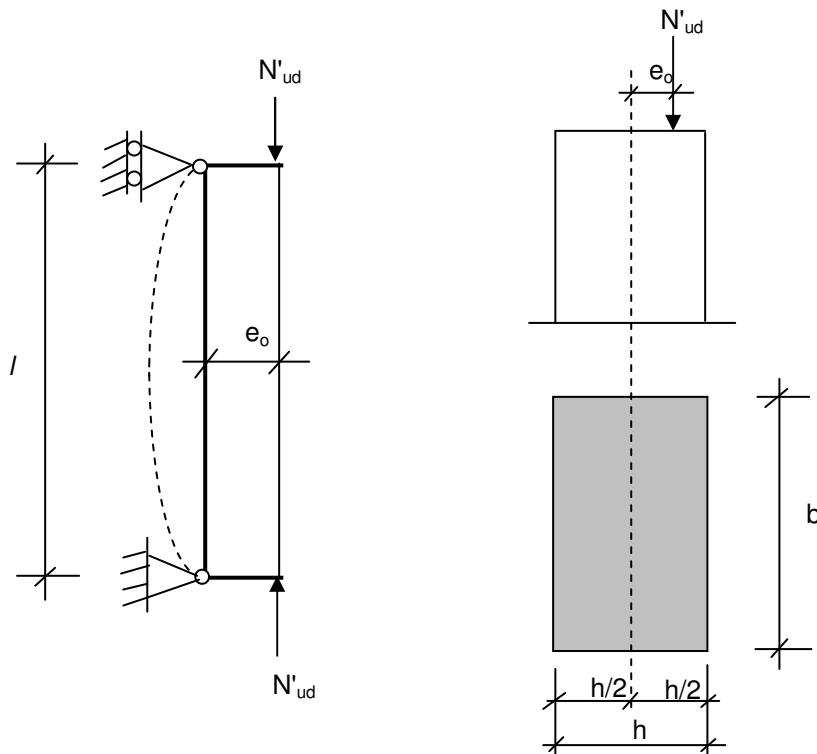
De wand op de verdieping dient minimaal 100 (G4/600) mm dik te zijn ($N'_{ud} = 50,9$ kN)

De kleinste waarde van de dikten berekend met de methoden omschreven in paragrafen 3.2. en 4.1 mag aangehouden worden.

4. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN CONFORM ART. 11.2.5 NEN 6790:2005

4.1 Algemeen

Voor onderstaande diktebepaling is gebruikgemaakt van de vereenvoudigde bepaling van de respons van op druk en buiging belaste gesteunde passieve of neutrale wanden of kolommen met een over de hoogte constante eerste orde-excentriciteit e_o volgens art. 11.2.5 van NEN 6790:2005. Voorwaarde is dat de doorsnede van de wand of kolom rechthoekig is. Een passieve of neutrale wand is een wand die deel uitmaakt van een geschoorde constructie. Het betreft dus wanden die geen actieve bijdrage aan de stabiliteit van de constructie leveren.



Figuur 1 - Schematisering tweezijdig gesteunde wand of kolom

Voor deze passieve of neutrale wanden of kolommen (zie figuur 1) mag voor de bepaling van de uiterst opneembare normaaldrukkracht gebruik worden gemaakt van de formule:

$$N'_{u;d} = \alpha f_{cd} b h$$

Waarin:

- $N'_{u;d}$ is de rekenwaarde van de, bij het optredende buigend moment, uiterst opneembare normaal drukkracht;
- f_{cd} is de rekenwaarde voor de druksterkte van het metselwerk;
- b is de afmeting van de dwarsdoorsnede, loodrecht op h gemeten;
- h is de totale hoogte van de dwarsdoorsnede, gemeten in de buigingsrichting;
- α is de reductiefactor, volgens tabel 3;
- e_o is de eerste orde excentriciteit; hiervoor geldt minimaal de grootste waarde van $l / 300$ en 10 mm;
- λ is de slankheid; $\lambda = l / h$
- l is de afstand tussen de horizontale steunen aan de bovenzijde en de onderzijde

Tabel 3 - waarden van α ¹⁾

e_o/h	waarden van α 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

¹⁾ voor tussenliggende waarden van λ en e_o/h mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd

α -waarden uit bovenstaande tabel t.b.v. de diverse wanddikten

(wandhoogte 2500 mm, $e_o = 10$ mm)

t.b.v. 100 mm wand: $e_o/h = 0,10$;	$\lambda = 2500 / 100 = 25$;	$\alpha = 0,260$
t.b.v. 125 mm wand: $e_o/h = 0,08$;	$\lambda = 2500 / 125 = 20$;	$\alpha = 0,456$
t.b.v. 140 mm wand: $e_o/h = 0,07$	$\lambda = 2500 / 140 = 17,9$;	$\alpha = 0,570$
t.b.v. 150 mm wand: $e_o/h = 0,067$;	$\lambda = 2500 / 150 = 16,7$;	$\alpha = 0,598$
t.b.v. 175 mm wand: $e_o/h = 0,057$;	$\lambda = 2500 / 175 = 14,3$;	$\alpha = 0,684$
t.b.v. 200 mm wand: $e_o/h = 0,05$;	$\lambda = 2500 / 200 = 12,5$;	$\alpha = 0,735$
t.b.v. 240 mm wand: $e_o/h = 0,042$;	$\lambda = 2500 / 240 = 10,4$;	$\alpha = 0,828$
t.b.v. 250 mm wand: $e_o/h = 0,04$;	$\lambda = 2500 / 250 = 10$;	$\alpha = 0,832$
t.b.v. 280 mm wand: $e_o/h = 0,036$;	$\lambda = 2500 / 280 = 8,9$;	$\alpha = 0,890$
t.b.v. 300 mm wand: $e_o/h = 0,033$;	$\lambda = 2500 / 300 = 8,3$;	$\alpha = 0,887$
t.b.v. 350 mm wand: $e_o/h = 0,029$;	$\lambda = 2500 / 300 = 7,1$;	$\alpha = 0,930$

(wandhoogte 2750 mm, $e_o = 10$ mm)

t.b.v. 100 mm wand: $e_o/h = 0,10$;	$\lambda = 2750 / 100 = 27,5$;	$\alpha = 0,220$
t.b.v. 125 mm wand: $e_o/h = 0,08$;	$\lambda = 2750 / 125 = 22$;	$\alpha = 0,395$
t.b.v. 140 mm wand: $e_o/h = 0,071$;	$\lambda = 2750 / 125 = 19,6$;	$\alpha = 0,510$
t.b.v. 150 mm wand: $e_o/h = 0,067$;	$\lambda = 2750 / 150 = 18,3$;	$\alpha = 0,548$
t.b.v. 175 mm wand: $e_o/h = 0,057$;	$\lambda = 2750 / 175 = 15,7$;	$\alpha = 0,653$
t.b.v. 200 mm wand: $e_o/h = 0,05$;	$\lambda = 2750 / 200 = 13,8$;	$\alpha = 0,708$
t.b.v. 240 mm wand: $e_o/h = 0,042$;	$\lambda = 2750 / 240 = 11,5$;	$\alpha = 0,810$
t.b.v. 250 mm wand: $e_o/h = 0,04$;	$\lambda = 2750 / 250 = 11$;	$\alpha = 0,814$
t.b.v. 280 mm wand: $e_o/h = 0,036$;	$\lambda = 2750 / 250 = 9,82$;	$\alpha = 0,880$
t.b.v. 300 mm wand: $e_o/h = 0,033$;	$\lambda = 2750 / 300 = 9,2$;	$\alpha = 0,881$
t.b.v. 350 mm wand: $e_o/h = 0,029$;	$\lambda = 2750 / 300 = 7,86$;	$\alpha = 0,930$

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Bouwen met panelenwanden (verdiepinghoog) in combinatie met dak- en vloerplaten pagina 15

Tabel 4 - N'_{ud} : Rekenwaarde uiterst opneembare normaalkracht in kN/m voor de verschillende sterkteklassen en dikten c.q. lengten ($e_0 = 10$ mm)

Wandhoogte 2500 mm

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600;700	G5/800
100	36,4	54,6	72,8	91,0
125	79,8	119,7	159,6	191,5
140	111,8	167,7	223,6	279,5
150	131,4	197,1	262,8	328,4
175	172,0	258,0	344,0	430,0
200	208,9	313,3	417,8	522,2
240	279,6	419,3	559,1	698,9
250	292,2	436,8	582,4	728,0
280	348,3	522,4	696,5	870,6
300	373,1	559,7	746,3	932,8
350	455,9	683,8	911,8	1139,7

Wandhoogte 2750 mm

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600;700	G5/800
100	31,9	47,9	63,8	79,8
125	69,2	103,7	138,3	172,9
140	100,5	150,8	201,0	251,3
150	119,4	179,2	238,9	298,6
175	166,6	249,9	333,2	416,5
200	202,7	304,1	405,4	506,8
240	273,6	410,5	547,3	684,1
250	285,0	427,6	570,1	712,6
280	345,4	518,1	690,9	863,6
300	370,1	555,2	740,2	925,3
350	455,9	683,8	911,8	1139,7

Wandhoogte 3000 mm

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600;700	G5/800
100	25,2	37,8	50,4	63,0
125	58,5	87,8	117,0	146,3
140	88,7	133,0	177,3	221,7
150	107,5	161,3	215,0	268,8
175	152,9	229,3	305,8	382,2
200	190,4	285,6	380,8	476,0
240	267,7	401,6	535,4	669,3
250	278,9	418,3	557,8	697,2
280	342,6	513,9	685,2	856,5
300	367,1	550,6	734,2	917,7
350	453,5	680,3	907,1	1133,9

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Bouwen met panelenwanden (verdiepinghoog) in combinatie met dak- en vloerplaten pagina 16

Wandhoogte **3400 mm**

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600;700	G5/800
100	23,5	35,9	47,0	58,8
125	43,3	65,0	86,7	108,3
140	65,5	98,3	131,1	163,9
150	88,4	132,6	176,7	220,9
175	132,4	198,6	264,8	331,0
200	174,7	262,1	349,4	436,8
240	255,9	383,8	511,8	639,7
250	272,7	409,1	545,4	681,8
280	312,3	468,5	624,7	780,9
300	361,5	542,3	723,1	903,8
350	431,8	647,7	863,6	1079,5

Voor tussenliggende wandhoogten kan rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

4.2 Ontwerpen van dragende wanden in eengezinswoningen

4.2.1 Beschrijving rekenmethode

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

- Er wordt uitgegaan van twee bouwlagen met een zolderverdieping.
- Het eigengewicht van de bedoelde dragende wand wordt in rekening gebracht, te weten: 2,00 kN/m¹
- 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 de sterkte.
Eisen ten aanzien van bijvoorbeeld geluidwering kunnen leiden tot zwaardere afmetingen (zie hiervoor het desbetreffende attest-met-certificaat).

De volgende rekenbelastingen worden gehanteerd:

- *Bij toepassing van cellenbetonvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m ²	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m²</u>	<u>1,00 kN/m²</u>	
Zoldervloer (dikte = 240 mm)			
Eigengewicht	1,62 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>3,42 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 240 mm)	1,62 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>3,42 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	

- *Bij toepassing van betonvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m ²	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m²</u>	<u>1,00 kN/m²</u>	
Zoldervloer (dikte = 200 mm)			
Eigengewicht	4,80 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>6,60 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 200 mm)	4,80 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>6,60 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

- Bij toepassing van kanaalplaatvloeren:

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m ²	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m²</u>	<u>1,00 kN/m²</u>	
Zoldervloer (dikte = 200 mm)			
Eigengewicht	3,75 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>5,55 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 200 mm)	3,75 kN/m ²		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m ²	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m ²		
Separatiewanden	0,80 kN/m ²		
	<u>5,55 kN/m²</u>	<u>1,75 kN/m²</u>	

Voorbeeld:

Bepaal de wanddikte van een eindwand van een woning (hoogte = 2500 mm) op zowel verdieping als beganegrond: De overspanning van de vloer is 6,00 m (kanaalplaatvloer). Gebouwhoogte ≤ 11 m. De constructie van de woning dient te worden beschouwd in veiligheidsklasse 2 met de volgende belastingsfactoren (tabel 2 NEN 6702:2007):

Permanent: $\gamma_{f;g} = 1,2$

Variabel: $\gamma_{f;q} = 1,3$

a. op verdieping:			
permanent:	$((1,00 + 5,55) \cdot 0,5 \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,2 =$	32,5 kN	
veranderlijk:	$((0 \cdot 1,00 + 1,75) \cdot 0,5 \cdot 6) \cdot 1,25 \cdot 1,3 =$	<u>8,5 kN</u>	
			N' _d 41,0 kN
b. op beganegrond:			
extra bij verdieping:			
permanent:	$(5,55 \cdot 0,5 \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,2 =$	28,0 kN	
veranderlijk:	$0,4 \cdot 1,75 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 1,25 \cdot 1,3 =$	<u>3,45 kN</u>	
			N' _d 31,4 kN

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

Het quotiënt van de rekenwaarde van de normaalkracht en de modelfactor op het beganegrondniveau is $(41,0 + 31,4) / 1,0 = 72,4$ kN/m

Op de verdieping: $41,0 / 1,0 = 41,0$ kN/m

De wand op de beganegrond dient dus minimaal 100 mm dik te zijn (G4/600); $N'_{ud} = 72,8$ kN

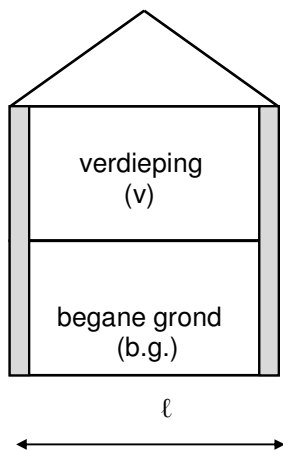
De wand op de verdieping dient minimaal 100 mm te zijn (G3/500); $N'_{ud} = 54,6$ kN

De kleinste waarde van de dikten berekend met de methoden omschreven in paragrafen 3.2. en 4.1 mag aangehouden worden.

4.2.2 Ontwerptabellen voor dragende wanden in woningen

Hierna zijn ontwerptabellen opgenomen voor passieve en neutrale wanden in woongebouwen. De uitgangspunten uit paragraaf 4.2.1 zijn op de tabellen van toepassing.

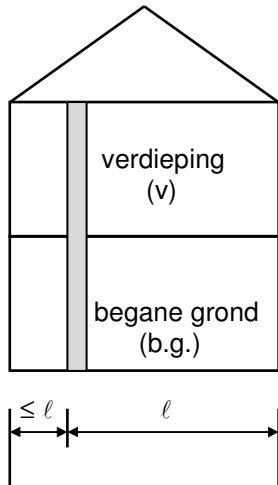
Tabel 5 - Minimale wanddikte, situatie 1: Eindwanden (gebouwhoogte ≤ 11 m)



		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
$l < 7 \text{ m}$	v	-	-	-	-	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	-	-	-	-	140	125	125	125	140	125	125	100
$l < 6,75 \text{ m}$	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	140	125	125	125	140	125	125	100
$l < 6 \text{ m}$	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	140	125	125	125	125	125	100	100
$l < 5,5 \text{ m}$	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
$l < 5 \text{ m}$	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
$l < 4,5 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
$l < 4 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
$l < 3,5 \text{ m}$	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
$l < 3 \text{ m}$	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

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Tabel 6 - Minimale wanddikte, situatie 2: Tussenwand-vloeroverspanning aan weerszijden ongelijk (gebouwhoogte ≤ 11 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
$l < 7 \text{ m}$	v	-	-	-	-	125	125	100	100	125	100	100	100
	b.g.	-	-	-	-	140	125	125	125	140	125	125	125
$l < 6,75 \text{ m}$	v	100	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	140	125	125	125	140	125	125	125
$l < 6 \text{ m}$	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	140	125	125	125	140	125	125	100
$l < 5,5 \text{ m}$	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	140	125	125	100	125	125	125	100
$l < 5 \text{ m}$	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	140	125	125	100	125	125	100	100
$l < 4,5 \text{ m}$	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
$l < 4 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
$l < 3,5 \text{ m}$	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
$l < 3 \text{ m}$	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

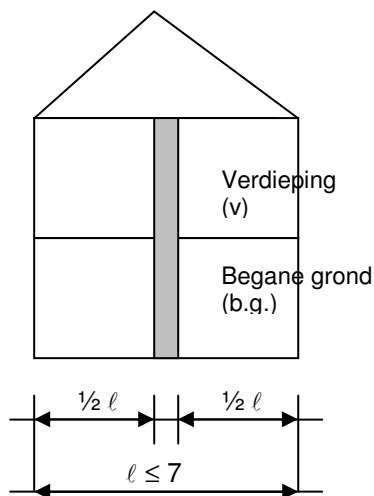
dakbelasting wordt op eindwanden afgedragen

$e_0 = 10 \text{ mm}$

belasting op wand is $\frac{5}{8} \cdot Q \cdot l$

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Tabel 7 - Minimale wanddikte, situatie 3: Tussenwand-vloeroverspanning aan weerszijden gelijk (gebouwhoogte ≤ 11 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
$l < 7$ m	v	-	-	-	-	125	125	100	100	125	100	100	100
	b.g.	-	-	-	-	140	125	125	125	140	125	125	125
$l < 6,75$ m	v	100	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	140	125	125	125	140	125	125	125
$l < 6$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	140	125	125	125	140	125	125	100
$l < 5,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	140	125	125	100	125	125	125	100
$l < 5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	140	125	125	100	125	125	100	100
$l < 4,5$ 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
$l < 4$ 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
$l < 3,5$ m	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
$l < 3$ 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

$e_0 = 10$ mm

belasting op wand is $\frac{5}{8} \cdot Q \cdot l$

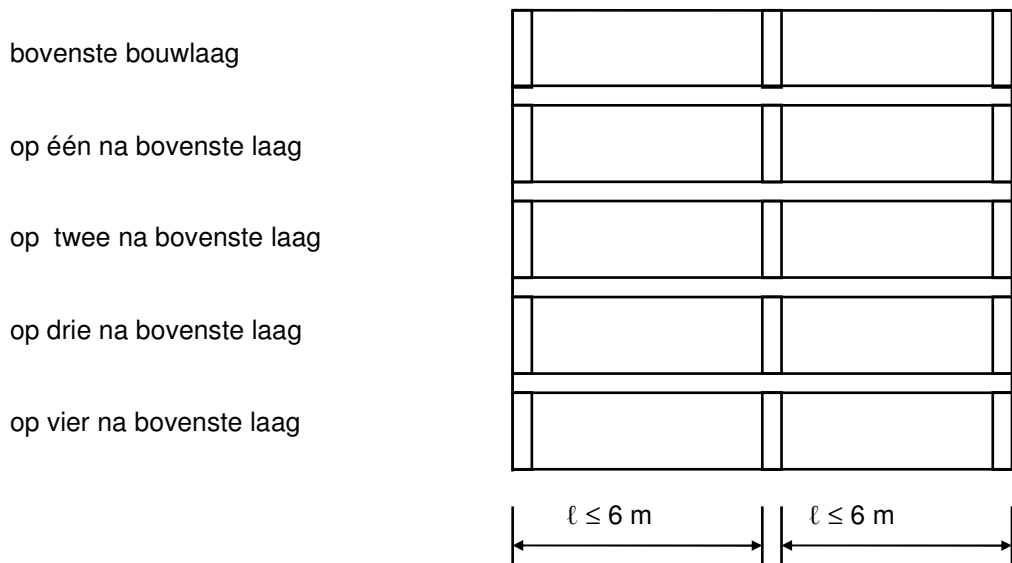
4.2.3 Ontwerptabellen voor dragende wanden in woongebouwen

De minimale wanddikte van dragende wanden in de categorie woongebouwen van 11 tot en met 20 m is bepaald voor de genoemde "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).

Voorbeeld:

Situatieschets



- De vloerbelasting p_t bestaat uit het eigengewicht van de vloer + de veranderlijke belasting
 $p_{g;rep} + p_{q;rep} = 5,40 + 1,75 = 7,15 \text{ kN/m}^2$

betonvloer: dik 150 mm	3,60 kN/m ²	
separatie wanden	0,80 kN/m ²	
afwerking:	1,00 kN/m ²	
variabele belasting:	1,75 kN/m ²	($\psi = 0,4$)

- De overspanning aan beide zijden van het tussensteunpunt $l < 6 \text{ m}$.

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

- De constructie van het woongebouw dient te worden beschouwd in veiligheidsklasse 3 met de volgende belastingsfactoren (tabel 2 NEN 6702:2007):

Permanent: $\gamma_{f,g} = 1,2$

Variabel: $\gamma_{f,q} = 1,5$

Bepaal de wanddikte van het tussensteunpunt:

De belasting voor de bovenste bouwlaag is:

permanentebelasting: $(5,40 \cdot \frac{5}{8} \cdot 12 + 2,00) \cdot 1,2 \cdot 1,25$:	63,75 kN
veranderlijke belasting: $(1,75 \cdot \frac{5}{8} \cdot 12) \cdot 1,5 \cdot 1,25$:	<u>24,61 kN</u>

totaal : 88,36 kN

De belasting per overige bouwlaag is:

permanentebelasting: $(5,40 \cdot \frac{5}{8} \cdot 12 + 2,00) \cdot 1,2 \cdot 1,25$:	63,75 kN
veranderlijke belasting: $(0,4 \cdot 1,75 \cdot \frac{5}{8} \cdot 12) \cdot 1,5 \cdot 1,25$:	<u>9,84kN</u>

totaal : 73,59 kN

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

De uiters opneembare normaalkracht is: $N'_{u,d} = \alpha \cdot f'_d \cdot b \cdot h$

Bepaal α -waarde uit tabel 3 (paragraaf 4.1)

Voor de excentriciteit (e_o) wordt 10 mm aangehouden (symmetrische tussenwand)

t.b.v. 100 mm wand: $e_o/h = 0,10$;	$\lambda = 2500 / 100 = 25$;	$\alpha = 0,260$
t.b.v. 125 mm wand: $e_o/h = 0,08$;	$\lambda = 2500 / 125 = 20$;	$\alpha = 0,456$
t.b.v. 140 mm wand: $e_o/h = 0,07$	$\lambda = 2500 / 140 = 17,9$;	$\alpha = 0,570$
t.b.v. 150 mm wand: $e_o/h = 0,067$;	$\lambda = 2500 / 150 = 16,7$;	$\alpha = 0,598$
t.b.v. 175 mm wand: $e_o/h = 0,057$;	$\lambda = 2500 / 175 = 14,3$;	$\alpha = 0,684$
t.b.v. 200 mm wand: $e_o/h = 0,05$;	$\lambda = 2500 / 200 = 12,5$;	$\alpha = 0,735$
t.b.v. 240 mm wand: $e_o/h = 0,042$;	$\lambda = 2500 / 240 = 10,4$;	$\alpha = 0,828$
t.b.v. 250 mm wand: $e_o/h = 0,04$;	$\lambda = 2500 / 250 = 10$;	$\alpha = 0,832$
t.b.v. 280 mm wand: $e_o/h = 0,036$;	$\lambda = 2500 / 280 = 8,9$;	$\alpha = 0,890$
t.b.v. 300 mm wand: $e_o/h = 0,033$;	$\lambda = 2500 / 300 = 8,3$;	$\alpha = 0,887$
t.b.v. 350 mm wand: $e_o/h = 0,029$;	$\lambda = 2500 / 300 = 7,1$;	$\alpha = 0,930$

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Bouwen met panelenwanden (verdiepinghoog) in combinatie met dak- en vloerplaten pagina 24

Tabel 8 - N'_{ud} : Rekenwaarde uiterst opneembare normaaldrukkkracht in kN/m¹ ten behoeve van cellenbetonwanden van woongebouwen > 11 m bouwwerkhoogte (symmetrische tussenwanden: $e_0 = 10$)

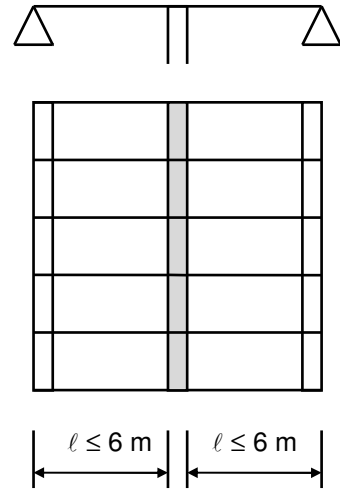
Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600;700	G5/800
100	36,4	54,6	72,8	91,0
125	79,8	119,7	159,6	191,5
140	111,8	167,7	223,6	279,5
150	131,4	197,1	262,8	328,4
175	172,0	258,0	344,0	430,0
200	208,9	313,3	417,8	522,2
240	279,6	419,3	559,1	698,9
250	292,2	436,8	582,4	728,0
280	348,3	522,4	696,5	870,6
300	373,1	559,7	746,3	932,8
350	455,9	683,8	911,8	1139,7

In navolgende tabellen zijn de diverse dikten per bouwlaag opgegeven.

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

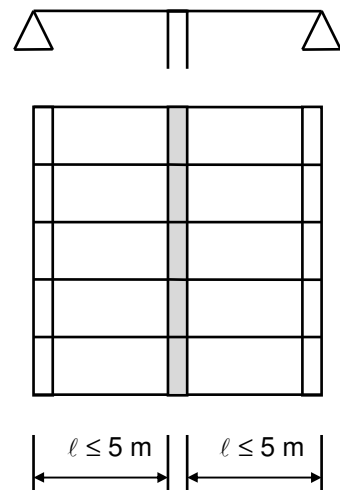
Tabel 9 - Minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning ≤ 6 m aan weerszijden gelijk, $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	140	125	125	100
op één na bov. Bouwl.	175	140	140	125
op twee na	240	175	150	140
op drie na	280	200	175	150
op vier na	350	240	200	175



Tabel 10 - Minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning ≤ 5 m aan weerszijden gelijk, $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125	125	100
op één na bov. Bouwl.	175	140	125	125
op twee na	200	175	140	140
op drie na	240	200	150	140
op vier na	280	240	175	150

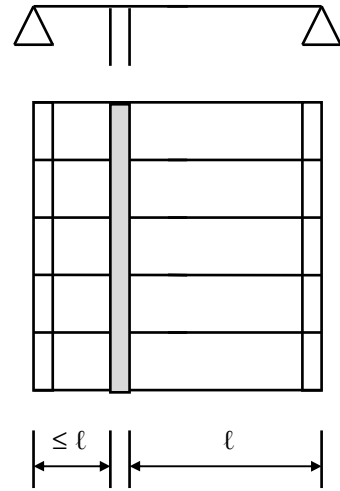


belasting op tussenwanden: $5/8 \cdot Q \cdot \ell$

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

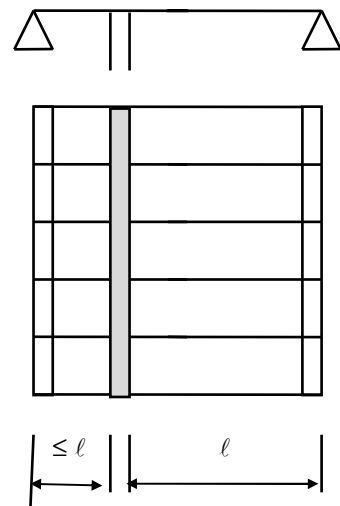
Tabel 11 - Minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning ≤ 8 m aan weerszijden ongelijk, $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

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.	140	125	125	125
op twee na	175	140	140	125
op drie na	240	175	140	140
op vier na	240	200	150	140



Tabel 12 - minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning $\leq 6,75$ m aan weerszijden ongelijk, $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

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.	140	125	125	125
op twee na	175	140	125	125
op drie na	200	150	140	125
op vier na	240	175	140	140

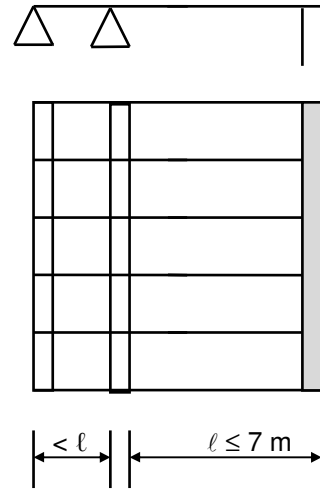


belasting op tussenwanden: $5/8 \cdot Q \cdot \ell$

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

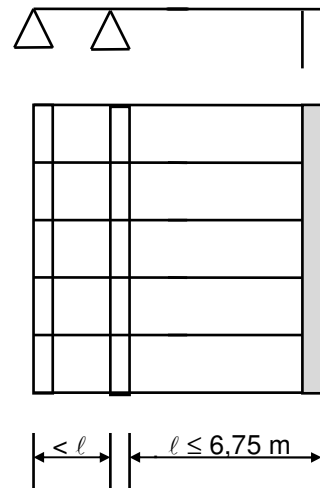
Tabel 13 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning ≤ 7 m,
 $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

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.	140	125	125	100
op twee na	150	140	125	125
op drie na	175	140	125	125
op vier na	200	150	140	140



Tabel 14 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning $\leq 6,75$ m,
 $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

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.	140	125	125	100
op twee na	150	125	125	125
op drie na	175	140	125	125
op vier na	200	150	140	125

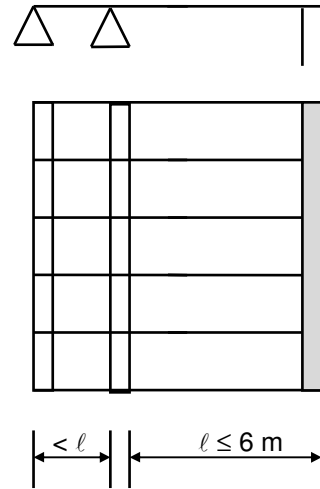


belasting op eindwanden: $0,5 \cdot Q \cdot \ell$

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

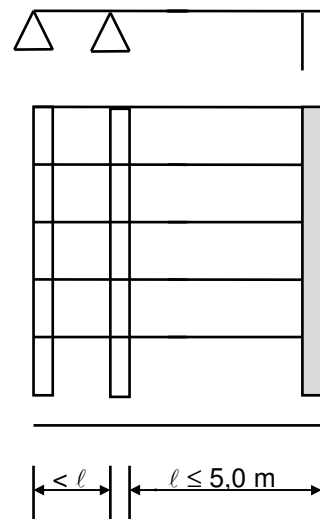
Tabel 15 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning ≤ 6 m,
 $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

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	100	100
op twee na	140	125	125	125
op drie na	175	140	125	125
op vier na	175	140	140	125



Tabel 16 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning ≤ 5 m,
 $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

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	140	125	125	100
op drie na	150	125	125	125
op vier na	175	140	125	125



belasting op eindwanden: $0,5 \cdot Q \cdot l$

5. WINDBELASTING

Artikel 8.6.1.3 van de NEN 6702:2007 vermeldt dat bouwwerken en onderdelen van bouwwerken berekend moeten zijn op windbelasting. De ongunstigste combinatie van gelijktijdig optredende windbelastingen p_{rep} moet in rekening zijn gebracht.

De windbelasting moet als volgt zijn bepaald:

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

p_{rep} is de windbelasting door winddruk, windzuiging, windwrijving en over- en onderdruk, in kN/m^2 ;

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

p_w is de extreme waarde van de stuwruk.

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

Bovenstaande factor wordt bepaald conform bijlage A.2 van NEN 6702:2007.

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

Een gebouw van 10 m hoog een 20 m lang c.q. breed heeft een C_{dim} -factor van 0,93.

Gezien de betrekkelijk geringe reductie wordt in onze berekening 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:

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

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

$C_{pi} = 0,3$ (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 lichtdoorlatendheid 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 b.v. een folie op een dakbeschot.

Door verplaatsing van de buigslappe laag ontstaat een onderdruk, waardoor het effect van windzuiging wordt gereduceerd (art. 8.6.5. NEN 6702:2007 – 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 bouwwerk en voorts aan de eigen frequentie en dempingsmaat van de trillingsvorm, die door de wind uit de beschouwde richting wordt aangestoten (turbulentie). Dit wordt bepaald conform bijlage A4 (NEN 6702:2007)

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.

In verband met het 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 het berekenen 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 A.1 (NEN 6702:2007)

Ten behoeve van de bepaling van de stuwdruk zijn de gebieden I, II en III onderscheiden, zoals aangegeven in figuur A.1 (NEN 6702:2007)

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.

$$p_{wd} \text{ (rekenwaarde voor de windbelasting) } = \gamma_{f,q} \cdot p_{rep} \quad (\gamma_{f,q} = 1,3^*); \quad \text{NEN 6702:2007 art. 5.1.2)}$$

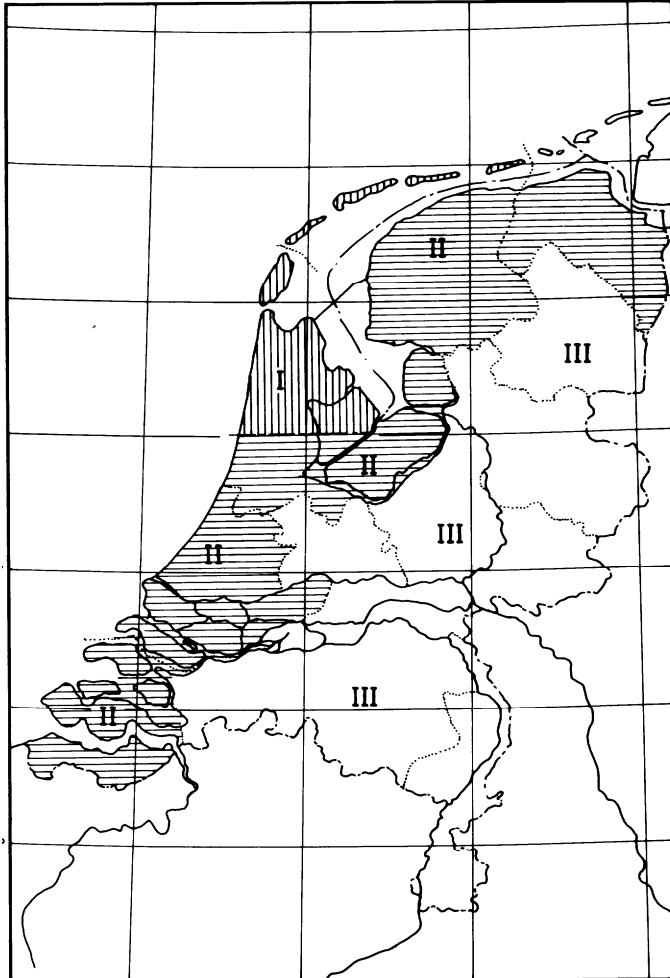
*) factor 1,3 geldt alleen wanneer belasting door personen niet maatgevend is

Tabel 17 - Windbelasting

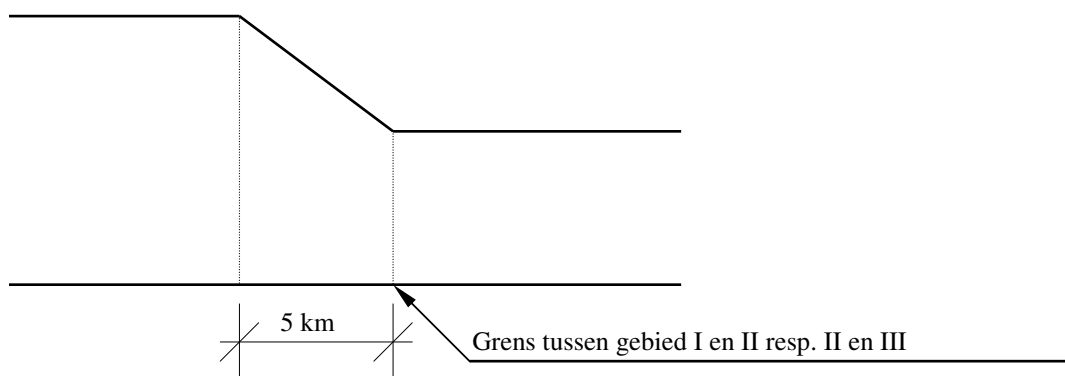
gebouwhoogte	p_{wd} kN/m ²					
	gebied I		gebied II		gebied III	
	bebouwd	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd
h tot en met 10 m	1,00	1,52	0,84	1,26	0,72	1,04
h tot en met 20 m	1,59	1,84	1,33	1,57	1,13	1,33

Figuren, tabellen, behorend bij de bepaling van de windbelasting

Waarden voor de stuwdruk



Verdeling van Nederland in drie gebieden t.a.v. de te hanteren stuwdruk
(figuur A.1 - NEN 6702:2007)



Interpolatie van de stuwdruk bij overgang tussen twee gebieden
(figuur A.2 - NEN 6702:2007)

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Tabel 18 - 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

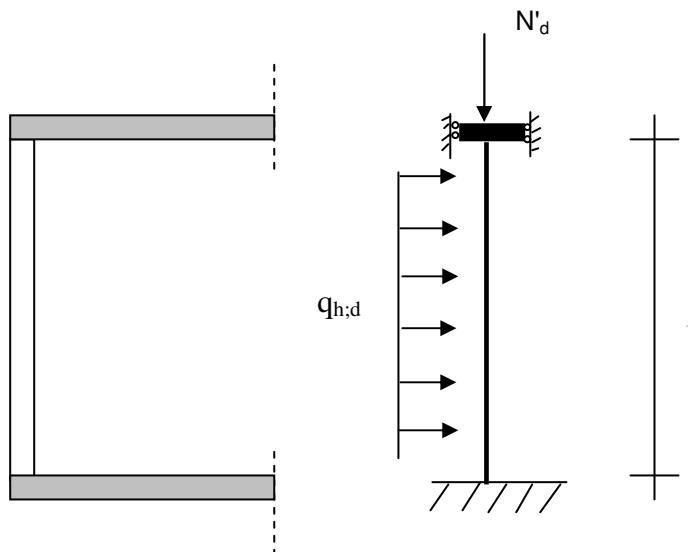
Bij tussengelegen waarden van h mag voor de bepaling van p_w lineair zijn geïnterpoleerd.

6 ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN OP WIND BELAST

6.1 Algemeen

Bij gevels met een dragend binnenspouwblad moeten de momenten als gevolg van windbelasting opgenomen worden door een verplaatsing (excentriciteit) van de drukkracht in het binnenspouwblad van de gevel. In tegenstelling tot de berekening van niet-dragende, op wind belaste gevels mag bij dragende wanden niet worden gerekend op de buigtreksterkte van de beide materialen (art. 11.3 NEN 6790-2005). Bij dragende gevels moet de windbelasting in zijn geheel opgenomen worden door het dragende binnenspouwblad dit intengstelling tot niet-dragende gevelwanden.

Bij dragende gevels belast op wind wordt meestal de volgende schematisering toegepast:



De dragende wand is aan zowel de onder- als aan de bovenzijde ingeklemd gedacht. Vervolgens kan met behulp van de lineaire elasticiteitstheorie de momentverdeling in de wand worden bepaald. Nadat de momenten zijn berekend, kunnen de excentriciteiten in de wand worden bepaald. Er is dan sprake van een wand met een verlopende excentriciteit. Ten gevolge van de aanwezige normaalkracht kunnen de excentriciteiten door het tweede-orde effect nog worden vergroot.

We kunnen in dit geval e_c bepalen door gebruik te maken van art. 10.4 (NEN 6790:2005)

Deze formules luiden als volgt:

$$e_t = \xi (e_o + e_c) \geq e_o$$

waarin:

- ξ is $0,5 (1 + e_t/e_o) \geq 0,75$
- e_o is de grootste eerste-orde excentriciteit in de wand.
- e_1 is de excentriciteit in het midden van de hoogte indien e_o optreedt aan één der beide uiteinden en is de grootste van de aan de beide uiteinden optredende excentriciteiten indien e_o niet aan één der beide uiteinden optreedt.
- e_c is de toeslag excentriciteit waarvoor geldt:

$$e_c = 3 (1,5 h + e_o) \cdot (\ell_c / (100 h))^2$$
- h is de dikte van de beschouwde wand
- ℓ_c is de kniklengte van de beschouwde wand (kniklengte is halve verdiepinghoogte fig. 8 NEN 6790:2005)

6.2 Voorbeeld berekening dragende wand op wind belast

Stel: Woongebouw bestaat uit 5 verdiepingen (gebouwhoogte is 15 m; wandhoogten zijn 2,5 m)
 Veiligheidsklasse 3 (NEN 6702:2007)

De wand die berekend moet worden, is een dragend binnenspouwblad op wind belast.

Belasting gegevens t.b.v. het verticaal draagvermogen van de wand:

Betonvloer 150 mm dik:	$150 \times 2,4 \times 10^{-2} =$	3,60 kN/m ²
Afwerking 50 mm:	$50 \times 2,0 \times 10^{-2} =$	1,00 kN/m ²
Separatie:		0,80 kN/m ²

Permanent belasting:	G_{rep}	5,40 kN/m ²
Variabele belasting:	Q_{rep}	1,75 kN/m ²
Eigengewicht wand:	2,00 kN/m ¹	
Vloeroverspanning:	6,00 m	

Noot: We gaan er van uit dat de dakbelasting gelijk is aan de vloerbelasting.

Rekenwaarde belasting per m¹ wand per verdieping:

Voor permanente belasting: $(G_{rep} \cdot 0,5 \cdot 6,00 + 2,00) \cdot \gamma_{f,g} = 21,84 \text{ kN}$
 Voor variabele belasting: $(Q_{rep} \cdot 0,5 \cdot 6,00) \cdot \gamma_{f,q} = 7,88 \text{ kN}$

29,72 kN

$\gamma_{f,g} = 1,2$ (tabel 2 NEN 6702:2007)

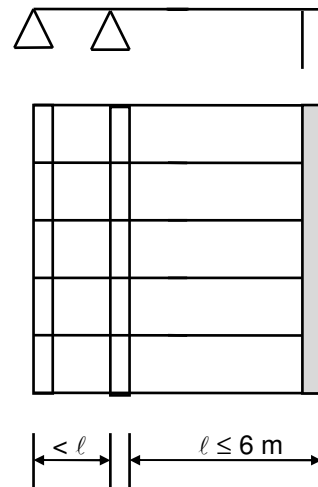
$\gamma_{f,q} = 1,5$ (tabel 2 NEN 6702:2007)

Bij de op windbelaste wanden wordt geen rekening gehouden met sparingen (factor 1,25)

De minimale wanddikte t.b.v. de opneembare normaalkracht volgt uit tabel 4.

Tabel 19

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	140	125	125	100
op drie na	150	125	125	125
op vier na	175	140	125	125



Het moment van de windbelasting moet vervolgens opgenomen worden door de excentriciteit van de drukkracht. Deze drukkracht is uitsluitend gebaseerd op de permanente belasting.

Rekenwaarde drukkracht-belasting per m¹ wand per verdieping:

$$\text{Voor permanente belasting: } (G_{\text{rep}} \cdot 0,5 \cdot 6,00 + 2,00) \cdot \gamma_{f,g} = \mathbf{16,38 \text{ kN}}$$

$$\gamma_{f,g} = 0,9 \text{ (tabel 2 NEN 6702:2007)}$$

De windbelasting volgens NEN 6702:2007 is in het voorbeeld gebaseerd op een onbebouwde situatie in gebied II:

$$p_w = 1,01 \text{ kN/m}^2 \text{ (gebouwhoogte 15 m) Tabel A1 NEN 6702:2007}$$

$$p_{\text{rep}} = C_{\text{index}} \cdot p_w = (0,8+0,3) \cdot 1,01 = 1,11 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{wd}} = p_{\text{rep}} \cdot \gamma_{f,q} (1,5) = \mathbf{1,67 \text{ kN/m}^2}$$

Resume:	Normaalkracht N'_d :	16,38 kN/m
	Windbelasting:	1,67 kN/m ²
	Kwaliteit wand:	G4/600
	Wanddikte:	125 mm
	Wandhoogte:	2500 mm

Door de windbelasting worden de volgende momenten veroorzaakt:

$$M_{s;d} = -\frac{1}{12} p_{\text{wd}} \cdot \ell^2 : -0,8698 \text{ kNm/m}$$

$$M_{v;d} = \frac{1}{24} p_{\text{wd}} \cdot \ell^2 : 0,4349 \text{ kNm/m}$$

Deze momenten resulteren in de volgende excentriciteiten:

$$e_0 = M_{s;d} / N'_d = 0,0531 \text{ m}$$

$$e_1 = M_{v;d} / N'_d = -0,0266 \text{ m}$$

noot: e_1 is negatief omdat het moment hier tegengesteld van teken is t.o.v. het moment ter plaatse van e_0

Berekening van het tweede effect:

$$\xi = 0,5 (1 + e_1/e_0) = 0,25 \geq 0,75$$

$$\xi = 0,75$$

$$e_c = 3 (1,5 h + e_0) \cdot (\ell_c / (100 h))^2$$

$$e_c = 0,006 \text{ m}$$

$$e_t = \xi (e_0 + e_c) = 0,0394 \text{ m} \geq e_0$$

$$e_t = 0,0531 \text{ m}$$

De totale excentriciteit (e_t) is gelijk aan de eerste orde excentriciteit. (e_0)

Het tweede orde effect is in de betreffende situatie dus te verwaarlozen.

De maximaal optredende excentriciteit in het betreffende geval is dus gelijk aan: **53,1 mm**.

De uiterst opneembare excentriciteit is gelijk aan:

$$e_u = 0,5 h - 0,55 \frac{N'_d}{b \cdot f_{cd}} = \mathbf{59,28 \text{ mm}}$$

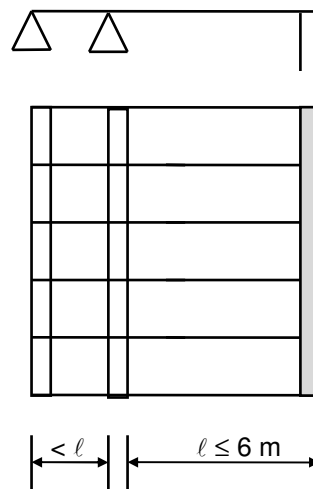
De uiterst opneembare excentriciteit is groter dan de optredende excentriciteit.

De voorgeschreven windbelasting kan dus door de beschouwde wand worden opgenomen.

Minimale dikten bij bovenstaande windbelasting situatie

Tabel 20

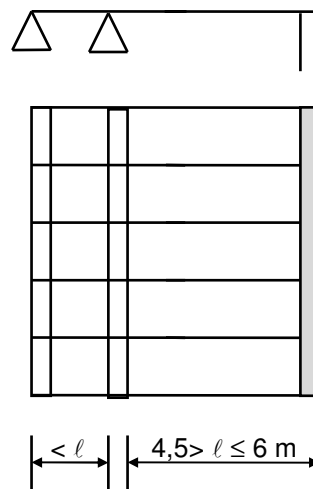
bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125	125	125
op één na bov. Bouwl.	100	100	100	100
op twee na	100	100	100	100
op drie na	100	100	100	100
op vier na	125	100	100	100



Ongunstigste wanddikte is maatgevend:

Tabel 21

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125	125	125
op één na bov. Bouwl.	125	125	100	100
op twee na	140	125	125	100
op drie na	150	125	125	125
op vier na	175	140	125	125



Note:

Afhankelijk ook van de toegepaste kwaliteit cellenbetonwand, c.q. het vloergewicht kan het zijn dat de wanddikten onvoldoende blijken.

Bij onvoldoende bovenbelasting mag vervolgens de uiterst opneembare normaalkracht berekend worden door rekening te houden met de treksterkte (art. 11.2.4 NEN 6790:2005). Uitsluitend bij passieve en neutrale wanden.

De wanddikten in bovenstaande tabel zijn derhalve op basis van de treksterkte ook berekend.

7. ONTWERPEN VAN NIET-DRAGENDE WANDEN

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

- De rekenwaarde van de buigtreksterkte is ontleend aan tabel 1;
- Een verdiepinghoogte tot 3,00 m;
- De op windbelaste wand is tweezijdig (onder- en bovenzijde) gesteund;
- De windbelasting is bepaald conform NEN 6702:2007

7.1 Berekeningswijze en ontwerptabellen voor massieve niet-dragende buitenwanden

Voor het toetsen van een niet-dragende gevelwand samengesteld uit cellenbetonpanelen, kan gebruik worden gemaakt van artikel 11.3 van NEN 6790:2005. De gevelwand is immers een niet-dragende wand belast door wind.

Omdat er bij cellenbeton geen verschil is in grootte van de buigtreksterkte loodrecht op de lintvoeg of evenwijdig aan de lintvoeg kan, als de bijdrage van de normaalkracht wordt verwaarloosd, de toets voor de momenten in alle richtingen worden samengevat als:

$$M_d \leq M_u$$

waarin:

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

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$$

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

$$M_u = f_{m;d} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot \gamma_M$$

$f_{m;d}$ is de rekenwaarde van de buigtreksterkte van cellenbeton in N/mm² (Tabel 1)

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 11.1.2 (NEN 6790:2005) en is gelijk aan 1,0

Tabel 22 - Minimale dikte massieve enkelbladige niet-dragende buitenwand veiligheidsklasse 2 (NEN 6702:2007 Tabel 1 en art. 5.1.2: $\gamma_{f;q} = 1,3$)

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	125	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$h \leq 10$ m	140	125	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$h \leq 15$ m	150	125	125	100	140	125	100	100	140	125	100	100
$h \leq 20$ m	175	140	125	125	150	125	125	100	140	125	100	100
$h \leq 25$ m	175	140	125	125	175	140	125	100	150	125	125	100
$h \leq 30$ m	200	150	125	125	175	140	125	125	150	125	125	100
$h \leq 35$ m	200	175	140	125	175	140	125	125	175	140	125	100
$h \leq 40$ m	200	175	140	125	175	150	125	125	175	140	125	125

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Bouwen met panelenwanden (verdiepinghoog) in combinatie met dak- en vloerplaten pagina 38

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	140	125	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$h \leq 10$ m	140	125	100	100	140	125	100	100	125	100	100	100
$h \leq 15$ m	175	140	125	125	150	125	125	100	140	125	100	100
$h \leq 20$ m	175	150	125	125	175	140	125	125	150	125	125	100
$h \leq 25$ m	200	175	140	125	175	140	125	125	175	140	125	100
$h \leq 30$ m	200	175	140	125	200	150	125	125	175	140	125	125
$h \leq 35$ m	200	175	140	140	200	150	140	125	175	140	125	125
$h \leq 40$ m	240	175	150	140	200	175	140	125	175	150	125	125

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	125	125	125	100	140	125	100	100	125	125	100	100
$h \leq 10$ m	140	140	125	100	150	125	100	100	140	125	100	100
$h \leq 15$ m	200	150	140	125	175	140	125	125	175	125	125	100
$h \leq 20$ m	200	175	140	125	200	150	125	125	175	140	125	125
$h \leq 25$ m	240	175	150	140	200	175	140	125	175	150	125	125
$h \leq 30$ m	240	175	150	140	200	175	140	125	200	150	140	125
$h \leq 35$ m	240	200	175	140	240	175	150	140	200	175	140	125
$h \leq 40$ m	240	200	175	150	240	175	150	140	200	175	140	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	140	125	100	100	140	125	100	100	125	100	100	100
$h \leq 15$ m	175	140	125	125	175	140	125	100	150	125	100	100
$h \leq 20$ m	175	150	125	125	175	140	125	125	150	125	125	100
$h \leq 25$ m	200	150	140	125	175	140	125	125	175	140	125	100
$h \leq 30$ m	200	150	140	125	175	140	125	125	175	140	125	100
$h \leq 35$ m	200	175	140	125	175	150	125	125	175	140	125	125
$h \leq 40$ m	200	175	140	125	200	150	125	125	175	140	125	125

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	140	125	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
$h \leq 10$ m	150	125	125	100	140	125	100	100	125	125	100	100
$h \leq 15$ m	200	150	140	125	175	140	125	125	175	125	125	100
$h \leq 20$ m	200	175	140	125	175	150	125	125	175	140	125	125
$h \leq 25$ m	200	175	140	125	200	150	140	125	175	140	125	125
$h \leq 30$ m	200	175	140	125	200	175	140	125	175	140	125	125
$h \leq 35$ m	240	175	150	140	200	175	140	125	175	150	125	125
$h \leq 40$ m	240	175	150	140	200	175	140	125	200	150	140	125

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	140	125	100	100	125	100	100	100
$h \leq 10$ m	175	140	125	125	175	125	125	100	140	125	100	100
$h \leq 15$ m	200	175	150	140	200	175	140	125	175	140	125	125
$h \leq 20$ m	240	175	150	140	200	175	140	125	200	150	125	125
$h \leq 25$ m	240	200	175	140	200	175	150	140	200	175	140	125
$h \leq 30$ m	240	200	175	140	240	175	150	140	200	175	140	125
$h \leq 35$ m	240	200	175	150	240	175	150	140	200	175	140	125
$h \leq 40$ m	240	200	175	150	240	175	150	140	200	175	140	120

7.2 Berekeningswijze niet-dragende binnenspouwbladen

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

De binnenspouwbladen zijn niet vloerdragend, maar dienen de windbelasting conform NEN6702:2007 te dragen.

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

De verankering van het buitenspouwblad aan het binnenspouwblad dient plaats te vinden overeenkomstig de vigerende voorschriften. (art 11.8 NEN 6790:2005)

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

- de bijdrage van het opnemen van de windbelasting van het buitenspouwblad wordt **niet** verwaarloosd.
- de bijdrage van het opnemen van de windbelasting van het buitenspouwblad wordt verwaarloosd.

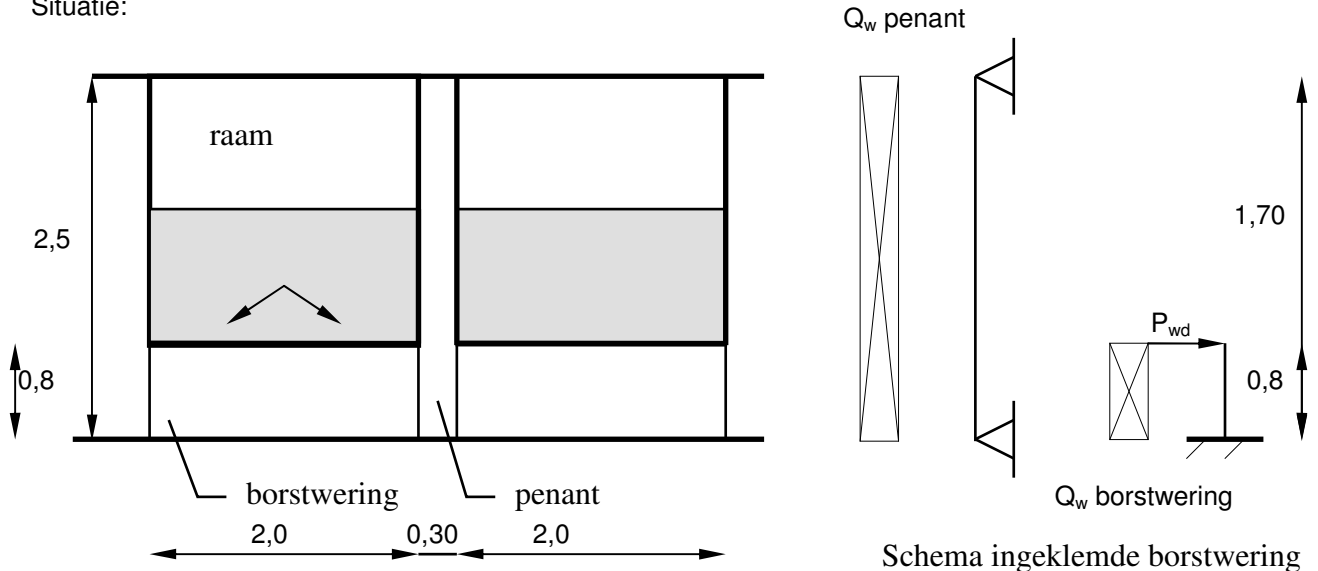
De binnenspouwbladen worden op de vloer verlijmd of in de specie gezet. Aan de bovenzijde wordt de bevestiging uitgevoerd middels ankers en een elastische voeg.

Borstweringen worden middels lijm/specie op de vloer geplaatst zodanig dat er sprake is van een ingeklemde borstwering.

Borstweringen worden aan beide zijden gedilateerd en verankerd aan de penanten.

7.2.1 Voorbeeld berekening waarbij de bijdrage van het buitenspouwblad niet wordt verwaarloosd (situatie a)

Situatie:



Aanzicht gevel

Stel: gebouwhoogte 7 m.

De windbelasting: p_{wd} is: $0,66 \text{ kN/m}^2$ (bebouwde situatie; gebied III)

In het voorbeeld is de tussenpenantbreedte $0,30 \text{ m}$

De tussenpenant 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.

Uitgangspunten wanneer de bijdrage van het buitenspouwblad **niet** wordt verwaarloosd.

- Bij de berekening van de krachtverdeling gaan we uit van de E-modulus verhouding buitenblad : binnenblad.
- Het buitenblad is 100 mm dik (baksteen E-modulus is 5000 N/mm^2)
- 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*)
- *) uitgangspunt is dat de sterkte van de voeg betonvloer-cellenbeton de gelijke sterkte heeft als de voegen tussen de blokken.
- De benodigde dikte van het binnenspouwblad wordt bepaald door het spanningscriterium van zowel binnen- als buitenblad.

De windbelasting $p_{wd} : Q_{w1} + Q_{w2} = 658 \text{ N/m}^2$

De verhouding middels de E-modulus: $Q_{w1} : Q_{w2} = E_1 \cdot d_1^3 : E_2 \cdot d_2^3$

- Q_{w1} = windbelasting op buitenblad
- Q_{w2} = windbelasting op binnenblad
- E_1 = E-modulus baksteen buitenblad : 5000 N/mm²
- d_1 = dikte buitenblad : 100 mm
- E_2 = E-modulus binnenblad (G4/600) : 2125 N/mm²
- d_2 = dikte binnenblad : 100 mm

$$Q_{w1} : Q_{w2} = 5000 \cdot 100^3 : 2125 \cdot 100^3$$

$$Q_{w2} = 2125 \cdot 100^3 / (2125 \cdot 100^3 + 5000 \cdot 100^3) \cdot 658 = 196 \text{ N/mm}^2$$

$$Q_{w1} = 658 - 196 = 462 \text{ N/mm}^2$$

Momentbepaling binnenblad (borstwering):

$$M \text{ ten gevolge van } Q_{w2} = \frac{1}{2} \cdot Q_{w2} \cdot l^2 \cdot b = \frac{1}{2} \cdot 196 \cdot 0,8^2 \cdot 2 = 125,56 \text{ Nm}$$

$$M \text{ ten gevolge van } P_{wd} = P_{wd} \cdot l = (0,5 \cdot 2 \cdot 1,7 \cdot 196) \cdot 0,8 = 266,81 \text{ Nm}$$

$$M_d = 392,37 \text{ Nm}$$

$$M_d \leq M_u$$

waarin:

M_d is de rekenwaarde van het optredend buigend moment t.g.v. de windbelasting
 $M_d = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$

M_u is de rekenwaarde van het uiterst opneembare moment waarvoor geldt:
 $M_u = f_{m,d} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot \gamma_M$

f_{cflk} is de rekenwaarde van de buigtreksterkte van de cellenbeton in N/mm² (zie tabel 1)

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 11.1.2 van NEN 6790:2005:

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.

$$M_u = 0,58 \cdot \frac{1}{6} \cdot 2000 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 2513 \text{ Nm} > M_d$$

Momentbepaling buitenblad (borstwering): *)

$$M \text{ ten gevolge van } Q_{w1} = \frac{1}{2} \cdot Q_{w1} \cdot l^2 \cdot b = \frac{1}{2} \cdot 462 \cdot 0,8^2 \cdot 2 = 295,43 \text{ Nm}$$

$$M \text{ ten gevolge van } P_{wd} = P_{wd} \cdot l = (0,5 \cdot 2 \cdot 1,7 \cdot 462) \cdot 0,8 = 627,80 \text{ Nm}$$

$$M_d = 923,33 \text{ Nm}$$

*) Borstwering dient voldoende verankerd te worden aan ondersteuning c.q. vloer zodat moment opgenomen kan worden.

Stel: buigtreksterkte metselwerk is 0,22 N/mm²

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

Momentbepaling binnenblad (penant):

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 196 \cdot 2,5^2 \cdot 0,3 = 45,98 \text{ Nm}$$

$$M_u = 0,58 \cdot \frac{1}{6} \cdot 300 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 377,00 \text{ Nm} > M_d$$

Momentbepaling buitenblad (penant):

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 462 \cdot 2,7^2 \cdot 0,3 = 126,19 \text{ Nm}$$

$$M_u = 0,22 \cdot \frac{1}{6} \cdot 300 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 143,00 \text{ Nm} > M_d$$

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

Tabel 23 - Minimale dikte niet-dragende binnenspouwbladen
 veiligheidsklasse 2 (NEN 6702:2007 Tabel 1 en art. 5.1.2: $\gamma_{f,q} = 1,3$)

wandhoogte is 2,50 m; borstweringhoogte is 0,80 m

gebouw hoogte	gebied I bebouwd				gebied II bebouwd				gebied III bebouwd			
	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800
h ≤ 5 m	125	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
h ≤ 10 m	140	125	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
h ≤ 15 m	175	140	125	125	175	140	125	100	150	125	100	100
h ≤ 20 m	200	150	140	125	175	140	125	125	175	140	125	100
h ≤ 25 m	200	175	140	125	175	150	125	125	175	140	125	125
h ≤ 30 m	200	175	150	140	200	150	140	125	175	140	125	125
h ≤ 35 m	240	175	150	140	200	175	140	125	175	150	125	125
h ≤ 40 m	240	175	150	140	200	175	140	125	200	150	140	125
h ≤ 45 m	240	200	175	140	200	175	140	140	200	150	140	125
h ≤ 50 m	240	200	175	140	240	175	150	140	200	175	140	125

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Bouwen met panelenwanden (verdiepinghoog) in combinatie met dak- en vloerplaten pagina 43

wandhoogte is 2,50 m; borstweringhoogte is 0,80 m

gebouw hoogte	gebied I onbebouwd				gebied II onbebouwd				gebied III onbebouwd			
	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800
$h \leq 5$ m	140	125	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
$h \leq 10$ m	175	140	125	100	150	125	125	100	140	125	100	100
$h \leq 15$ m	200	175	140	125	175	150	125	125	175	140	125	125
$h \leq 20$ m	200	175	140	125	200	150	140	125	175	140	125	125
$h \leq 25$ m	240	175	150	140	200	175	140	125	175	150	125	125
$h \leq 30$ m	240	175	150	140	200	175	140	125	200	150	140	125
$h \leq 35$ m	240	175	150	140	200	175	140	125	200	150	140	125
$h \leq 40$ m	240	200	175	140	200	175	150	140	200	175	140	125
$h \leq 45$ m	240	200	175	140	240	175	150	140	200	175	140	125
$h \leq 50$ m	240	200	175	140	240	175	150	140	200	175	140	125

8 STABILITEIT VAN CELLENBETONCONSTRUCTIES

8.1 Algemeen

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 ervoor 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.

Voor de rekenregels en toetsing van de doorsnedecapaciteit kan gebruik worden gemaakt van NEN 6790-2005.

Van belang is de sterkte van de penanten in verband met het overbrengen van de schuifkrachten. Dit is het geval bij toepassing van stabiliteitswanden, en als de windbelasting in horizontale richting moet worden afgedragen.

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.

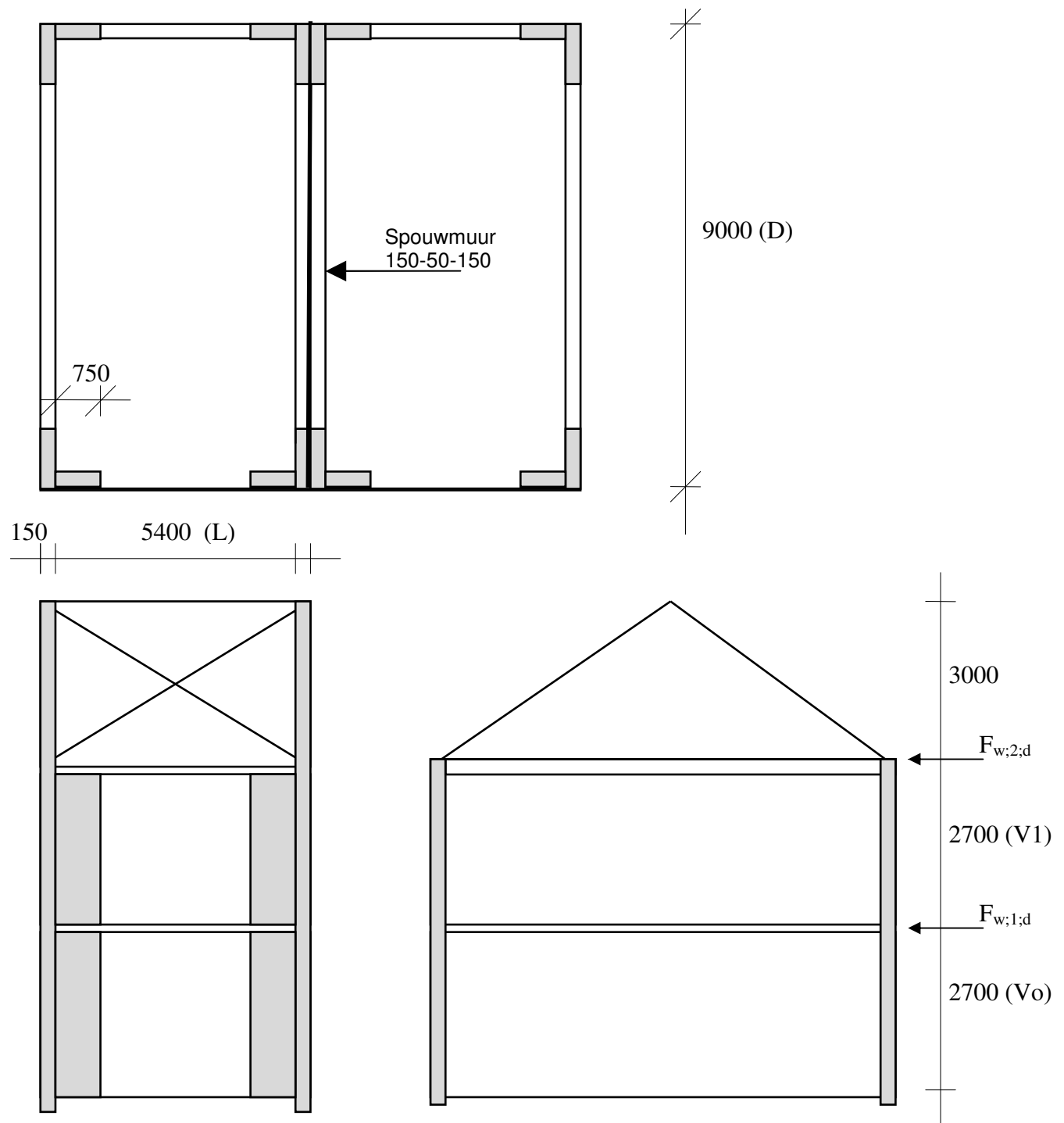
Voorwaarden werden gesteld aan:

- de kernen
- het raamwerk
- de vloeren

Bij het beschouwen van de stabiliteit van cellenbetonconstructies kan het tweede-orde effect achterwege worden gelaten, wanneer er met behulp van de theorie van het neutrale raamwerk wordt aangetoond dat er daadwerkelijk geen aanpendeling van de bouwmuren aan de stabiliteitskernen optreedt. Op basis van art. 11.7 van NEN 6790 dient een toets uitgevoerd te worden.

In de volgende paragraaf is een voorbeeldberekening 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.

8.2 Toelichting berekeningsmethode aan de hand van rekenvoorbeeld



Overzicht van de beschouwde rij woningen

Vloeren	YTONG cellenbeton dik 240 mm, kwal. G4/600
Ankerloze scheidingswand	YTONG cellenbeton afm. 150 - 50 - 150 mm
Binnenspouwblad kopgevel	YTONG cellenbeton dik 150 mm
Penanten in langsegevel	YTONG cellenbeton dik 150 mm

De stabiliteit van deze twee woningen wordt gecontroleerd aan de hand van de theorie zoals omschreven in NEN 6790:2005

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Bouwen met panelenwanden (verdiepinghoog) in combinatie met dak- en vloerplaten pagina 46

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:	eigen gewicht	6,75 kN/m ³	
	dik 150 mm bouwmuur/penant	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:

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 2,8 \text{ N/mm}^2 \\ f_{v;d} &= 0,24 \text{ N/mm}^2 \\ f_{v;v;d} &= 0,24 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Belastingen:

De belastingen t.g.v. de wind: (zie hoofdstuk 5)

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:

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

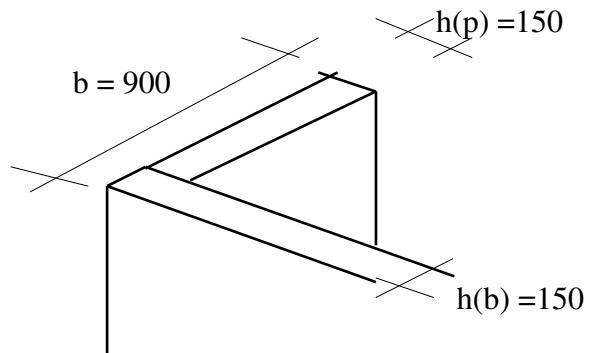
Rekenwaarde van de windbelasting op de eerste verdiepingvloer:

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

Controle van de sterkte:

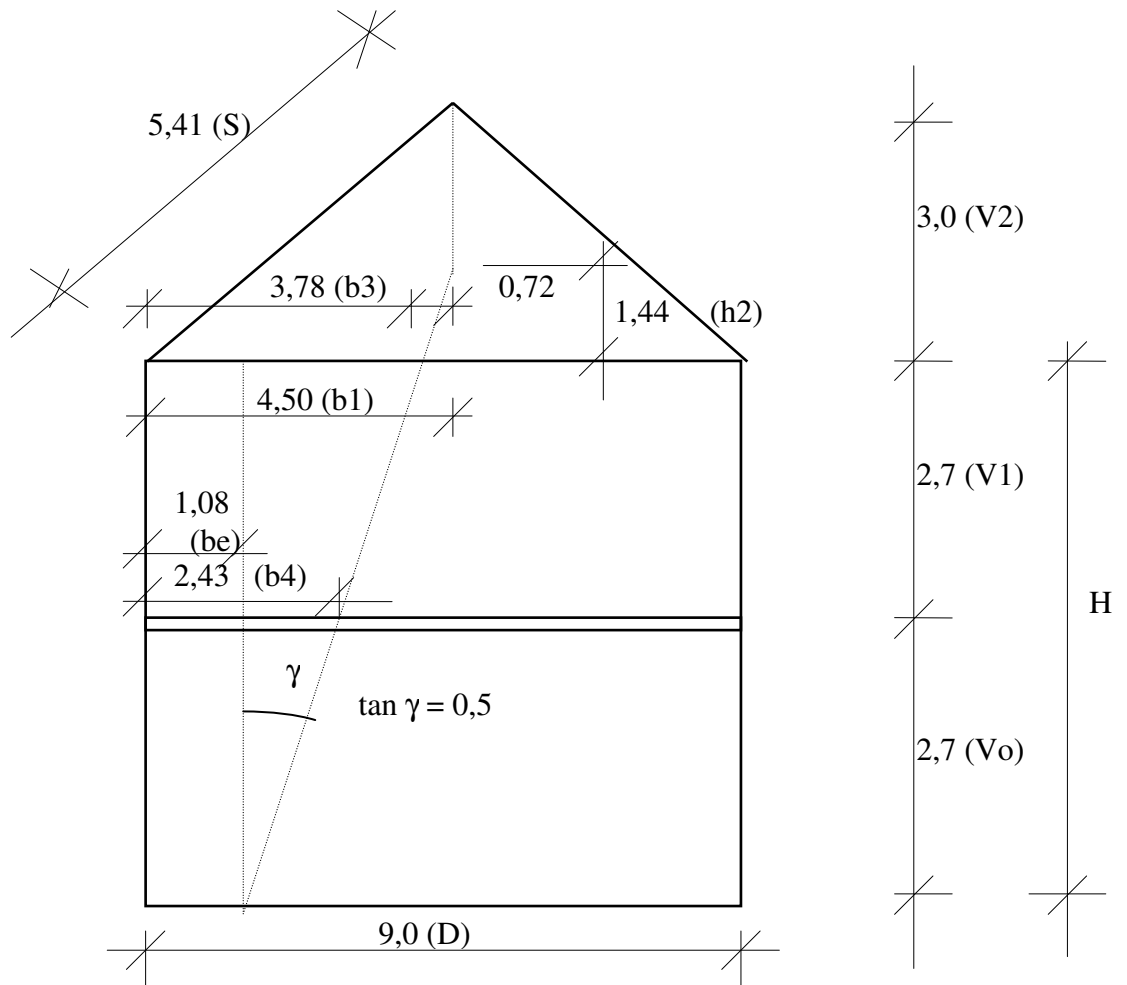
Gewicht van de penant is gelijk aan:

$$\begin{aligned} G_d &= (V_0 + V_1) \cdot b \cdot h(p) \cdot s_g \cdot 0,9 \\ &= 5,4 \cdot 0,9 \cdot 0,15 \cdot 6,75 \cdot 0,9 = 4,4 \text{ kN} \end{aligned}$$



CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Bepaling van de maximaal te activeren schuifkracht T_d :



Meewerkende breedte $be = 0,2 H = 0,2 \cdot 5,4 = 1,08$

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 kN
uit topdriehoek:	$0,9 \cdot (b1 \cdot V2 - b2 \cdot h2) / 2 \cdot eig =$ $0,9 \cdot (4,5 \cdot 3 - 0,72 \cdot 1,44) / 2 \cdot 1,01 =$	5,7 kN
uit vloeren:	$0,9 \cdot (b3 + b4) \cdot 0,5 \cdot L \cdot eig =$ $0,9 \cdot (3,78 + 2,43) \cdot 0,5 \cdot 5,4 \cdot 2,92 =$	44,1 kN
uit wanden:	$0,9 \cdot (Vo + V1) \cdot (b3 - be) \cdot 0,5 \cdot eig =$ $0,9 \cdot 5,4 \cdot (3,78 - 1,08) \cdot 0,5 \cdot 1,01 =$ $0,9 \cdot (2,7 + 2,7) \cdot be \cdot 0,5 \cdot eig =$ $0,9 \cdot 5,4 \cdot 1,08 \cdot 0,5 \cdot 1,01 =$	6,6 kN <u>5,3 kN</u>
	T_d	70,2 kN

Controle schuifkracht penant - bouwmuur

Volgens NEN 6790 art 11.6.2 kan de eerste verdiepingsvloer de uvelwerking overdragen. Voor een vloer van cellenbeton moet deze waarde gesteld worden op 30 kN. Het restant moet worden opgenomen door de loodvoeg tussen bouwmuur en penant.

Er moet worden voldaan aan:

$$\frac{F_{v;d}}{\gamma_M} \leq F_{v;u} + \Sigma F_{vl;u}$$

$$\gamma_M = 1,0$$

$$F_{v;u} = (V_0 + V_1) \cdot b \cdot f_{v,v;d} = 5,4 \cdot 0,15 \cdot 0,24 \cdot 10^3 = 194,40 \text{ kN}$$

$$F_{vl;u} \text{ de uvelwerking van cellenbetonvloer} = \frac{30,00 \text{ kN}}{224,40 \text{ kN}}$$

De sommatie van de capaciteit van de loodvoeg en de eerste verdiepingsvloer is groter dan de beschikbare normaalkracht (224,40 kN > 70,2 kN). De beschikbare normaalkracht is dus maatgevend.

Eisen aan de kern:

Berekening van de benuttingsgraad:

$$\alpha = (T_d + G_d) / (b \cdot h_{(p)} \cdot f_{cd}) = (70,2 + 4,4) \cdot 10^3 / (900 \cdot 150 \cdot 2,8) = 0,198$$

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

$$M_d = Q_{p2} \cdot (V_0 + V_1) + Q_{p1} \cdot V_0 - T_d \cdot (b - h_{(p)}) / 2 =$$

$$5,3 \cdot 5,4 + 5,0 \cdot 2,7 - 70,3 \cdot \frac{(0,9 - 0,15)}{2} = 16,0 \text{ kNm}$$

Voor cellenbeton geldt voor de berekening van de momentcapaciteit van de penant in de uiterste grenstoestand

$$M_u = 0,4 \alpha (1 - \alpha) h_{(p)} \cdot b^2 \cdot f_{cd}$$

$$0,4 \cdot 0,346 (1 - 0,346) \cdot 150 \cdot 900^2 \cdot 2,8 \cdot 10^{-6} = 21,57 \text{ kNm}$$

$$M_u > M_d$$

Controle horizontale schuifkracht penant - fundering:

$$\tau_d = (Q_{p2} + Q_{p1}) / (h_{(p)} \cdot b) = (5,3 + 5,0) \cdot 10^3 / (150 \cdot 900) = 0,077 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,v;d} = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d \leq f_{v,v;d} + 0,2 \text{ N}'_d/A$$

De penanten zijn voldoende sterk

Controle verplaatsingseis

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

$$C = \frac{3 EI L}{(L - h_{\text{bouwmuur}} - l_{\text{penant}})^2}$$

waarin:

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

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

$$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 0,35 \cdot 0,45^3 / 12 = 2,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \quad (\text{afm. funderingsbalk } 350 \cdot 450 - C20/25)$$

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

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

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

h_{bouwmuur} is dikte van bouwmuur

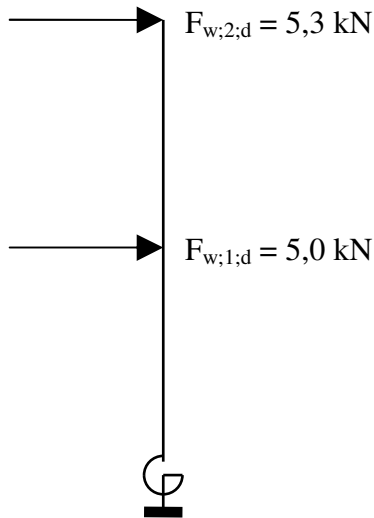
l_{penant} is penantlengte

$$C = 3 \cdot 9,57 \cdot 10^3 \cdot 5,75 / (5,75 - 0,15 - 0,75)^2 = 7016,69 \text{ kNm/rad}$$

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

$$EI = 150 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_k^3 = 150 \cdot 2800 \cdot 0,15 \cdot 0,9^3 = 45927 \text{ kNm}^2$$

Berekening van de optredende uitbuiging:



Schema

Verplaatsing t.p.v. de eerste verdiepingsvloer:

$$\delta_1 = \frac{(F_{w;1;d} + F_{w;2;d}) V_0^3}{3 EI} + \frac{F_{w;2;d} \cdot V_1^3}{2 EI} + \frac{(F_{w;2;d} \cdot (V_0 + V_1) + F_{w;1;d} \cdot V_0)}{C_v} V_0$$

$$\delta_1 = \frac{(5,0 + 5,3) 2,7^3}{3 \cdot 45,9 \cdot 10^3} + \frac{5,3 \cdot 2,7^3}{2 \cdot 45,9 \cdot 10^3} + \frac{5,3 \cdot (2,7 + 2,7) + 5,0 \cdot 2,7}{7016,69} \cdot 2,7 = 0,019 \text{ m}$$

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

$$\phi_1 = \frac{(5,0 + 5,3) \cdot 2,7^2}{2 \cdot 45,9 \cdot 10^3} + \frac{5,3 \cdot 2,7^2}{45,9 \cdot 10^3} + \frac{(5,3 \cdot (2,7 + 2,7) + 5,0 \cdot 2,7)}{7016,69} = 0,0077 \text{ rad}$$

Verplaatsing ter plaatse van de tweede verdiepingvloer:

$$\begin{aligned} \delta_{\text{top}} &= \delta_1 + \phi_1 \cdot V_1 + \frac{F_{w;2;d} \cdot V_1^3}{3 EI} \\ &= 0,019 + 0,0077 \cdot 2,7 + \frac{5,3 \cdot 2,7^3}{3 \cdot 45,9 \cdot 10^3} = 0,040 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\delta_2 = \delta_{\text{top}} - \delta_1 = 0,040 - 0,019 = 0,022 \text{ m}$$

Berekening van de uiterste verplaatsing van de dragende wanden:

Beschouwing van de eerste verdieping:

N'_d :	dak:	$0,9 \cdot \frac{1}{2} L \cdot \text{eig.dak} \cdot S / \frac{1}{2} D$	
		$0,9 \cdot 2,7 \cdot 0,65 \cdot 5,41 / 4,5 =$	1,90 kN/m
	wand:	$0,9 \cdot \text{eig.wand} \cdot V_2 / 2$	
		$0,9 \cdot 1,01 \cdot 3 / 2 =$	1,37 kN/m
	vloer:	$0,9 \cdot \frac{1}{2} L \cdot \text{eig.vloer}$	
		$0,9 \cdot 2,7 \cdot 2,92 =$	<u>7,10 kN/m</u>
			10,36 kN/m

G_d (wand) :	$V_1 \cdot \text{eig.wand}$	
	$2,7 \cdot 1,01 =$	2,73 kN/m

$e_1 = 0 \text{ mm}$
(toelichting: de vloerplaten zijn over de gehele dikte van de wand opgelegd)

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

$$\alpha = \frac{G_d + N'_d}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = \frac{(2,73 + 10,36) \cdot 10^3}{2,8 \cdot 1000 \cdot 150} = 0,0312$$

Uit bijgaande grafieken (NEN 6790 art. 11.2.3) volgt dat e_0 gelijk is aan $0,485 \cdot h$

$$e_0 = 0,485 \cdot 150 = 72,7 \text{ mm}$$

$$\delta_u = \frac{e_0 (N'_d + G_d) - e_1 \cdot N'_d}{N'_d + (G_d / 2)} = \frac{72,7 (10,36 + 2,73) - 0}{10,36 + (2,73 / 2)} = 81,15 \text{ mm}$$

De optredende verplaatsing op de eerste verdieping is gelijk aan: 21,6 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 verdiepingsvloer:	$0,9 \cdot \frac{1}{2} L \cdot \text{eig.vloer} =$	<u>7,10 kN/m</u>
			20,19 kN/m

G_d	Wand V_o		2,73 kN/m
-------	------------	--	-----------

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

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

$$\alpha = \frac{N'_d + G_d}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0,055$$

Uit grafiek volgt dat e_0 is: $0,458 \cdot h = 68,7 \text{ mm}$

$$\delta_u = \frac{e_0 (N'_d + G_d) - e_1 \cdot N'_d}{N'_d + (G_d / 2)} = \frac{68,7 (20,19 + 2,73) - 0}{20,19 + (2,73 / 2)} = 73,02 \text{ mm}$$

De optredende verplaatsing op de beganegrond is gelijk aan: 18,9 mm (δ_1)

$$\delta_1 < \delta_u$$

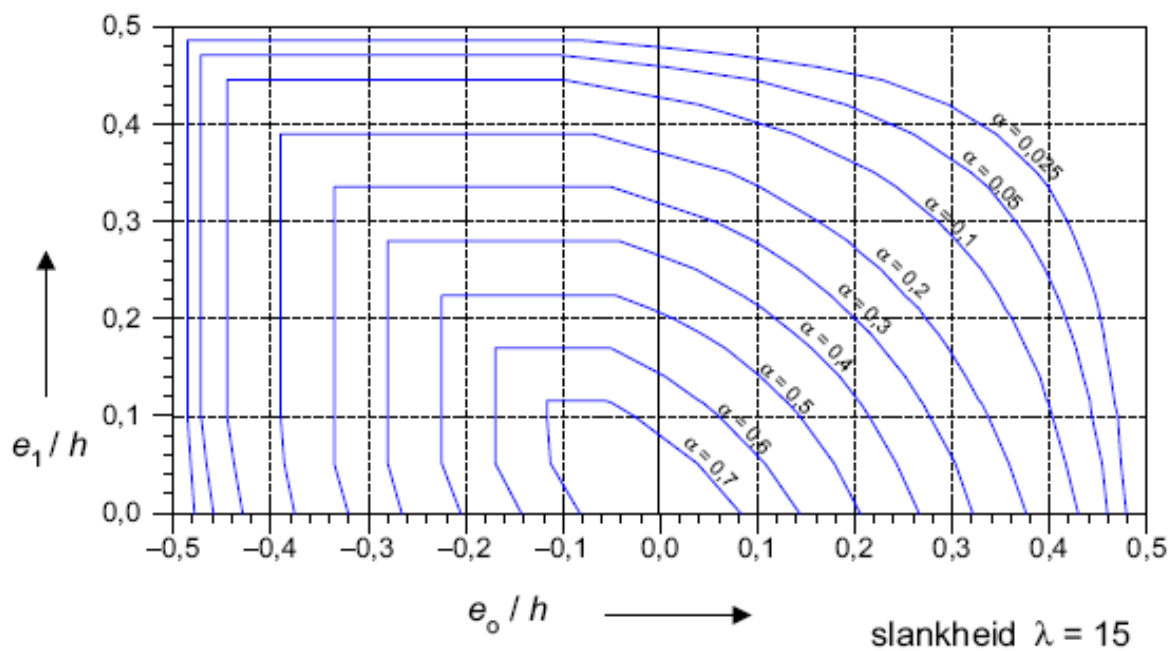
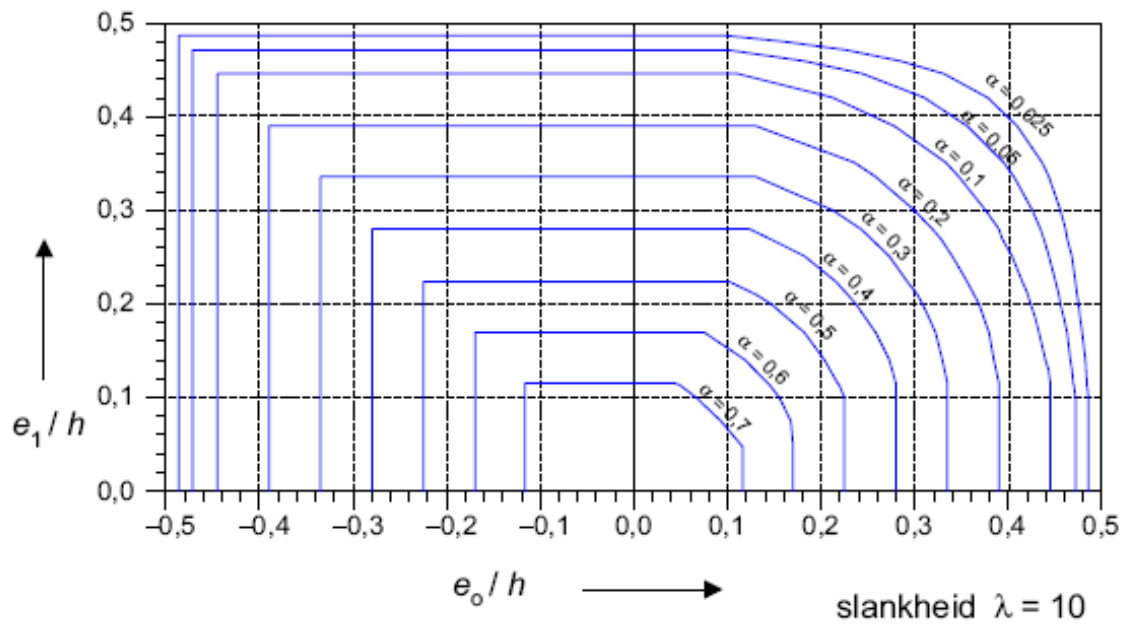
er treedt dus geen aanpendeling van de belasting op.

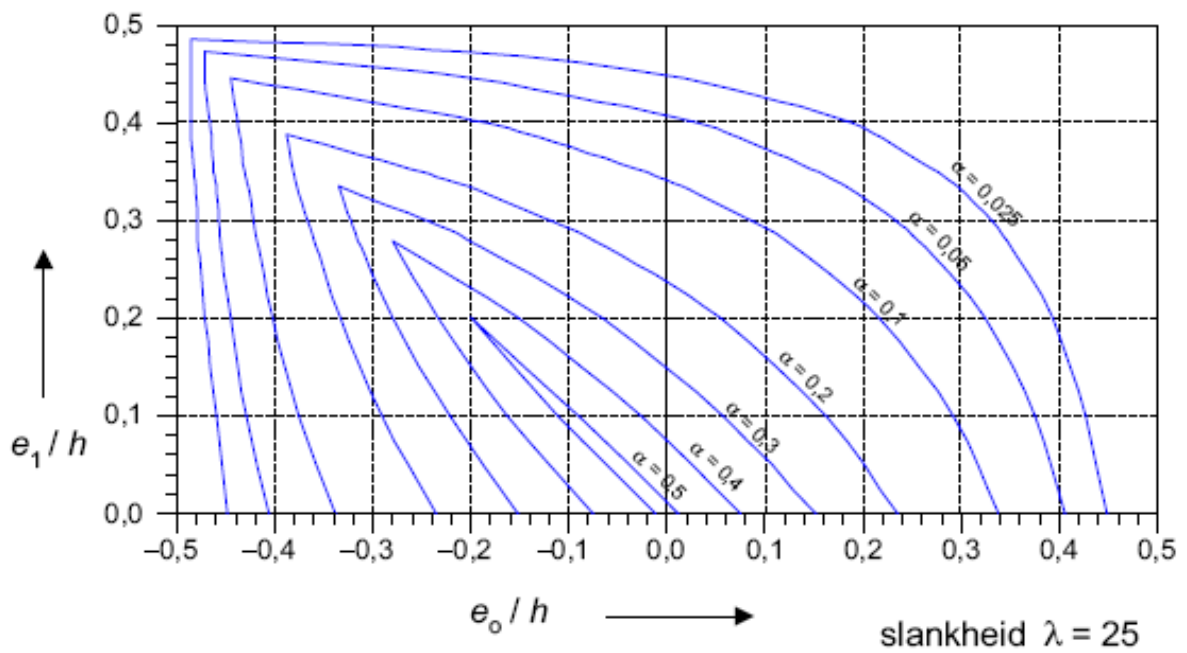
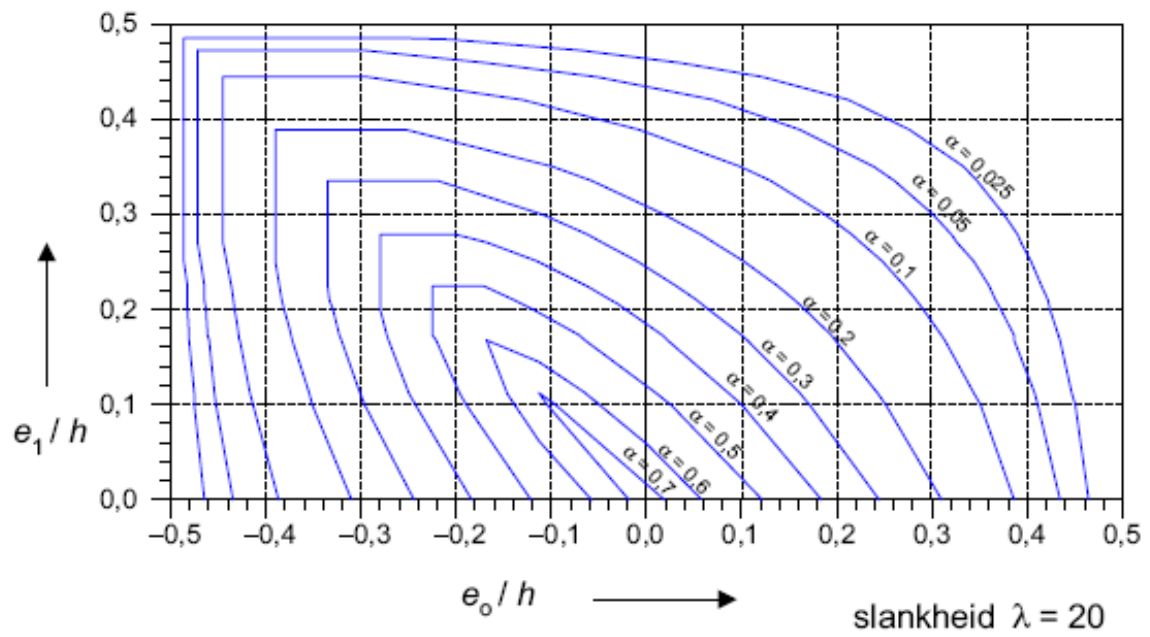
Geconcludeerd kan worden dat de optredende verplaatsingen zodanig klein zijn dat de aanname dat geen aanpendeling optreedt, welke is gedaan bij de sterktecontrole, juist is. De rij woningen is stabiel.

Grafieken voor het bepalen van de uiterst opneembare excentriciteit (NEN 6790:2005)

Verklaring van variabelen:

- α is de benuttingsgraad van de wand, $\alpha = N'_d / (b h f_{cd})$;
- 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; $\lambda = \rho \cdot l / h$
- ρ is de reductiefactor voor de kniklengte, bepaald volgens art. 10.4.2.2; NEN6790:2005
- l is de hoogte van de wand tussen de vloeren





Controle berekening kantelveiligheid penanten:

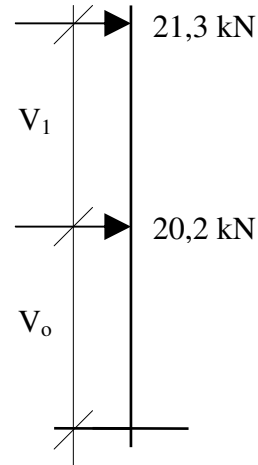
Rekenwaarde van de windbelasting op de tweede verdiepingvloer ($F_{w;2;d}$) : 21,3 kN (zie pag. 43)

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

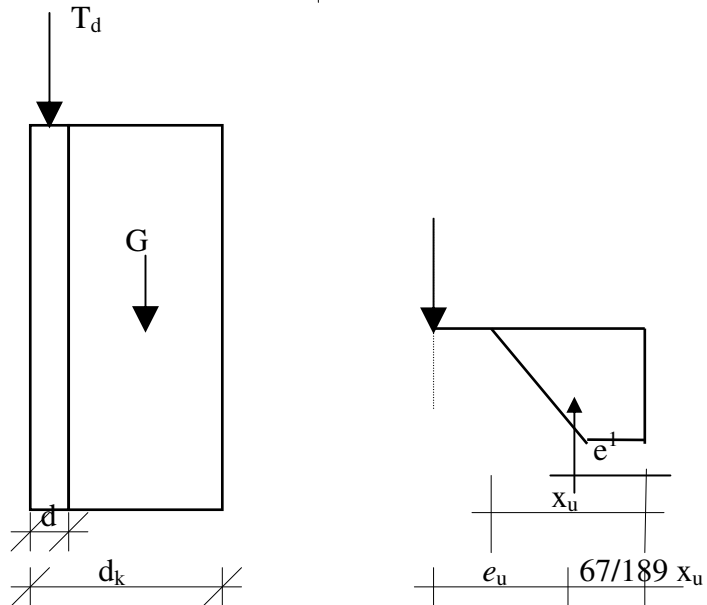
Optredend windmoment M_d :

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

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



Berekening tegenwerkend moment M_u :



$$e_u = 0,5 d - 0,55 \frac{N'_d}{b \cdot f'_d}$$

$$T_d + G = 70,3 + 3,7 = 74 \text{ kN}$$

$$e^1 = \{74 \cdot 10^3 / (150 \cdot 2,8)\} \cdot 0,55 = 97 \text{ mm}$$

$$M_u = \frac{(d_k - 1/2 d - e^1)}{1000} \cdot T_d + \frac{\left[\frac{(d_k - d)}{2} - e^1 \right]}{1000} \cdot G$$

$$M_u = (900 - 75 - 97) / 1000 \cdot 70,3 + \{[(900 - 150) / 2] - 97\} \cdot 3,7 / 1000 =$$

$$M_u = 51,18 + 1,039 = 52,2 \text{ kNm} \times 4 \text{ kernen} = 208,8 \text{ kNm} > 169,4 \text{ kNm}$$

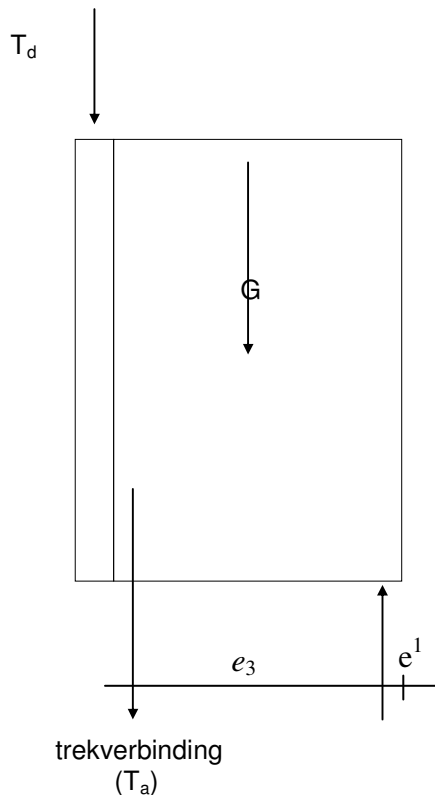
(woningen zijn stabiel)

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,
- 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:

$\Delta M_u = T_a \cdot e_3$, waarin T_a is opneembare trekkracht
 e_3 is de excentriciteit van de trekkracht T_a t.o.v. het zwaartepunt van de drukzone, dat op afstand e^1 vanaf de rand ligt. Bij de bepaling van e^1 moet ook rekening worden gehouden met de normaalkracht T_a



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

8.3 Ontwerpregels voor het beschouwen van de stabiliteit

Gebaseerd op de hiervoor uitgevoerde voorbeeldberekening is 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:

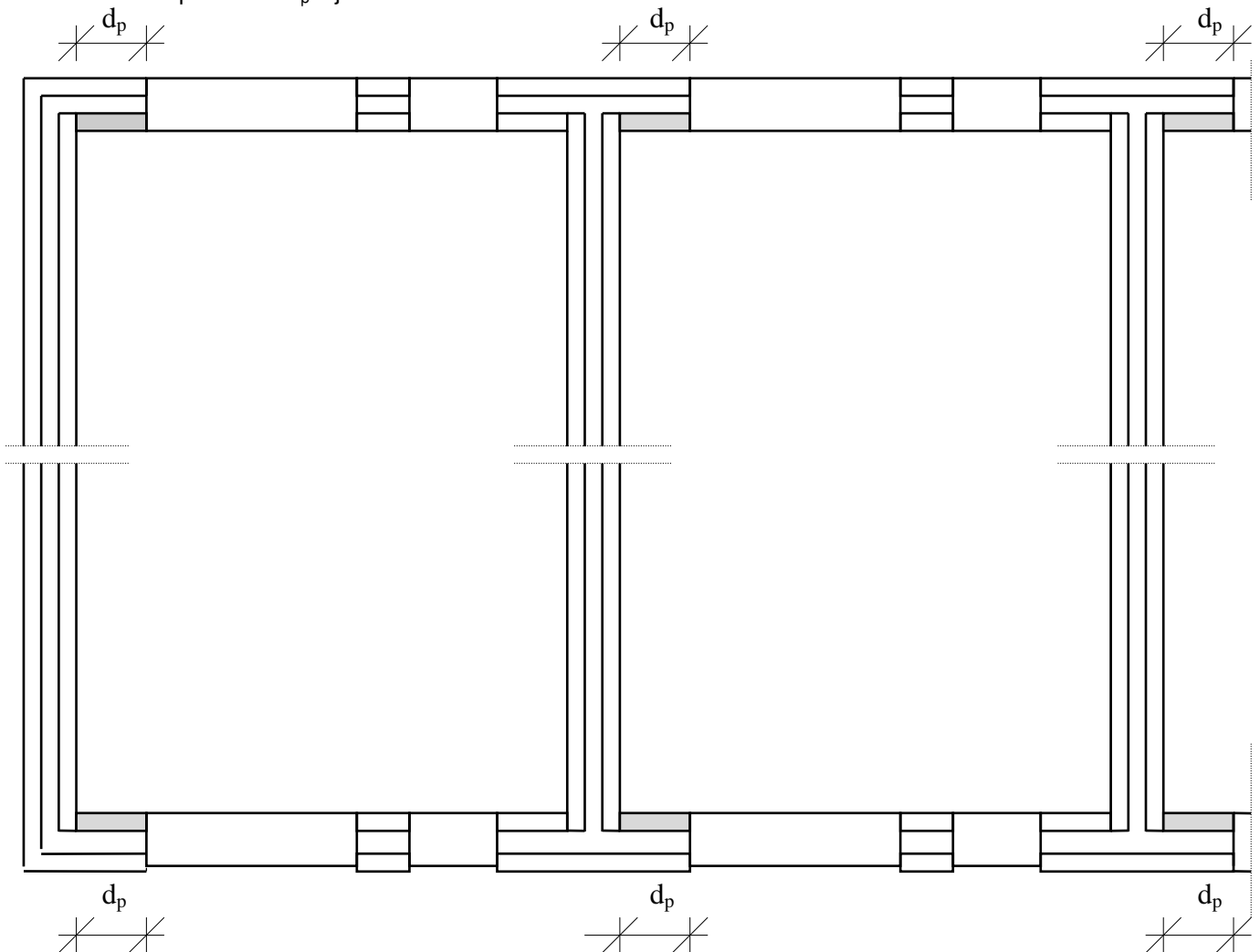
- a. de eengezinswoningen bestaan uit twee bouwlagen met een gemiddelde verdiepingshoogte van 2,7 meter en een kapverdieping met een maximale hoogte van 4 meter;
- b. de diepte van de woningen is niet groter dan 9,0 meter;
- c. de dragende wanden worden uitgevoerd in cellenbeton blokken met een minimale 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 zodanig dat de rekenwaarde van de schuifsterkte van de voeg ten minste $0,125 \text{ N/mm}^2$ bedraagt, de minimale afmeting van de penanten is 750 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 750 mm. De werkzame breedten voor één windrichting zijn in onderstaande figuur weergegeven.
- g. De afmeting van de funderingsbalk is: 350 x 450 mm (b x h) ; de betonsterkteklasse is C20/25

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Tabel 24: Som van de benodigde werkzame breedte van penanten d_p

windgebied		type vloer	
		cellenbeton, dikte minimaal 240 mm	kanaalplaatvloer, e.g. minimaal 3,7 kN/m ²
I	bebouwd	3,20 m	2,60 m
	onbebouwd	5,00 m	3,80 m
II	bebouwd	3,00 m	2,20 m
	onbebouwd	4,20 m	3,40 m
III	bebouwd	2,60 m	2,20 m
	onbebouwd	3,40 m	2,60 m

Werkzame penanten d_p bij wind van links naar rechts



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.

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

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

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:

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

De trekbandkracht moet dus in alle langsvoeegen 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:
 $A_{opl} \cdot f_{wd} = 750 \cdot 150 \cdot 0,125 \cdot 10^{-3} = 14$ kN)

De tweede eis die aan de voegen gesteld moet worden is dat de gemiddelde schuifspanning in de voegen niet groter is dan $0,1$ N/mm². 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:
 $\tau_d = 3,83 \cdot 10^3 / (100 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5400) = 0,007$ N/mm². 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 l). Bij deze hefboomsarm grote zal, de schuifkracht in de plaatnaden, die loodrecht op de overspanning staan, eenvoudig opgenomen kunnen worden.

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

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):

$$A_a = 50 / 3 \cdot (\ell_1 + \ell_2)$$

- voor overige gebouwen:

$$A_a = 100 / 3 \cdot (\ell_1 + \ell_2)$$

waarin:

ℓ_1, ℓ_2 de getalwaarden van de hart-op-hartafstanden van de naast gelegen wanden in meters zijn. Bij eindwanden geldt dat ℓ_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:

$A_a = 50 \cdot 2 = 100 \text{ mm}^2$. F_d 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: $\ell_{\text{ank}} \geq 70 \sqrt{A_a} = 70 \cdot 10 = 700 \text{ mm}$.

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

Opname trekbandkracht: $L = F_d / (f_{\text{wd}} \cdot b) = 2,65 \cdot 10^3 / (0,125 \cdot 150) = 141 \text{ mm}$
Opname dwarskracht: $L = T_d / (f_{\text{wd}} \cdot b) = 4,24 \cdot 10^3 / (0,125 \cdot 150) = 226 \text{ mm}$

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.

9. DAK- EN VLOERPLATEN

9.1 Algemeen

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

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 8.4 algemene voorwaarden voor een deugdelijk verband in een gebouw)

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

Dak- en vloerplaten worden geleverd conform de geldende KOMO Attesten-met-productiecertificaat, gebaseerd op EN 12602

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 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.

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.

9.2 Statica

YTONG-dak- en vloerplaten worden berekend conform:

- EN 12602
- NEN 6702:2001 (TGB 1990 Belasting en vervorming)
- KOMO Attest-met-productcertificaat.

Tabel 25 - Rekeningwichten en de daarbij behorende kwaliteiten

rekeningwichten	cellenbetontype	
	GB4/600	GB 3/500
Volumieke massa (droog)	≤ 600 kg/m ³	≤ 500 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.

9.3. Belastingen

Dak- en vloerplaten worden berekend op:

- a. een permanente belasting
- b. een veranderlijke belasting

De grootte van bovenstaande belastingen worden berekend conform de NEN 6702:2001 (TGB 1990 Belasting en vervorming)

9.3.1 Maximale plaatlengte van vloerplaten

Voor het bepalen van de maximaal 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 vloerplaten vinden plaats volgens onderstaande belastingen:

- a. eigengewicht
- b. afwerkvloer 1,0 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; F_{rep} is 3 kN
 - 2,50 kN/m² voor categorie b, ψ is 0,5; F_{rep} is 3 kN
 - 3,00 kN/m² voor categorie b', ψ is 0,5; F_{rep} is 3 kN

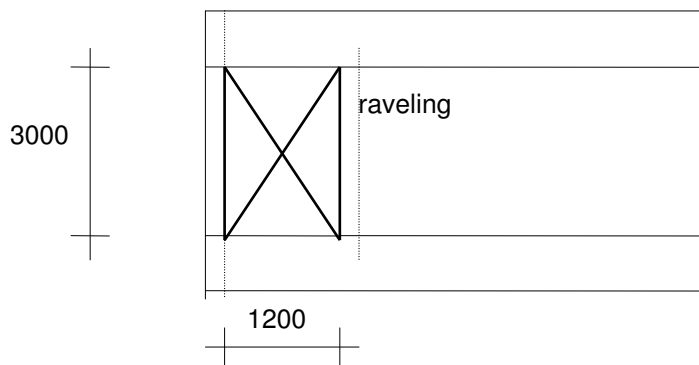
Tabel 26 - Maximale plaatlengte (in mm) voor vloerplaten (minimale opleggingen 2 x 100 mm) (gebruikssituatie kamertemperatuur)

plaatdikte in mm	Categorie a	Categorie b	Categorie b'
100	2850	2600	2600
150	4400	4200	4000
200	5600	5300	5200
240	6500	6200	6000
300	6700	6700	6700

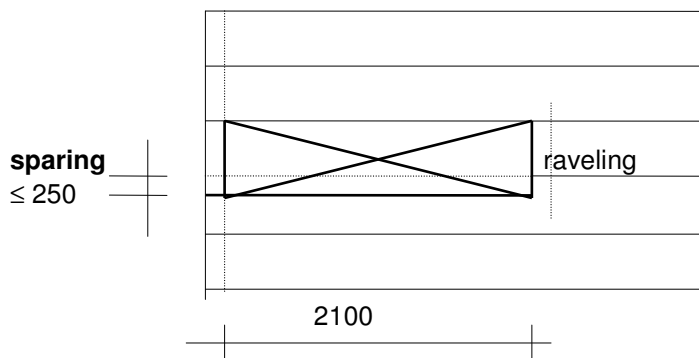
Ravelingen

Maximale plaatlengte in mm voor vloerplaten in de woningbouw (categorie a) met toepassing van hangravelingen. (minimale opleggingen 2 x 100 mm)

Situatie 1



situatie 2



Tabel 27 - Maximale plaatlengte (in mm) voor vloerplaten met ravelingen

plaatdikte (mm)	lengte in mm t.b.v. categorie a	
	situatie 1	situatie 2
200	5000	5900
240	5600	6700
300	6200	6700

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 lengten gerealiseerd worden:

Tabel 28

Plaatdikte in mm	situatie 1
240	5400
300	6300

9.3.2 Maximaal plaatlengte van dakplaten (minimale opleggingen 2 x 100 mm)

Voor het bepalen van de maximaal 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 6702:2001)
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 + $1,00 \text{ kN/m}^2$

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

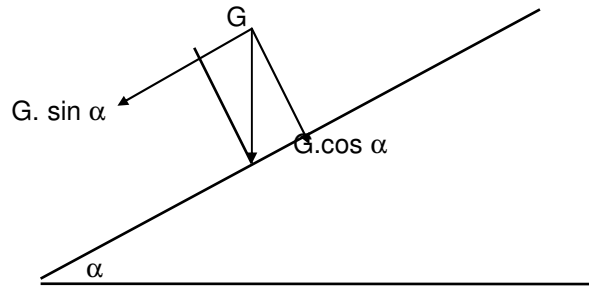
**Tabel 29 - Maximale plaatlengte (l in mm) voor dakplaten
(gebruikssituatie kamertemperatuur)**

plaatdikte in mm	belastingsituatie				
	1	2	3	4	5
100	3500	3350	3200	3100	3000
150	5300	5100	4900	4800	4700
200	6600	6400	6200	6100	5900
240	6750	6750	6750	6750	6750
300	6750	6750	6750	6750	6750

N.B. Voor de volledige berekeningen, belastingen t.g.v. regenwater, wind, eisen m.b.t. verankering, pasplaten, sparingplaten, overstekken e.d. zie CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON: Deel 2 Gewapende dak- vloer en wandplaten.

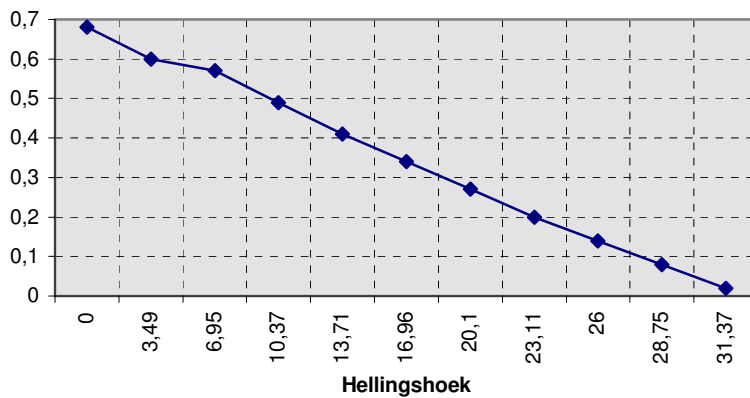
9.3.3 Dakplaten onder een helling gemonteerd.

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.

wrijvingscoëfficiënt



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

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

Afschuiving treedt niet op als:

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

$\gamma_q = 1,3; \text{tg } \varphi = 0,5$
 $\gamma_g = 0,9$

Opwaaien treedt niet op als:

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

Voorbeeld:

Met behulp van de grafieken in de NEN 6702:2001, de figuren 10a, 10b, 10c worden de lokale windfactoren

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

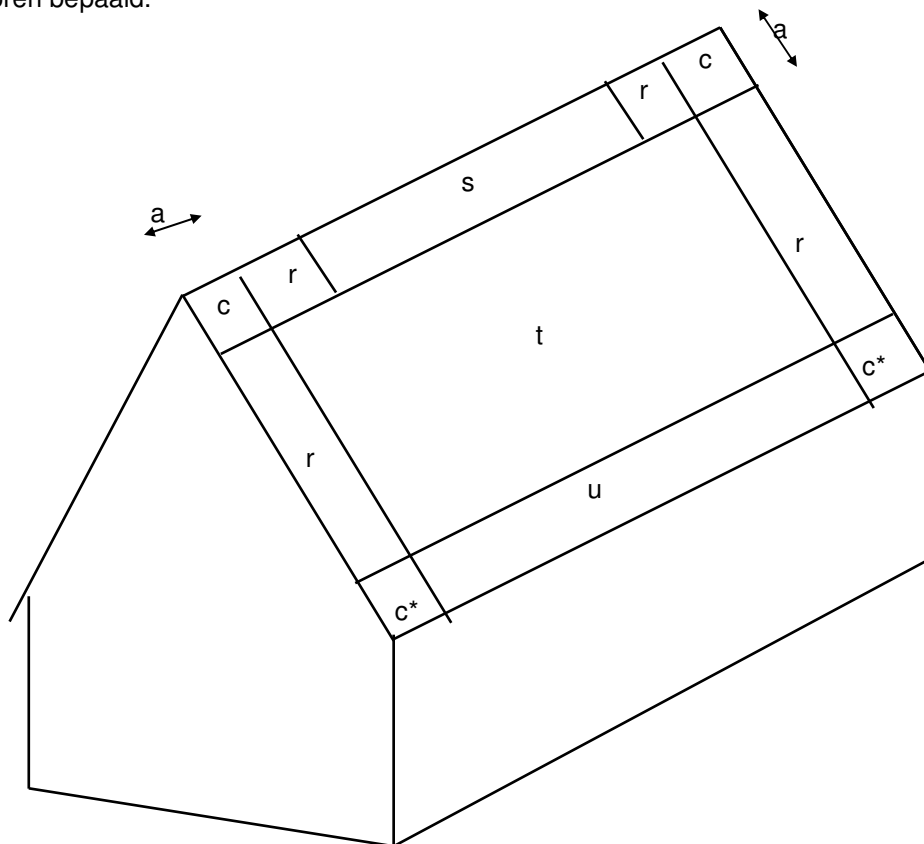
In ons voorbeeld hebben wij een 2 onder één kap woning met de volgende afmetingen:

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 : $l \times b \times d = 5,40 \times 0,75 \times 0,20$ m; A_1 (opp. dakplaat) = $4,05 \text{ m}^2$
 veiligheidsklassen : 2; $\gamma = 1,2$
 bebouwde situatie : ρ_w gebied 1 = $0,64 \text{ kN/m}^2$
 : ρ_w gebied 2 = $0,54 \text{ kN/m}^2$
 : ρ_w gebied 3 = $0,46 \text{ kN/m}^2$

hellingshoek dak : 40°
 Gewicht dakplaat : $6,75 \times 0,20 = 1,35 \text{ kN/m}^2$
 dakbelasting (pannen) : $0,6 \text{ kN/m}^2$
 : $G = 1,95 \text{ kN/m}^2$

Met figuur 10b (NEN 6702:2001) 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 6702:2001 fig. 10a, 10b, 10c

Bij een dakplaat oppervlak van 5,04 m² geldt:

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

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

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

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

controle tegen afschuiven:

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

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

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

Controle tegen opwaaien:

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

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

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

9.3.4 Oplegkracht

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

$$\frac{\sigma'_d}{\gamma_M} \leq f_{cd}$$

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

en:

F_d is de rekenwaarde van de oplegkracht, in N bepaald volgens artikel 10.3, NEN 6790:2005;

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

f_{cd} is de rekenwaarde voor de druksterkte van de cellenbeton, in N/mm² (tabel 1);

γ_M is de modelfactor, volgens artikel 11.1.2, NEN 6790:2005, $\gamma_M = 1,0$

In onderstaande tabel zijn de maximale oplegspanningen *) (σ'_d) aangegeven in N/mm² bij de diverse cellenbetonkwaliteiten in functie tot de wanddikte

Tabel 39 Maximale oplegspanning (wandhoogte is 2,50 m)

dikte wand mm	G2/400	G3/500	G4/600,700	G5/800
100	0,26	0,38	0,51	0,64
125	0,59	0,88	1,17	1,47
140	0,70	1,05	1,40	1,75
150	0,70	1,05	1,40	1,75
175	0,70	1,05	1,40	1,75
200	0,70	1,05	1,40	1,75
240	0,70	1,05	1,40	1,75
250	0,70	1,05	1,40	1,75
300	0,70	1,05	1,40	1,75
350	0,70	1,05	1,40	1,75

Tabel 40 Maximale oplegspanning (wandhoogte is 2,75 m)

dikte wand mm	G2/400	G3/500	G4/600,700	G5/800
100	0,09	0,14	0,19	0,24
125	0,48	0,73	0,97	1,21
140	0,63	0,94	1,26	1,57
150	0,70	1,05	1,40	1,75
175	0,70	1,05	1,40	1,75
200	0,70	1,05	1,40	1,75
240	0,70	1,05	1,40	1,75
250	0,70	1,05	1,40	1,75
300	0,70	1,05	1,40	1,75
350	0,70	1,05	1,40	1,75

CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

Tabel 41 Maximale oplegspanning (wandhoogte is 3,00 m)

dikte wand mm	G2/400	G3/500	G4/600,700	G5/800
100	-	-	-	-
125	0,37	0,56	0,75	0,94
140	0,54	0,81	1,08	1,35
150	0,62	0,94	1,25	1,56
175	0,70	1,05	1,40	1,75
200	0,70	1,05	1,40	1,75
240	0,70	1,05	1,40	1,75
250	0,70	1,05	1,40	1,75
300	0,70	1,05	1,40	1,75
350	0,70	1,05	1,40	1,75

Tabel 42 Maximale oplegspanning (wandhoogte is 3,40 m)

dikte wand mm	G2/400	G3/500	G4/600,700	G5/800
100	-	-	-	-
125	0,14	0,22	0,29	0,36
140	0,35	0,53	0,71	0,89
150	0,46	0,69	0,92	1,16
175	0,66	0,99	1,31	1,64
200	0,70	1,05	1,40	1,75
240	0,70	1,05	1,40	1,75
250	0,70	1,05	1,40	1,75
300	0,70	1,05	1,40	1,75
350	0,70	1,05	1,40	1,75

Bij bovenstaande tabel is rekening gehouden met een controleberekening van de wand op druk en buiging volgens artikel 10.3.5 NEN 6790:2005 (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 $> 0,5 \text{ N/mm}^2$ vilt toepassen.

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

10. LATEIEN type T NEN-EN 845-2

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 43- Overzicht standaard lateien

Lengte (mm)	Hoogte (mm)	dikte (mm)	belasting (kN/m ¹)
1500 (1490)	250	100	17,80
2000	250	100	8,80
2500	250	100	5,10
3000	500	100	8,50
1500 (1490)	250	150	18,90
2000	250	150	9,80
2500	250	150	6,40
3000 (2990)	250	150	4,90
3000 (2990)	375	150	6,70
1500 (1490)	250	200	35,70
2000	250	200	17,60
2500	250	200	10,20
3000 (2990)	250	200	6,50
3000 (2990)	375	200	12,20
1500 (1490)	250	240	36,80
2000	250	240	18,80
2500	250	240	12,20
3000 (2990)	250	240	7,90
3000 (2990)	375	240	12,70
1500 (1490)	250	300	37,90
2000	250	300	19,60
2500	250	300	12,80
3000 (2990)	250	300	9,80
3000 (2990)	375	300	13,50

