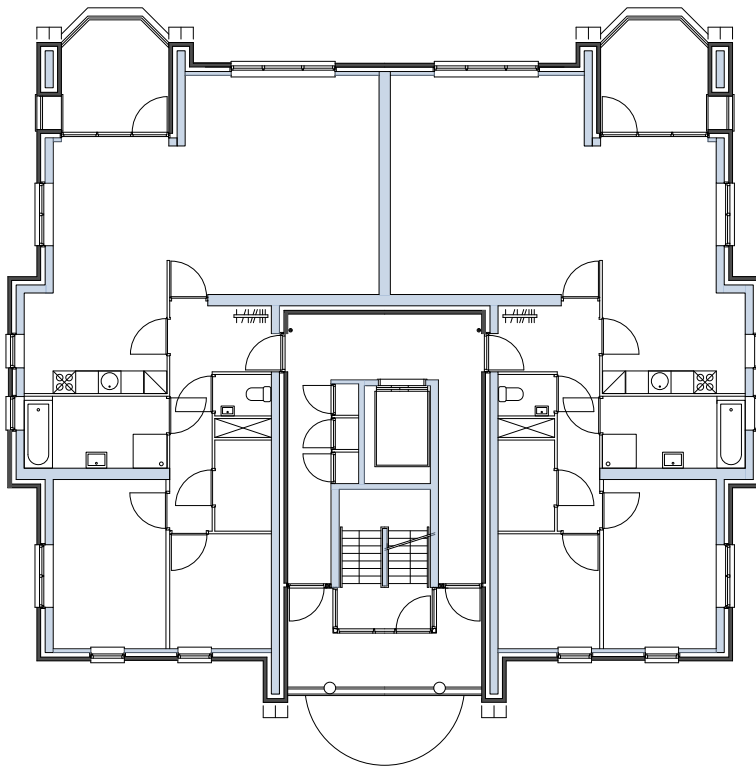


# Woongebouw met stabiliteitswanden

## 1 Algemeen

In dit voorbeeld wordt een statische berekening uitgevoerd voor de kalkzandstenen draagconstructie van een woongebouw van elf bouwlagen. Het woongebouw in dit rekenvoorbeeld is de Hoektoren Noord-Oost van Kasteel Woudhuis te Apeldoorn, ontworpen door Cornelis van de Ven BV - Architecten BNA te Eindhoven. Het rekenvoorbeeld is uitgevoerd op basis van NEN-EN 1996-1-1, inclusief de NB uit 2018 en NPR 9096-1-1 uit 2012. Opgemerkt wordt dat deze NPR nog niet is bijgewerkt na het uitbrengen van de nationale bijlage bij NEN-EN 1996-1-1. Daar waar verwezen wordt naar de tabellen 11 en 12 van de NPR wordt in dit voorbeeld gebruik gemaakt van de gereviseerde tabel die in het rekenvoorbeeld ‘Woongebouw met een raamwerk’ is opgenomen.

Een typische plattegrond van het woongebouw en de draagconstructie is gegeven in figuur 1.

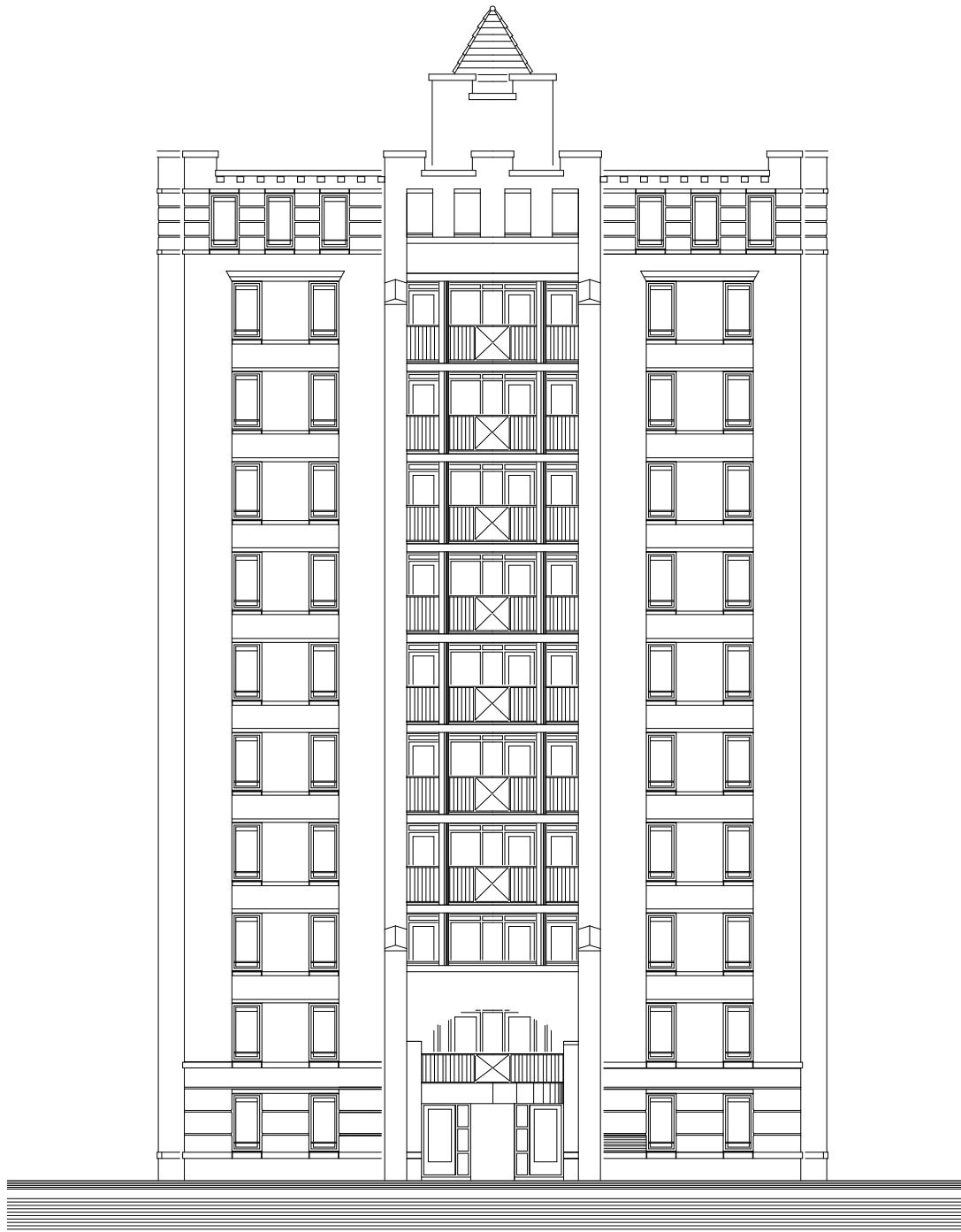


figuur 1 Typische plattegrond van het woongebouw

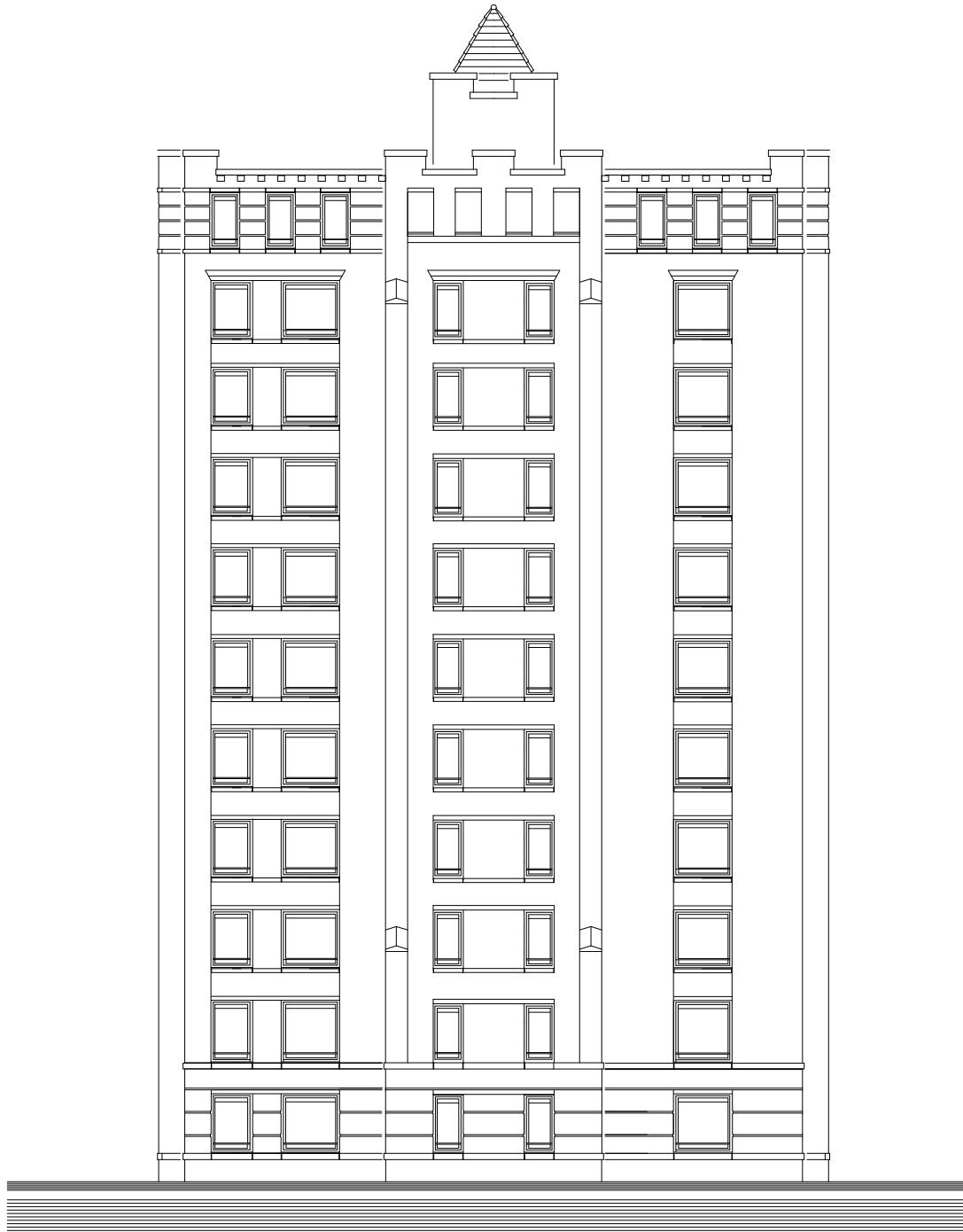
De verdiepingen hebben ieder een vrije hoogte van 2,6 meter. De hoogte van het gebouw boven bovenkant begane grondvloer bedraagt 31,5 meter.

De dragende wanden met een dikte van 214 en 300 mm zijn uitgevoerd in kalkzandsteen CS28. De overige wanden, zoals de dragende wanden met een dikte van 150 mm, zoals toegepast in het gemeenschappelijke deel van het gebouw, en de niet dragende binnenspouwbladen met een dikte van

120 mm, zijn uitgevoerd in kalkzandsteen CS20. De gemiddelde druksterkte van de toegepaste lijmortel volgens NEN-EN 1015-11 bedraagt ten minste  $10 \text{ N/mm}^2$ .



figuur 2 Voorgevel



figuur 3 Zijgevel

De elementen van het binnenspouwblad zijn eveneens aangevoegd met een lijmortel. Het 100 mm dikke buitenblad bestaat uit kalkzandsteen gevelsteen en een metselmortel M10. De karakteristieke buigtreksterkte van het metselwerk, vervaardigd met deze metselmortel is gelijk aan  $0,3 \text{ N/mm}^2$ .

De vloeren zijn monoliete betonvloeren met een dikte van 240 mm. De vloer van het gemeenschappelijke gedeelte is door middel van een voeg gescheiden van de vloeren van de appartementen. Wel zijn in de voeg voldoende ankers aangebracht om de schijfwerking van de vloer te verzekeren.

Het gebouw is gelegen in windgebied III, in een bebouwde omgeving.

Aangehouden belastingen:

Permanente belasting:

Vloeren:

eigen gewicht: 0,24·24	=	5,8 kN/m <sup>2</sup>
afwerking:	=	1,0 kN/m <sup>2</sup>
scheidingswanden:	=	<u>0,5 kN/m<sup>2</sup></u>
totaal:		7,3 kN/m <sup>2</sup>

Dakvloer:

eigen gewicht: 0,24·24	=	5,8 kN/m <sup>2</sup>
afwerking:	=	<u>1,5 kN/m<sup>2</sup></u>
totaal:		7,3 kN/m <sup>2</sup>

Kalkzandsteenwanden en -gevels:

eigen gewicht:	=	18,5 kN/m <sup>3</sup>
----------------	---	------------------------

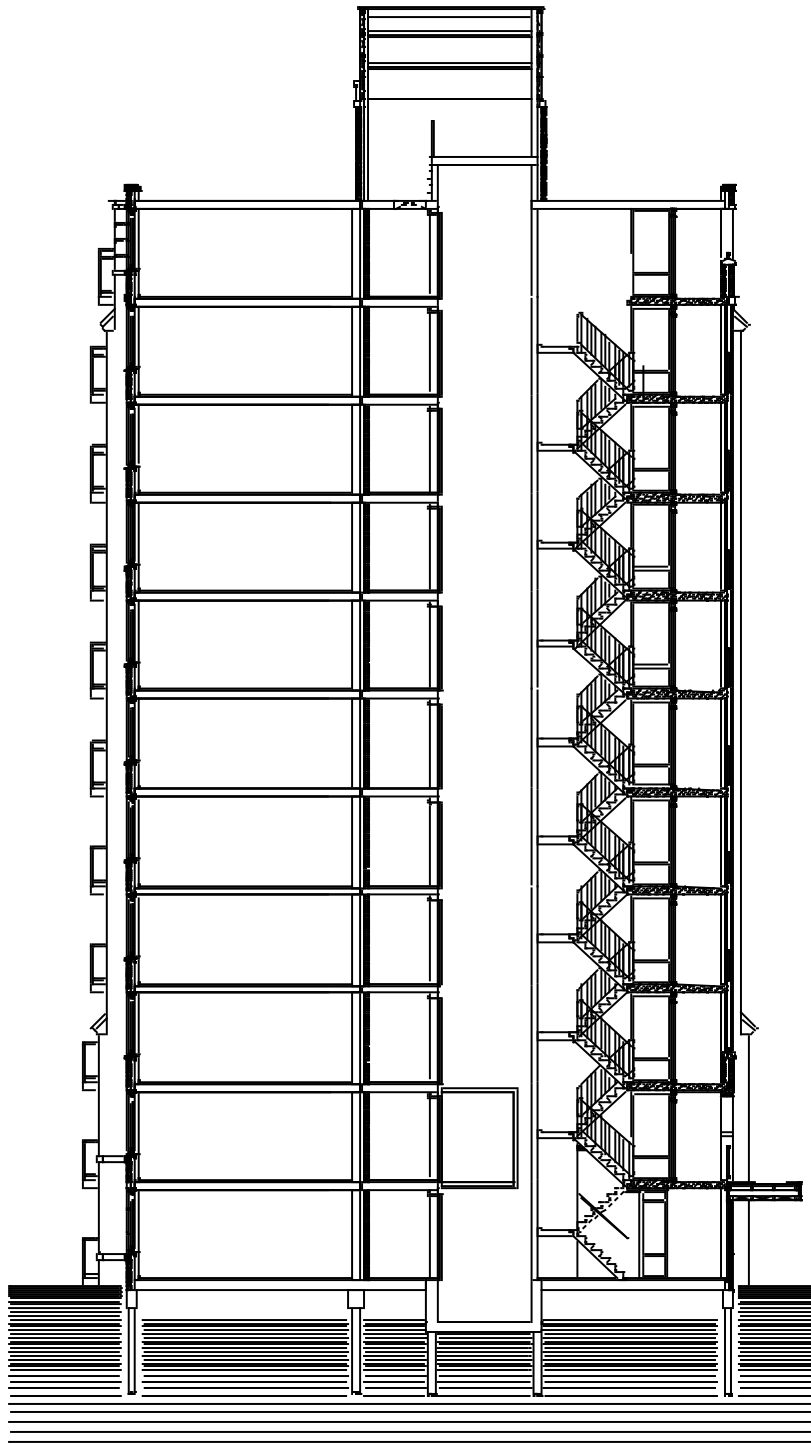
Veranderlijke belasting:

dak:	$p_k$	=	1,0	kN/m <sup>2</sup>	$\psi_0 = 0,0$
vloeren:	$p_k$	=	1,75	kN/m <sup>2</sup>	$\psi_0 = 0,4$

Windbelasting overeenkomstig NEN-EN 1991-1-4 voor windgebied III, bebouwd ( $\psi_0 = 0$ ). De extreme stuwdruk is volgens tabel NB.5 gelijk aan 0,87 kN/m<sup>2</sup>.

In de statische berekening zullen de volgende aspecten worden beschouwd:

- de stabiliteit van het gebouw in beide richtingen;
- de relatief zwaarst belaste dragende wand;
- een dragende gevel belast door de wind;
- de oplegspanning ter plaatse van een betonnen latei in de zijgevel.

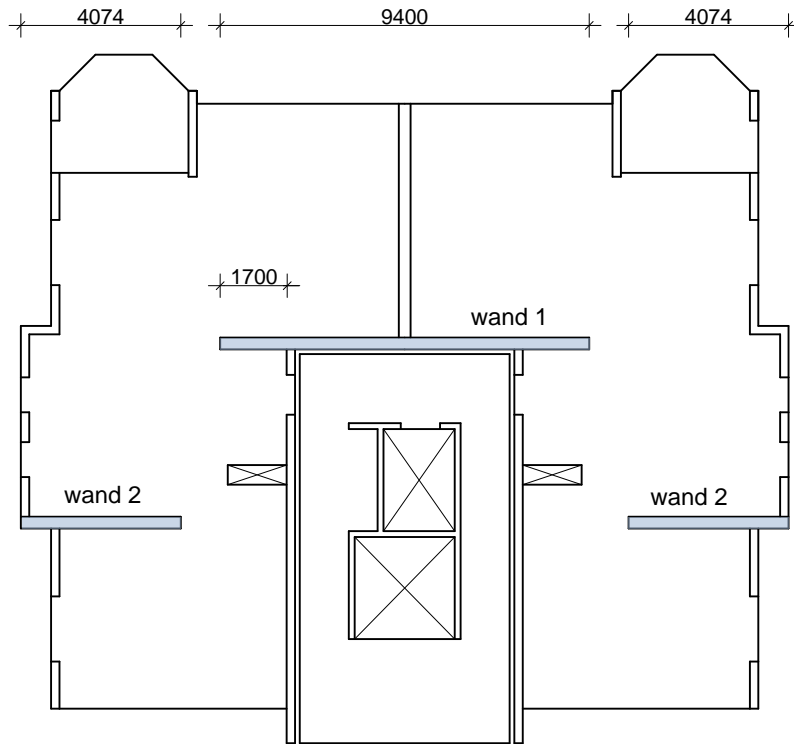


figuur 4 Doorsnede

## 2 Stabiliteit in de richting evenwijdig aan de cijfer-assen

### 2.1 Inleiding

De stabiliteit in de richting evenwijdig aan de cijfer-assen wordt gewaarborgd door een drietal wanden. Deze wanden zijn in figuur 5 aangegeven. De wanden hebben allen een dikte van 300 mm.



figuur 5 Stabiliteitswanden bij wind evenwijdig aan de cijfer-assen

De toetsing van deze stabiliteitswanden wordt uitgevoerd voor de tweede orde krachtsverdeling, bepaald volgens artikel 5.4 van NPR 9096-1-1. Voor de toets zijn de volgende gegevens benodigd:

- de afmetingen van de wanden;
- de materiaaleigenschappen;
- de hoogte van de kern en de verdiepingshoogte;
- de veerstijfheid van de fundering in de uiterste grenstoestand;
- de gevolgklasse en belastingscombinatie;
- de krachten ten gevolge van de permanente belasting;
- de krachten ten gevolge van de veranderlijke belasting;
- de krachten ten gevolge van de windbelasting;
- de krachten ten gevolge van de scheefstand;
- de krachten bij de voorgeschreven fundamentele belastingscombinatie.

Hierna zal zullen deze gegevens achtereenvolgens worden bepaald.

### *Afmetingen van de wanden*

wand 1	$l_1 = 9400 \text{ mm}$
	$t = 300 \text{ mm}$
wand 2	$l_2 = 4074 \text{ mm}$
	$t = 300 \text{ mm}$

### *De hoogte van de wanden*

De totale hoogte van de wanden is  $h_{\text{tot}} = 31,5 \text{ m}$   
De hoogte van de wand per bouwlaag is  $h = 2,6 \text{ m}$

### *Materiaaleigenschappen*

De wanden zijn vervaardigd van gelijkde kalkzandsteenelementen CS28. De genormaliseerde druksterkte van de elementen is  $f_b = 28 \text{ N/mm}^2$ . De karakteristieke buigtreksterkte als bezwijken optreedt in een vlak evenwijdig aan de lintvoeg,  $f_{\text{sk1}} = 0,6 \text{ N/mm}^2$ .

De karakteristieke druksterkte van het metselwerk volgt volgens artikel 3.6.1.2 voor gelijkde kalkzandsteen uit:

$$f_k = 0,8 f_b^{0,85} = 0,8 \cdot 28^{0,85} = 13,6 \text{ N/mm}^2$$

De karakteristieke initiële schuifsterkte is volgens artikel 3.6.2(6) gelijk aan de karakteristieke buigtreksterkte  $f_{\text{sk1}}$ :

$$f_{\text{vko}} = f_{\text{sk1}} = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

De partiële factor voor materiaaleigenschappen voor constructies in CC2 volgt uit artikel 2.4.3:

$$\gamma_M = 1,7$$

De rekenwaarde van de druksterkte volgt uit:

$$f_d = f_k / \gamma_M = 13,6 / 1,7 = 7,99 \text{ N/mm}^2$$

De rekenwaarde van de schuifsterkte wordt mede bepaald door de grootte van de normaaldrukspanning. Deze materiaaleigenschap wordt bepaald bij het toetsen van de dwarskrachtcapaciteit.

### *Veerstijfheid van de fundering in de uiterste grenstoestand*

De rotatieveerstijfheid van de fundering onder wand 1 is  $C_1 = 7 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad}$

De rotatieveerstijfheid van de fundering onder wand 2 is  $C_2 = 1 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad}$

### *Gevolgklasse en belastingscombinatie*

De constructie wordt beschouwd voor gevolgklasse CC2.

De maatgevende fundamentele combinatie wordt bepaald met vergelijking 6.10b uit NEN-EN 1990. De combinatiewaarde van de windbelasting, die beschouwd moet worden bij vergelijking 6.10a, is namelijk gelijk aan 0. De bijbehorende partiële factoren voor de belastingen zijn volgens NEN-EN 1990 gelijk aan:

$$\begin{aligned} \text{permanent:} \quad & \gamma_{G,\text{gunstig}} = 0,9 \\ & \xi \gamma_{G,\text{ongunstig}} = 1,2 \\ \text{veranderlijk:} \quad & \gamma_Q = 1,5 \end{aligned}$$

De maatgevende belastingscombinatie voor het toetsen van de stabiliteit, bij de hier beschouwde grootte van de normaalkracht in de wanden, is die waarbij de normaalkracht in de wanden minimaal is:

$$\gamma_{G,\text{gunstig}} G_k + \gamma_Q Q_{w,k}$$

*Krachten ten gevolge van de permanente belasting:*

Als eerste zal het totale gewicht van het gebouw boven de begane grondvloer worden bepaald.

$$\text{vloeren: } 11 \cdot 17 \cdot 18 \cdot 7,3 = 24600 \text{ kN}$$

wanden en gevels:

$$300 \text{ mm: } 11 \cdot 2,6 \cdot 23,5 \cdot 0,3 \cdot 18,5 = 3730 \text{ kN}$$

$$214 \text{ mm: } 11 \cdot 2,6 \cdot 54,5 \cdot 0,214 \cdot 18,5 = 6170 \text{ kN}$$

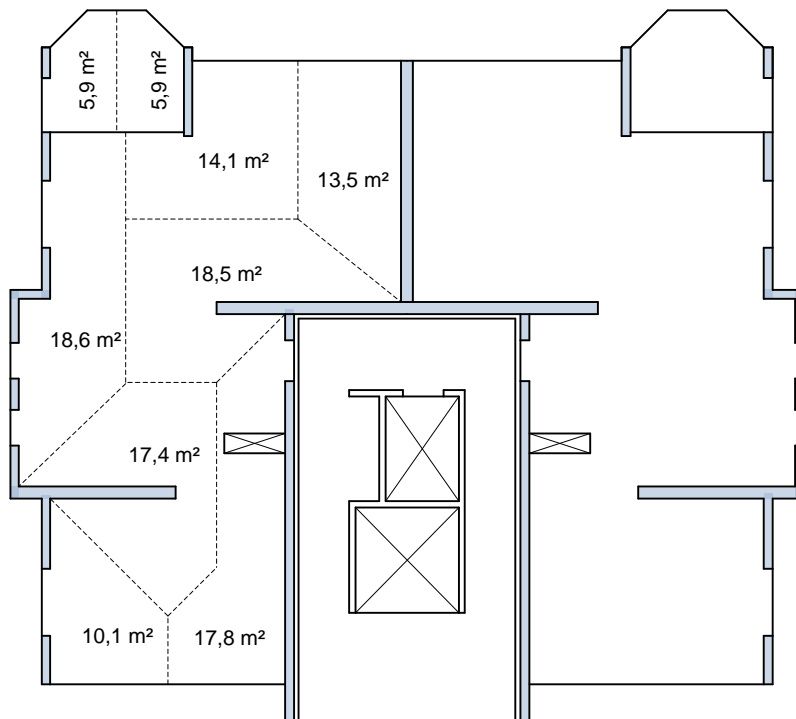
$$150 \text{ mm: } 11 \cdot 2,6 \cdot 7,5 \cdot 0,15 \cdot 18,5 = 600 \text{ kN}$$

$$120 \text{ mm: } 11 \cdot 2,6 \cdot 20 \cdot 0,12 \cdot 18,5 = 1270 \text{ kN}$$

$$100 \text{ mm: } 11 \cdot 2,6 \cdot 90,5 \cdot 0,1 \cdot 18,5 = 4790 \text{ kN}$$

$$N_{V,Gk} = 41200 \text{ kN}$$

Hierna worden de normaalkrachten ten gevolge van de permanente belasting in de stabiliteitswanden bepaald. Voor een verantwoording van de afdracht van het vloeroppervlak naar de wanden wordt verwezen naar figuur 6.



figuur 6 Afdracht van vloerbelastingen naar de dragende wanden



Wand 1:  
vloeren:  $11 \cdot 2 \cdot 18,5 \cdot 7,3 = 2970 \text{ kN}$   
wand:  $11 \cdot 2,6 \cdot 9,4 \cdot 0,3 \cdot 18,5 = \underline{1490 \text{ kN}}$

$N_{Gk} = 4460 \text{ kN}$

Wand 2:  
vloeren:  $11 \cdot 17,4 \cdot 7,3 = 1400 \text{ kN}$   
wand:  $11 \cdot 2,6 \cdot 4,047 \cdot 0,3 \cdot 18,5 = \underline{640 \text{ kN}}$

$N_{Gk} = 2040 \text{ kN}$

Krachten ten gevolge van de opgelegde vloerbelasting:

In het algemeen kan worden gesteld dat indien voor stabiliteitswanden geldt dat:

$$\frac{N_{Ed}}{1 t f_d} \leq 0,35$$

de belastingscombinatie met de minimale verticale belasting maatgevend zal zijn.

Voor wand 1 geldt:

$$\frac{N_{Ed}}{1 t f_d} = \frac{1,2 \cdot 4460 \cdot 10^3}{9400 \cdot 300 \cdot 7,99} = 0,24$$

Voor wand 2 geldt:

$$\frac{N_{Ed}}{1 t f_d} = \frac{1,2 \cdot 2040 \cdot 10^3}{4074 \cdot 300 \cdot 7,99} = 0,25$$

Voor beide wanden is de situatie met de minimale verticale belasting maatgevend. Daarom zijn voor het beoordelen van de stabiliteit de krachten die veroorzaakt worden door de opgelegde belastingen door het gebruik van personen hier niet beschouwd.

*Krachten ten gevolge van de windbelasting:*

De verdeling van de stuwdruk over de hoogte van het gebouw is beschreven in artikel 7.2.2 van NEN-EN 1991-1-4. Het gebouw, met een hoogte van 31,5 meter, heeft een hoogte groter dan de breedte, 17 meter, en kleiner dan tweemaal de breedte. De verdeling van de stuwdruk over de hoogte van het gebouw, zoals beschreven in figuur 7.4 van NEN-EN 1991-1-4, is gegeven in figuur 7.

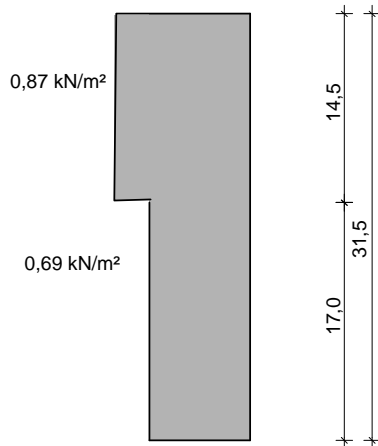
Overeenkomstig tabel NB.5 van NEN-EN 1991-1-4 gelden voor gebied III bebouwd, de volgende waarden voor de extreme stuwdruk  $q_p$ :

Op een hoogte van 17 meter:

$$q_p = 0,69 \text{ kN/m}^2$$

Op een hoogte van 31,5 meter:

$$q_p = 0,87 \text{ kN/m}^2$$



figuur 7 Verloop van de stuwdruk over de hoogte van het gebouw

De bouwwerkfactor  $c_{s,c_d}$  moet worden bepaald volgens artikel 6 van NEN-EN 1991-1-4. Overeenkomstig artikel 6.1 mag de factor zijn gesplitst en mag worden aangenomen dat de factor voor de invloed van dynamische effecten  $c_d$  gelijk aan 1 is. De bepaling van de factor  $c_s$  moet vervolgens worden gedaan volgens 6.3.1 en bijlage C.

Voor een bebouwd gebied, gebouw met een breedte van 17 m en een hoogte van 31,5 m volgt voor  $c_s$  de volgende berekening volgens NEN-EN 1991-1-4:

Uit tabel NB.3 volgt:

$$z_0 = 0,5 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 7 \text{ m}$$

Uit figuur 6.1 van NEN-EN 1991-1-4 blijkt:

$$z_s = 0,6 h = 18,9 \text{ m}$$

De turbulentie intensiteit kan worden berekend volgens artikel 4.4. Hierbij kan worden aangenomen dat  $k_1$  en  $c_o$  gelijk zijn aan 1.

$$I_v(z_s) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right)} = \frac{1}{\ln\left(\frac{18,9}{0,5}\right)} = 0,275$$

Uit B.1(1) volgt de waarde van de turbulentielengteschaal  $L(z_s)$ :

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \ln(0,5) = 0,635$$

$$L_t = 300 \text{ m}$$

$$z_t = 200 \text{ m}$$

$$L(z_s) = L_t \left( \frac{z_s}{z_t} \right)^\alpha = 200 \left( \frac{18,9}{200} \right)^{0,635} = 67 \text{ m}$$

Op basis van bijlage C kan vervolgens de grootte van de achtergrondresponsfactor  $B^2$  worden bepaald:

$$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \sqrt{\left( \frac{b}{L(z_s)} \right)^2 + \left( \frac{h}{L(z_s)} \right)^2 + \left( \frac{b}{L(z_s)} \frac{h}{L(z_s)} \right)^2}}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \sqrt{\left( \frac{17}{67} \right)^2 + \left( \frac{32}{67} \right)^2 + \left( \frac{17}{67} \frac{32}{67} \right)^2}} = 0,549$$

$$B = 0,741$$

De grootte van  $c_s$  is met behulp van 6.3.1 te bepalen:

$$c_s = \frac{1 + 7I_v(z_s)B}{1 + 7I_v(z_s)} = \frac{1 + 7 \cdot 0,275 \cdot 0,741}{1 + 7 \cdot 0,275} = 0,83$$

Voor de bouwwerkfactor mag geen kleinere waarde dan 0,85 worden aangehouden. De bouwwerkfactor  $c_{s,d}$  is derhalve gelijk aan 0,85.

De uitwendige drukcoëfficiënten moeten worden bepaald met behulp van tabel NB.6.

De verhouding  $h/d$  is gelijk aan  $31,5 / 18 = 1,75$ . Hieruit volgt:

gebied D	druk	$c_{pe,10} = 0,8$
gebied E	zuiging	$c_{pe,10} = 0,54$

Volgens 7.2.2(3) mag de sommatie van de extreme druk en zuiging worden gereduceerd vanwege het gebrek aan correlatie tussen de extreme druk en zuiging, door de som van de factoren met 0,85 te vermenigvuldigen. De totale winddrukcoëfficiënt is dan gelijk aan:

$$c_{pe} = 0,85(0,8 + 0,54) = 1,14$$

De totale karakteristieke windkracht ten gevolge van druk en zuiging is gelijk aan:

$$H_{wk} = c_s c_d c_{pe} A p_k$$

$$H_{wk} = 0,85 \cdot 1,14 \cdot (17 \cdot 31,5 \cdot 0,69 + 17 \cdot 14,5 \cdot 0,18)$$

$$H_{wk} = 358 + 43 = 401 \text{ kN}$$

$$M_{wk} = 358 \cdot 0,5 \cdot 31,5 + 43 \cdot (31,5 - 0,5 \cdot 14,5) = 6680 \text{ kNm}$$

Krachten ten gevolge van wrijving mogen in de beschouwde situatie worden verwaarloosd. In 5.3(4) van NEN-EN 1991-1-4 is gesteld dat indien het gesommeerde oppervlak waarop de windwrijving aangrijpt kleiner is dan 4 maal het gesommeerde oppervlak waarop de winddruk en zuiging aangrijpt, de windwrijving mag worden verwaarloosd. Aan deze voorwaarde wordt voldaan:

Oppervlak wrijving:  $2 \cdot 31,5 \cdot 18 + 17 \cdot 18 = 1440 \text{ m}^2$   
 Oppervlak druk en zuiging:  $2 \cdot 31,5 \cdot 17 = 1071 \text{ m}^2$

#### *Scheefstand van de constructie*

Volgens artikel 5.3 van NEN-EN 1996-1-1 moet enige scheefstand van de constructie worden beschouwd.

De scheefstand volgt uit:

$$v = \frac{1}{100\sqrt{h_{\text{tot}}}} = \frac{1}{100\sqrt{31,5}} = 0,00178$$

Hieruit volgt dat 0,178% van de verticale belasting als additionele horizontale belasting moet worden aangebracht:

$$H_{Gk} = v N_{VGk} = 0,00178 \cdot 41200 = 73 \text{ kN}$$

Omdat de belasting gelijkmatig over de hoogte aanwezig is, is het moment dat hierdoor veroorzaakt wordt gelijk aan de horizontale kracht maal de halve hoogte van de stabiliteitswanden:

$$M_{Gk} = 0,5 H_{Gk} h_{\text{tot}} = 0,5 \cdot 73 \cdot 31,5 = 1150 \text{ kNm}$$

#### *De verdeling van de horizontale krachten over de wanden*

De horizontale krachten, die bepaald zijn voor de gehele constructie, worden naar verhouding van stijfheid van de wanddoorsnede verdeeld over de drie aanwezige wanden.

$$\text{verh}_1 = \frac{l_1^3}{l_1^3 + 2l_2^3} = \frac{9,4^3}{9,4^3 + 2 \cdot 4,074^3} = 0,86$$

$$\text{verh}_2 = (1 - 0,86)/2 = 0,07$$

#### *De rekenwaarde van de krachten*

Op wand 1 zijn bij de beschouwde belastingscombinatie de volgende krachten werkzaam:

normaalkracht in de wand:	$N_{1,Ed}$	$= \gamma_G N_{1,Gk} = 0,9 \cdot 4460 = 4010 \text{ kN}$
totale te stabiliseren verticale last:	$N_{1,VEd}$	$= \text{verh}_1 \gamma_G N_{VGk} = 0,86 \cdot 0,9 \cdot 41200 = 31900 \text{ kN}$
horizontale belasting op de wand:	$H_{1,0Ed}$	$= \text{verh}_1 (\gamma_Q H_{Wk} + \gamma_G H_{Gk}) = 0,86 (1,5 \cdot 401 + 0,9 \cdot 73)$ $= 574 \text{ kN}$
moment aan de voet van de wand:	$M_{1,0Ed}$	$= \text{verh}_1 (\gamma_Q M_{Wk} + \gamma_G M_{Gk})$ $= 0,86 (1,5 \cdot 6680 + 0,9 \cdot 1150) = 9510 \text{ kNm}$

Op wand 2 zijn bij de beschouwde belastingscombinatie de volgende krachten werkzaam:

normaalkracht in de wand:	$N_{2,Ed}$	$= \gamma_G N_{2,Gk} = 0,9 \cdot 2040 = 1840 \text{ kN}$
totale te stabiliseren verticale last:	$N_{2,VEd}$	$= \text{verh}_2 \gamma_G N_{VGk} = 0,07 \cdot 0,9 \cdot 41200 = 2600 \text{ kN}$
horizontale belasting op de wand:	$H_{2,0Ed}$	$= \text{verh}_2 (\gamma_Q H_{Wk} + \gamma_G H_{Gk}) = 0,07 (1,5 \cdot 401 + 0,9 \cdot 73)$ $= 47 \text{ kN}$
moment aan de voet van de wand:	$M_{2,0Ed}$	$= \text{verh}_2 (\gamma_Q M_{Wk} + \gamma_G M_{Gk})$ $= 0,07 (1,5 \cdot 6680 + 0,9 \cdot 1150) = 774 \text{ kNm}$

## 2.2 Toets van stabiliteitswand 1

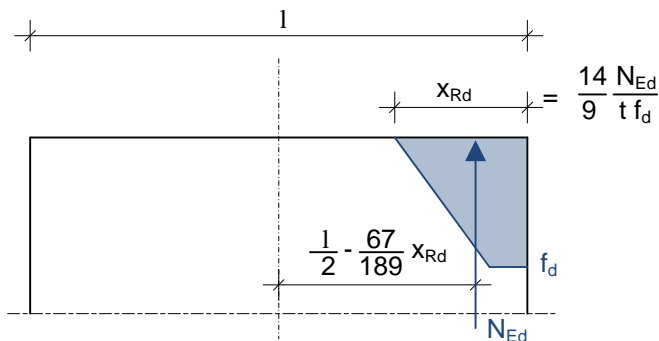
### Bepaling van de momentcapaciteit aan de voet van de wand

De bepaling van de momentcapaciteit aan de voet van de wand wordt uitgevoerd volgens artikel 6.1.2(1) in NPR 9096-1-1. In dit artikel wordt gesteld dat de voor het toetsen van een schorende constructie de normaalkrachtcapaciteit  $N_{Rd}$  bij een gegeven excentriciteit moet worden bepaald. Hierna wordt echter gekozen om bij de gegeven normaalkracht de momentcapaciteit, oftewel de uiterste excentriciteit, te bepalen. Beide toetsmethoden zijn overeenkomstig en zullen op hetzelfde moment leiden tot een unity check van 1,0.

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{Ed}}{t f_d} = \frac{14}{9} \frac{4010 \cdot 10^3}{300 \cdot 7,99} = 2600 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{1}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{9400}{2} - \frac{67}{189} 2600 = 3780 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = N_{Ed} e_{Rd} = 4010 \cdot 3,78 = 15150 \text{ kNm}$$



figuur 8 Uitgangspunten voor het bepalen van  $M_{Rd}$

### Bepaling van de buigstijfheid $EI$

De buigstijfheid wordt volgens artikel 5.4 bepaald bij een moment gelijk aan 80% van de momentcapaciteit.

$$e_{08MRd} = \frac{0,8M_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{0,8 \cdot 15150}{4010} = 3,02 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left( \frac{1}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left( \frac{9,4}{2} - 3,02 \right) = 5,03 \text{ m}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2N_{Ed}}{t x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 4010 \cdot 10^3}{300 \cdot 5030} = 5,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\text{‰} \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\text{‰} \frac{5,31}{7,99} = 1,66\text{‰}$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,00166}{5,03} = 330 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

$$EI = \frac{0,8M_{Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 15150}{330 \cdot 10^{-6}} = 36,7 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

### Berekening van de kniklast

De rotatiestijfheid aan de voet van de wand wordt uitgedrukt met de *variabele k*:

$$k = \frac{EI}{C h_{\text{tot}}} = \frac{36,7 \cdot 10^6}{7,0 \cdot 10^6 \cdot 31,5} = 0,167$$

Het aantal bouwlagen,  $n_s$ , is gelijk aan 11.

$$N_B = 7,8 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{1}{3,9k + 1} \frac{EI}{h_{\text{tot}}^2} = 7,8 \frac{11}{11 + 1,6} \frac{1}{3,9 \cdot 0,167 + 1} \frac{36,7 \cdot 10^6}{31,5^2} = 152800 \text{ kN}$$

### Bepaling van het tweede-orde-effect en de rekenwaarde van de krachten

Het tweede-orde-effect wordt bepaald door de verhouding tussen de kniklast en de te stabiliseren verticale belasting in wand 1:

$$\frac{N_B}{N_{\text{vEd}}} = \frac{152800}{31900} = 4,79$$

De verhouding is kleiner dan 11. Volgens artikel 5.4(2) mag het tweede-orde-effect niet verwaarloosd worden. De vergroting van de eerste-orde krachtsverdeling volgt uit:

$$1 + \frac{1}{\frac{N_B}{N_{\text{vEd}}} - 1} = 1 + \frac{1}{4,79 - 1} = 1,264$$

De rekenwaarde van het moment in wand 1 wordt dan als volgt:

$$M_{\text{Ed}} = 1,264 M_{0\text{Ed}} = 1,264 \cdot 9510 = 12020 \text{ kNm}$$

### Toets van de momentcapaciteit in doorsnede aan de voet van de wand

Aan de voet van de wand kan het optredende moment worden vergeleken met de hiervoor bepaalde momentcapaciteit:

$$M_{\text{Ed}} = 12020 \leq M_{\text{Rd}} = 15150 \text{ kNm}$$

De momentcapaciteit aan de voet van de wand is voldoende.

### Partiële stabiliteit

Hierna wordt getoetst of de doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grondvloer, waar de sterkte is gereduceerd ten behoeve van de partiële stabiliteit van de wand, ook voldoet. Wand 1 is ter plaatse van de meest gedrukte zijde te beschouwen als een driezijdig gesteunde wand. De afstand tussen de vrije wand en de verticaal gesteunde rand is 1,7 m, zie figuur 5.

Vanwege de beperkte rotatie van de vloer die op wand 1 is opgelegd zodat de excentriciteiten van de normaalkracht in de richting loodrecht op het vlak van de wand relatief klein zijn, wordt gesteld dat de reductiefactor van de hoogte, in geval van een tweezijdig gesteunde wand, gelijk is aan:

$$\rho_2 = 0,75$$

Tevens wordt aangenomen dat de excentriciteit van de normaalkracht in de richting loodrecht op het vlak van de wand te verwaarlozen is.

De reductiefactor voor een driezijdig gesteunde wand volgt uit artikel 5.5.1.2 (11):

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \rho_2 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{0,75 \cdot 2,6}{3 \cdot 1,7} \right]^2} 0,75 = 0,65$$

$$h_{\text{ef}} = \rho_3 h = 0,65 \cdot 2,6 = 1,7 \text{ m}$$

De excentriciteit in het midden van de hoogte, in de richting loodrecht op het vlak van de wand volgt volgens artikel 5.5.1.1 uit:

$$e_{\text{init}} = \frac{h_{\text{ef}}}{450} = \frac{1700}{450} = 3,8 \text{ mm}$$

$$e_{\text{mk}} = e_{\text{init}} \geq 0,05 t = 0,05 \cdot 300 = 15 \text{ mm}$$

De reductiefactor voor de capaciteit in het midden van de wandhoogte kan nu worden bepaald met bijlage G van NEN-EN 1996-1-1 bij de situatie dat  $E = 700 f_k$ :

$$u = \frac{\frac{h_{\text{ef}}}{t} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{e_{\text{mk}}}{t}} = \frac{\frac{1700}{300} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{15}{300}} = 0,225$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{\text{mk}}}{t} = 1 - 2 \frac{15}{300} = 0,900$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-u^2/2} = 0,90 e^{-0,225^2/2} = 0,877$$

De gereduceerde sterkte in de doorsnede op de halve verdiepingshoogte volgt uit:

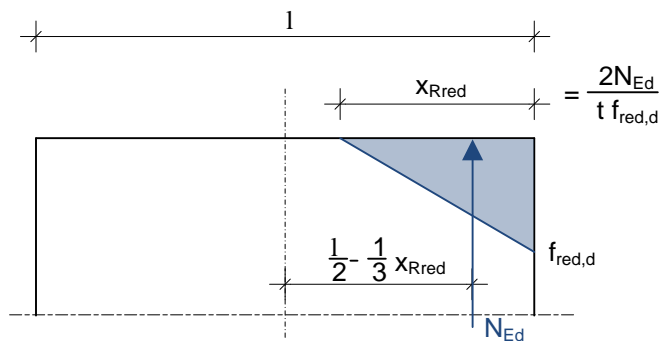
$$f_{\text{red,d}} = \Phi_m f_d = 0,877 \cdot 7,99 = 7,01 \text{ N/mm}^2$$

De momentcapaciteit in de doorsnede op de halve verdiepingshoogte volgt uit een lineaire verdeling van de drukspanning met als maximale spanning  $f_{\text{red,d}}$  en de bekende normaalkracht  $N_{\text{Ed}}$ .

$$x_{\text{Rred}} = \frac{2N_{\text{Ed}}}{t f_{\text{red,d}}} = \frac{2 \cdot 4010 \cdot 10^3}{300 \cdot 7,01} = 3820 \text{ mm}$$

$$e_{\text{Rd}} = \frac{1}{2} - \frac{x_{\text{Rred}}}{3} = \frac{9400}{2} - \frac{3820}{3} = 3430 \text{ mm}$$

$$M_{\text{Rred}} = N_{\text{Ed}} e_{\text{Rred}} = 4010 \cdot 3,43 = 13750 \text{ kNm}$$



figuur 9 Uitgangspunten voor bepaling van  $M_{\text{Rred}}$

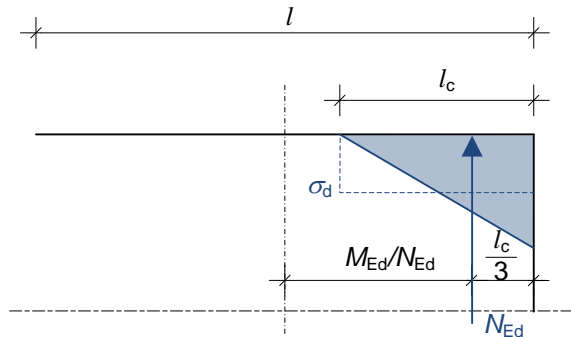
De momentcapaciteit is groter dan de rekenwaarde van het maximale moment in de wand:

$$M_{\text{Ed}} = 12020 \leq M_{\text{Rred}} = 13750 \text{ kNm}$$

De momentcapaciteit van de doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grond vloer is voldoende.

### Toets van de dwarskrachtcapaciteit in doorsnede aan de voet van de wand

De toets van de dwarskrachtcapaciteit wordt uitgevoerd volgens artikel 6.2. Als eerste wordt de lengte van het gedrukte deel van de doorsnede bepaald, zie figuur 10.



figuur 10 Uitgangspunten voor het bepalen van  $l_c$  en  $\sigma_d$

$$l_c = 3 \left( \frac{l}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) = 3 \left( \frac{9,4}{2} - \frac{12010}{4010} \right) = 5,11 \text{ m}$$

Als de lengte van het gedrukte deel van de doorsnede bekend is, kan de rekenwaarde van de gemiddelde normaaldrukspanning in het gedrukte deel worden bepaald:

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{t l_c} = \frac{4010 \cdot 10^3}{300 \cdot 5110} = 2,62 \text{ N/mm}^2$$

Op basis van deze gemiddelde normaaldrukspanning kan overeenkomstig artikel 3.6.2 de karakteristieke waarde van de schuifsterkte van het metselwerk worden bepaald:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d = 0,6 + 0,4 \cdot 2,62 = 1,65 \text{ N/mm}^2$$

De maximale schuifsterkte volgens artikel 3.6.2 is gelijk aan  $0,065 f_b$ , waarin  $f_b$  de genormaliseerde druksterkte van het kalkzandsteen is.

$$f_{vk} \leq 0,065 \cdot 28 = 1,82 \text{ N/mm}^2$$

De rekenwaarde van de schuifsterkte van het metselwerk is gelijk aan:

$$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M = 1,65/1,7 = 0,97 \text{ N/mm}^2$$

De dwarskrachtcapaciteit aan de voet van wand 1 is dan gelijk aan:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = 0,97 \cdot 300 \cdot 5116 \cdot 10^{-3} = 1480 \text{ kN}$$

De dwarskrachtcapaciteit is voldoende als voldaan wordt aan:

$$H_{Ed} = 574 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 1480 \text{ kN}$$

De dwarskrachtcapaciteit is voldoende.

### Samenvatting voor wand 1

Voor wand 1 is het tweede-orde effect van de belasting bepaald. Vervolgens zijn de momentcapaciteit aan de voet van de wand en in een doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grondvloer – waarbij rekening is gehouden met een reductie ten behoeve van de partiële stabiliteit – en de dwarskrachtcapaciteit bepaald. Uit de uitgevoerde berekeningen volgt dat de capaciteit van de wand voldoende is om de effecten van de belasting te weerstaan.



De in deze paragraaf uitgevoerde berekening van stabiliteitswand 1 is ook uitgevoerd met module 4 van het Staticaprogramma. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld.

De in deze paragraaf uitgevoerde berekening kan ook worden uitgevoerd met module 6 van het Staticaprogramma. Module 6 betreft de toets van een stabiliteitskern van een gebouw van meerdere verdiepingen. In module 6 wordt de stabiliteitswand belast door een over de hoogte constante horizontale q-last. Dit is afwijkend van de hier beschouwde situatie waarbij hoog in de wand een grotere last aangrijpt dan lager. Toch kan module 6 worden toegepast door de q-belasting zo te kiezen dat het 1<sup>e</sup> orde moment in de maatgevende doorsnede gelijk is aan de waarde in het rekenvoorbeeld. Doordat een andere q-last is ingevoerd, wijkt de rekenwaarde van de dwarskracht wel iets af van de waarde uit het rekenvoorbeeld (604 kN in plaats van 574 kN). Dit is echter een conservatieve en niet significante afwijking en wordt geaccepteerd omdat de dwarskracht veruit niet maatgevend is.

## 2.3 Toets van stabiliteitswand 2

### Inleiding

Hierna is een toets opgenomen voor wand 2. Deze toets is grotendeels gelijk aan de toets die in paragraaf 2.2 voor wand 1 is uitgevoerd. De begeleidende teksten zijn daarom beperkt en is slechts daar waar afgeweken meer uitgebreid opgenomen.

#### Bepaling van de momentcapaciteit aan de voet van de wand

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{Ed}}{t f_d} = \frac{14}{9} \frac{1840 \cdot 10^3}{300 \cdot 7,99} = 1190 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{1}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{4074}{2} - \frac{67}{189} 1190 = 1610 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = N_{Ed} e_{Rd} = 1840 \cdot 1,61 = 2970 \text{ kNm}$$

#### Bepaling van de buigstijfheid EI

De buigstijfheid wordt volgens artikel 5.4 bepaald bij een moment gelijk aan 80% van de momentcapaciteit.

$$e_{08MRd} = \frac{0,8M_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{0,8 \cdot 2970}{1840} = 1,29 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left( \frac{1}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left( \frac{4,07}{2} - 1,29 \right) = 2,24 \text{ m}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2N_{Ed}}{t x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 1840 \cdot 10^3}{300 \cdot 2240} = 5,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\text{‰} \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\text{‰} \frac{5,48}{7,99} = 1,71\text{‰}$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,00171}{2,24} = 766 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

$$EI = \frac{0,8M_{Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 2970}{766 \cdot 10^{-6}} = 3,10 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

#### Berekening van de kniklast

De rotatiestijfheid aan de voet van de wand wordt uitgedrukt met de variabele  $k$ :

$$k = \frac{EI}{C h_{\text{tot}}} = \frac{3,107 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10^6 \cdot 31,5} = 0,098$$

Het aantal bouwlagen,  $n_s$ , is gelijk aan 11

$$N_B = 7,8 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{1}{3,9k + 1} \frac{EI}{h_{\text{tot}}^2} = 7,8 \frac{11}{11 + 1,6} \frac{1}{3,9 \cdot 0,098 + 1} \frac{3,10 \cdot 10^6}{31,5^2} = 15370 \text{ kN}$$

*Bepaling van het tweede-orde-effect en de rekenwaarde van de krachten*

De verhouding tussen de kniklast en de te stabiliseren verticale belasting:

$$\frac{N_B}{N_{\text{VEd}}} = \frac{15370}{2600} = 5,91$$

De verhouding is kleiner dan 11. De vergroting van de eerste-orde krachtsverdeling volgt uit:

$$1 + \frac{1}{\frac{N_B}{N_{\text{VEd}}} - 1} = 1 + \frac{1}{5,91 - 1} = 1,204$$

De rekenwaarden van het moment in wand 2 wordt dan als volgt:

$$M_{\text{Ed}} = 1,204 M_{0\text{Ed}} = 1,204 \cdot 774 = 932 \text{ kNm}$$

*Toets van de momentcapaciteit in doorsnede aan de voet van de wand*

$$M_{\text{Ed}} = 932 \text{ kN} \leq M_{\text{Rd}} = 2970 \text{ kNm}$$

De momentcapaciteit aan de voet van de wand is voldoende.

*Partiële stabiliteit*

Hierna wordt getoetst of de doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grondvloer, waar de sterkte is gereduceerd ten behoeve van de partiële stabiliteit van de wand, ook voldoet. De reductie ten behoeve van de partiële stabiliteit wordt hierna bepaald met behulp van artikel 6.1.2.3 van NPR 9096-1-1.

De wand wordt beschouwd als een tussenwand. De slankheid van de vloer voldoet aan de eis dat deze kleiner moet zijn dan 50. De reductiefactor voor de sterkte van de wand kan vervolgens worden bepaald met behulp van tabel 11 van de NPR. Voor een tussenwand met een dikte van 300 mm en een hoogte van 2600 mm geldt:

$$\Phi_m = 0,833$$

De gereduceerde sterkte in de doorsnede op de halve verdiepingshoogte volgt uit:

$$f_{\text{red,d}} = \Phi_m f_d = 0,833 \cdot 7,99 = 6,66 \text{ N/mm}^2$$

De momentcapaciteit in de doorsnede op de halve verdiepingshoogte volgt uit:

$$x_{\text{Rred}} = \frac{2N_{\text{Ed}}}{t f_{\text{red,d}}} = \frac{2 \cdot 1840 \cdot 10^3}{300 \cdot 6,66} = 1840 \text{ mm}$$

$$e_{\text{Rd}} = \frac{1}{2} - \frac{x_{\text{Rred}}}{3} = \frac{4074}{2} - \frac{1840}{3} = 1420 \text{ mm}$$

$$M_{\text{Rred}} = N_{\text{Ed}} e_{\text{Rred}} = 1840 \cdot 1,42 = 2610 \text{ kNm}$$

De dit is groter dan de rekenwaarde van het moment aan de voet van de wand,  $M_{Ed} = 932$  kNm. De momentcapaciteit van de doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grond vloer is voldoende.

*Toets van de dwarskrachtcapaciteit in doorsnede aan de voet van de wand*

De toets van de dwarskrachtcapaciteit wordt uitgevoerd volgens artikel 6.2.

$$l_c = 3 \left( \frac{l_2}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) = 3 \left( \frac{4,074}{2} - \frac{932}{1840} \right) = 4,59 \text{ m}$$

De gedrukte lengte is groter dan de lengte van de wand, geconcludeerd moet worden dat de gehele wand gedrukt is en dat  $l_c$  gelijk is aan  $l_2$ .

De rekenwaarde van de gemiddelde normaaldrukspanning in het gedrukte deel is gelijk aan:

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{t l_c} = \frac{1840 \cdot 10^3}{300 \cdot 4074} = 1,50 \text{ N/mm}^2$$

De rekenwaarde van de schuifsterkte volgt uit:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d = 0,6 + 0,4 \cdot 1,50 = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M = 1,2/1,7 = 0,706 \text{ N/mm}^2$$

De dwarskrachtcapaciteit aan de voet van wand 2 is dan gelijk aan:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = 0,706 \cdot 300 \cdot 4074 \cdot 10^{-3} = 863 \text{ kN}$$

De dwarskrachtcapaciteit is voldoende als voldaan wordt aan:

$$H_{Ed} = 47 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 863 \text{ kN}$$

De dwarskrachtcapaciteit is voldoende.

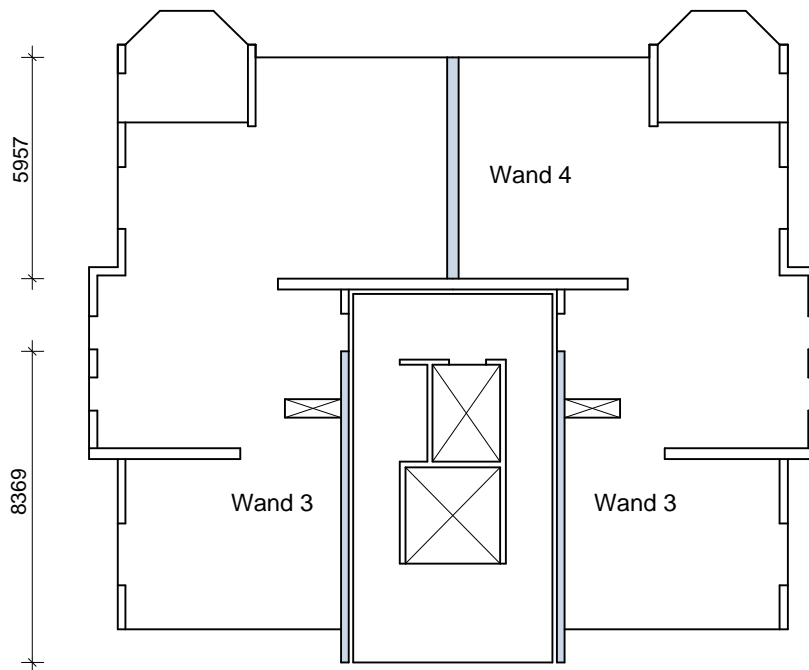
*Samenvatting voor wand 2*

Voor wand is het tweede-orde-effect van de belasting bepaald. Vervolgens zijn de momentcapaciteit aan de voet van de wand en in een doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grondvloer – waarbij rekening is gehouden met een reductie ten behoeve van de partiële stabiliteit – en de dwarskrachtcapaciteit bepaald. Uit de uitgevoerde berekeningen volgt dat de capaciteit van de wand voldoende is om de effecten van de belasting te weerstaan.

### **3 Stabiliteit in de richting evenwijdig aan de letter-assen**

#### **3.1 Inleiding**

De stabiliteit in de richting evenwijdig aan de letter-assen wordt gewaarborgd door een drietal wanden. Deze wanden zijn in figuur 11 weergegeven. De wanden met een lengte van 8,369 meter hebben een dikte van 214 mm. De wand met een lengte van 5,957 meter heeft een dikte van 300 mm. De lange wanden zijn slechts beschouwd tot de deuropening; de geringe hoeveelheid kalkzandsteen boven de deur zal namelijk niet in staat zijn om de verticale schuifkrachten op te nemen indien de lengte van deze wand tot as 2 zou zijn aangenomen.



figuur 11 Stabiliteitswanden bij wind evenwijdig aan de letter-assen

De toetsing van deze stabiliteitswanden wordt op dezelfde wijze uitgevoerd als de toets bij wind in de richting evenwijdig aan de cijfer-assen. Als eerste worden de voor de berekening benodigde gegevens bepaald:

- de afmetingen van de wanden;
- de materiaaleigenschappen;
- de hoogte van de kern en de verdiepingshoogte;
- de veerstijfheid van de fundering in de uiterste grenstoestand;
- de gevolgklasse en belastingscombinatie;
- de krachten ten gevolge van de permanente belasting;
- de krachten ten gevolge van de opgelegde belasting;
- de krachten ten gevolge van de windbelasting;
- de krachten ten gevolge van scheefstand;
- de krachten bij de voorgeschreven fundamentele belastingscombinatie.

*De afmetingen van de wanden*

wand 3	$l_3 = 8369$ mm
	$t_3 = 214$ mm
wand 4	$l_4 = 5957$ mm
	$t_4 = 300$ mm

*De hoogte van de wanden*

De totale hoogte van de wanden is  $h_{\text{tot}} = 31,5$  m

De hoogte van de wand per bouwlaag is  $h = 2,6$  m

### *Materiaaleigenschappen*

De materiaaleigenschappen zijn reeds bepaald bij het beoordelen van de stabiliteit in de andere richting.  
De resultaten worden hierna samengevat:

De rekenwaarde van de karakteristieke initiële schuifsterkte is gelijk aan:

$$f_{vko} = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

De rekenwaarde van de druksterkte is gelijk aan:

$$f_d = 7,99 \text{ N/mm}^2$$

### *Veerstijfheid van de fundering in de uiterste grenstoestand*

De rotatieveerstijfheid van de fundering onder wand 3 is  $C_3 = 6,6 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad}$

De rotatieveerstijfheid van de fundering onder wand 4 is  $C_4 = 4,3 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad}$

### *Gevolgsklasse en belastingscombinatie*

De constructie wordt beschouwd voor gevolgsklasse CC2.

De maatgevende fundamentele combinatie wordt bepaald met vergelijking 6.10b uit NEN-EN 1990. De bijbehorende partiële factoren voor de belastingen zijn volgens NEN-EN 1990 gelijk aan:

$$\begin{aligned} \text{permanent:} \quad & \gamma_{G,\text{gunstig}} = 0,9 \\ & \xi \gamma_{G,\text{ongunstig}} = 1,2 \\ \text{veranderlijk:} \quad & \gamma_Q = 1,5 \end{aligned}$$

De maatgevende belastingscombinatie voor het toetsen van de stabiliteit, bij de hier beschouwde grootte van de normaalkracht in de wanden, is die waarbij de normaalkracht in de wanden minimaal is:

$$\gamma_{G,\text{gunstig}} G_k + \gamma_Q Q_{w,k}$$

### *Krachten ten gevolge van de permanente belasting:*

Het gewicht van het gehele gebouw is bij de beschouwing van de stabiliteit in de richting evenwijdig aan de cijferassen reeds beschouwd.

$$N_{v,Gk} = 41200 \text{ kN}$$

Bepaling van de normaalkrachten in de stabiliteitswanden:

Wand 3:

vloeren:	$11 \cdot 17,8 \cdot 7,3$	=	1430 kN
wand:	$11 \cdot 2,6 \cdot 8,37 \cdot 0,214 \cdot 18,5$	=	<u>950 kN</u>
$N_{Gk}$			2380 kN

Wand 4:

vloeren:	$11 \cdot 2 \cdot 13,5 \cdot 7,3$	=	2170 kN
wand:	$11 \cdot 2,6 \cdot 5,96 \cdot 0,3 \cdot 18,5$	=	<u>950 kN</u>
$N_{Gk}$			3120 kN

### *Krachten ten gevolge van de opgelegde vloerbelasting*

Voor de beschouwde belastingscombinatie, met de minimale normaalkracht, is dit belastingsgeval niet van belang.

### *Krachten ten gevolge van de windbelasting:*

De verdeling van de stuwdruk over de hoogte van het gebouw is beschreven in artikel 7.2.2 van NEN-EN 1991-1-4. Het gebouw, met een hoogte van 31,5 meter, heeft een hoogte groter dan de breedte, 18 meter, en kleiner dan tweemaal de breedte. De verdeling van de stuwdruk over de hoogte van het gebouw is gegeven in figuur 12.

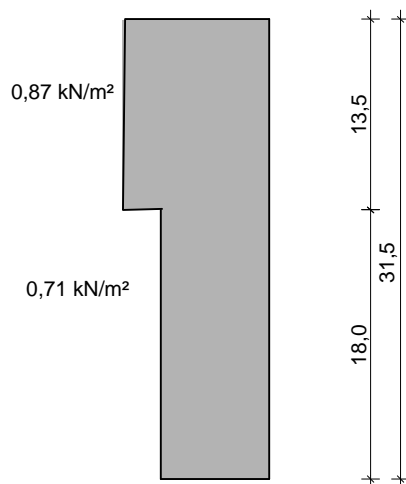
Voor gebied III bebouwd, de volgende waarden voor de extreme stuwdruk  $q_p$ :

Op een hoogte van 18 meter:

$$q_p = 0,71 \text{ kN/m}^2$$

Op een hoogte van 31,5 meter:

$$q_p = 0,87 \text{ kN/m}^2$$



figuur 12 Verloop van de stuwdruk over de hoogte van het gebouw

De bepaling van de bouwwerkfactor  $c_{s,c_d}$  is gelijk aan de wijze waarop dat bij de beschouwing van de stabiliteit in de andere richting is gedaan. De wijziging van de breedte van 17 naar 18 meter leidt niet tot een significant andere waarde voor  $c_{s,c_d}$ . De bouwwerkfactor  $c_{s,c_d}$  is gelijk gehouden aan 0,85.

De uitwendige drukcoëfficiënten moeten worden bepaald met behulp van tabel NB.6.

De verhouding  $h/d$  is gelijk aan  $31,5 / 17 = 1,85$ . Hieruit volgt:

gebied D	druk	$c_{pe,10} = 0,8$
gebied E	zuiging	$c_{pe,10} = 0,54$

Volgens 7.2.2(3) mag de sommatie van de extreme druk en zuiging worden gereduceerd vanwege het gebrek aan correlatie tussen de extreme druk en zuiging, door de som van de factoren met 0,85 te vermenigvuldigen. De totale winddrukcoëfficiënt is dan gelijk aan:

$$c_{pe} = 0,85(0,8 + 0,54) = 1,14$$

De totale karakteristieke windkrachten ten gevolge van druk en zuiging is gelijk aan:

$$\begin{aligned} H_{Wk} &= c_s c_d c_{pe} A p_k \\ H_{Wk} &= 0,85 \cdot 1,14 \cdot (18 \cdot 31,5 \cdot 0,71 + 18 \cdot 13,5 \cdot 0,16) \\ H_{Wk} &= 390 + 38 = 428 \text{ kN} \\ M_{Wk} &= 390 \cdot 0,5 \cdot 31,5 + 38 \cdot (31,5 - 0,5 \cdot 13,5) = 7080 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Krachten ten gevolge van wrijving mogen in de beschouwde situatie worden verwaarloosd.

#### *Scheefstand van de constructie*

De krachten ten gevolge van de scheefstand van de constructie zijn gelijk aan die voor de beoordeling van de stabiliteit in de andere richting reeds zijn bepaald.

$$\begin{aligned} H_{Gk} &= v N_{VGk} = 0,00178 \cdot 41200 = 73 \text{ kN} \\ M_{Gk} &= 0,5 H_{Gk} h_{tot} = 0,5 \cdot 73 \cdot 31,5 = 1150 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### *De verdeling van de horizontale krachten over de wanden*

De horizontale krachten, die bepaald zijn voor de gehele constructie, worden naar verhouding van stijfheid van de wanddoorsnede verdeeld over de drie aanwezige wanden.

$$\text{verh}_3 = \frac{t_3 I_3^3}{2 t_3 I_3^3 + t_4 I_4^3} = \frac{0,214 \cdot 8,369^3}{2 \cdot 0,214 \cdot 8,369^3 + 0,30 \cdot 5,957^3} = 0,40$$

$$\text{verh}_4 = 1 - 2 \cdot 0,40 = 0,20$$

#### *De rekenwaarde van de krachten*

Op wand 3 zijn bij de beschouwde belastingscombinatie de volgende krachten werkzaam:

$$\begin{aligned} \text{normaalkracht in de wand: } N_{3,Ed} &= \gamma_G N_{3,Gk} = 0,9 \cdot 2380 = 2140 \text{ kN} \\ \text{totale te stabiliseren verticale last: } N_{3,VEd} &= \text{verh}_3 \gamma_G N_{VGk} = 0,40 \cdot 0,9 \cdot 41200 = 14800 \text{ kN} \\ \text{horizontale belasting op de wand: } H_{3,0Ed} &= \text{verh}_3 (\gamma_Q H_{Wk} + \gamma_G H_{Gk}) = 0,40 (1,5 \cdot 428 + 0,9 \cdot 73) \\ &= 283 \text{ kN} \\ \text{moment aan de voet van de wand: } M_{3,0Ed} &= \text{verh}_3 (\gamma_Q M_{Wk} + \gamma_G M_{Gk}) \\ &= 0,40 (1,5 \cdot 7080 + 0,9 \cdot 1150) = 4660 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Op wand 4 zijn bij de beschouwde belastingscombinatie de volgende krachten werkzaam:

$$\begin{aligned} \text{normaalkracht in de wand: } N_{4,Ed} &= \gamma_G N_{4,Gk} = 0,9 \cdot 3120 = 2810 \text{ kN} \\ \text{totale te stabiliseren verticale last: } N_{4,VEd} &= \text{verh}_4 \gamma_G N_{VGk} = 0,20 \cdot 0,9 \cdot 41200 = 7400 \text{ kN} \\ \text{horizontale belasting op de wand: } H_{4,0Ed} &= \text{verh}_4 (\gamma_Q H_{Wk} + \gamma_G H_{Gk}) = 0,20 (1,5 \cdot 428 + 0,9 \cdot 73) \\ &= 142 \text{ kN} \\ \text{moment aan de voet van de wand: } M_{4,0Ed} &= \text{verh}_4 (\gamma_Q M_{Wk} + \gamma_G M_{Gk}) \\ &= 0,20 (1,5 \cdot 7080 + 0,9 \cdot 1150) = 2330 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### 3.2 Toets van stabiliteitswand 3

#### *Inleiding*

Hierna is een toets opgenomen voor wand 3. Deze toets is grotendeels gelijk aan de toets die in paragraaf 2.2 voor wand 1 is uitgevoerd. De begeleidende teksten zijn daarom beperkt en is slechts daar waar afgeweken meer uitgebreid opgenomen.

#### *Bepaling van de momentcapaciteit aan de voet van de wand*

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{Ed}}{t f_d} = \frac{14}{9} \frac{2140 \cdot 10^3}{214 \cdot 7,99} = 1950 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{1}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{8369}{2} - \frac{67}{189} 19510 = 3500 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = N_{Ed} e_{Rd} = 2140 \cdot 3,50 = 7480 \text{ kNm}$$

#### *Bepaling van de buigstijfheid EI*

De buigstijfheid wordt volgens artikel 5.4 bepaald bij een moment gelijk aan 80% van de momentcapaciteit.

$$e_{08MRd} = \frac{0,8M_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{0,8 \cdot 7480}{2140} = 2,80 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left( \frac{1}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left( \frac{8,37}{2} - 2,80 \right) = 4,17 \text{ m}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2N_{Ed}}{t x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 2140 \cdot 10^3}{214 \cdot 4170} = 4,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\text{‰} \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\text{‰} \frac{4,80}{7,99} = 1,50\text{‰}$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,00150}{4,80} = 360 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

$$EI = \frac{0,8M_{Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 7480}{360 \cdot 10^{-6}} = 16,6 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

#### *Berekening van de kniklast*

De rotatiestijfheid aan de voet van de wand wordt uitgedrukt met de variabele  $k$ :

$$k = \frac{EI}{C h_{tot}} = \frac{16,6 \cdot 10^6}{6,6 \cdot 10^6 \cdot 31,5} = 0,080$$

Het aantal bouwlagen,  $n_s$ , is gelijk aan 11

$$N_B = 7,8 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{1}{3,9k + 1} \frac{EI}{h_{tot}^2} = 7,8 \frac{11}{11 + 1,6} \frac{1}{3,9 \cdot 0,0809 + 1} \frac{16,6 \cdot 10^6}{31,5^2} = 86900 \text{ kN}$$

#### *Bepaling van het tweede-orde-effect en de rekenwaarde van de krachten*

De verhouding tussen de kniklast en de te stabiliseren verticale belasting:

$$\frac{N_B}{N_{VEd}} = \frac{86900}{14800} = 5,87$$



De verhouding is kleiner dan 11. De vergroting van de eerste-orde krachtsverdeling volgt uit:

$$1 + \frac{1}{\frac{N_B}{N_{VEd}} - 1} = 1 + \frac{1}{5,87 - 1} = 1,205$$

De rekenwaarden van het moment in wand 3 wordt dan als volgt:

$$M_{Ed} = 1,205 M_{0Ed} = 1,205 \cdot 4660 = 5620 \text{ kNm}$$

*Toets van de momentcapaciteit in doorsnede aan de voet van de wand*

$$M_{Ed} = 5620 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 7480 \text{ kNm}$$

De momentcapaciteit aan de voet van de wand is voldoende.

*Partiële stabiliteit*

Hierna wordt getoetst of de doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grondvloer, waar de sterkte is gereduceerd ten behoeve van de partiële stabiliteit van de wand, ook voldoet. De reductie ten behoeve van de partiële stabiliteit wordt hierna bepaald met behulp van artikel 6.1.2.3 van NPR 9096-1-1.

Vanwege de niet doorgaande vloer wordt de wand beschouwd als een eindwand. De reductiefactor voor de sterkte van de wand kan worden bepaald met behulp van tabel 12 van de NPR. Voor een eindwand met een dikte van 214 mm en een hoogte van 2600 mm geldt:

$$\Phi_m = 0,756$$

De gereduceerde sterkte in de doorsnede op de halve verdiepingshoogte volgt uit:

$$f_{red,d} = \Phi_m f_d = 0,756 \cdot 7,99 = 6,04 \text{ N/mm}^2$$

De momentcapaciteit in de doorsnede op de halve verdiepingshoogte volgt uit:

$$x_{Rred} = \frac{2N_{Ed}}{t f_{red,d}} = \frac{2 \cdot 2140 \cdot 10^3}{214 \cdot 6,04} = 3310 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{1}{2} - \frac{x_{Rred}}{3} = \frac{8,37}{2} - \frac{3,31}{3} = 3,08 \text{ m}$$

$$M_{Rred} = N_{Ed} e_{Rred} = 2140 \cdot 3,08 = 6590 \text{ kNm}$$

De dit is groter dan de rekenwaarde van het moment aan de voet van de wand,  $M_{Ed} = 5620 \text{ kNm}$ . De momentcapaciteit van de doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grond vloer is voldoende.

*Toets van de dwarskrachtcapaciteit in doorsnede aan de voet van de wand*

De toets van de dwarskrachtcapaciteit wordt uitgevoerd volgens artikel 6.2.

$$l_c = 3 \left( \frac{l_3}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) = 3 \left( \frac{8,37}{2} - \frac{5620}{2140} \right) = 4,68 \text{ m}$$

De rekenwaarde van de gemiddelde normaaldrukspanning in het gedrukte deel is gelijk aan:

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{t l_c} = \frac{2140 \cdot 10^3}{214 \cdot 4680} = 2,14 \text{ N/mm}^2$$

De karakteristieke waarde van de schuifsterkte volgt uit:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d = 0,6 + 0,4 \cdot 2,14 = 1,45 \text{ N/mm}^2$$

De maximale schuifsterkte volgens artikel 3.6.2 is gelijk aan  $0,065 f_b$ , waarin  $f_b$  de genormaliseerde druksterkte van het kalkzandsteen is.

$$f_{vk} \leq 0,065 \cdot 28 = 1,82 \text{ N/mm}^2$$

De rekenwaarde van de schuifsterkte is gelijk aan:

$$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M = 1,45/1,7 = 0,86 \text{ N/mm}^2$$

De dwarskrachtcapaciteit aan de voet van wand 3 is dan gelijk aan:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = 0,86 \cdot 214 \cdot 4680 \cdot 10^{-3} = 857 \text{ kN}$$

De dwarskrachtcapaciteit is voldoende als voldaan wordt aan:

$$H_{Ed} = 283 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 857 \text{ kN}$$

De dwarskrachtcapaciteit is voldoende.

### *Samenvatting voor wand 3*

Voor wand is het tweede-orde-effect van de belasting bepaald. Vervolgens zijn de momentcapaciteit aan de voet van de wand en in een doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grondvloer – waarbij rekening is gehouden met een reductie ten behoeve van de partiële stabiliteit – en de dwarskrachtcapaciteit bepaald. Uit de uitgevoerde berekeningen volgt dat de capaciteit van de wand voldoende is om de effecten van de belasting te weerstaan.

## **3.3 Toets van stabiliteitswand 4**

### *Inleiding*

Hierna is een toets opgenomen voor wand 4. Deze toets is grotendeels gelijk aan de toets die in paragraaf 2.2 voor wand 1 is uitgevoerd.

### *Bepaling van de momentcapaciteit aan de voet van de wand*

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{Ed}}{t f_d} = \frac{14}{9} \frac{2810 \cdot 10^3}{300 \cdot 7,99} = 1820 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{1}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{5960}{2} - \frac{67}{189} 1820 = 2330 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = N_{Ed} e_{Rd} = 2810 \cdot 2,33 = 6550 \text{ kNm}$$

### *Bepaling van de buigstijfheid EI*

De buigstijfheid wordt volgens artikel 5.4 bepaald bij een moment gelijk aan 80% van de momentcapaciteit.

$$e_{08MRd} = \frac{0,8M_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{0,8 \cdot 6550}{2810} = 1,87 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left( \frac{1}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left( \frac{5,96}{2} - 1,87 \right) = 3,34 \text{ m}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2N_{Ed}}{t x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 2810 \cdot 10^3}{300 \cdot 3,34} = 5,61 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\text{‰} \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\text{‰} \frac{5,61}{7,99} = 1,76\text{‰}$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,00176}{3,34} = 526 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

$$EI = \frac{0,8M_{Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 6550}{526 \cdot 10^{-6}} = 10,0 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

#### Berekening van de kniklast

De rotatiestijfheid aan de voet van de wand wordt uitgedrukt met de variabele  $k$ :

$$k = \frac{EI}{C h_{tot}} = \frac{10,0 \cdot 10^6}{4,3 \cdot 10^6 \cdot 31,5} = 0,074$$

Het aantal bouwlagen,  $n_s$ , is gelijk aan 11

$$N_B = 7,8 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{1}{3,9k + 1} \frac{EI}{h_{tot}^2} = 7,8 \frac{11}{11 + 1,6} \frac{1}{3,9 \cdot 0,074 + 1} \frac{10,0 \cdot 10^6}{31,5^2} = 53200 \text{ kN}$$

#### Bepaling van het tweede-orde-effect en de rekenwaarde van de krachten

De verhouding tussen de kniklast en de te stabiliseren verticale belasting:

$$\frac{N_B}{N_{VEd}} = \frac{53200}{7400} = 7,18$$

De verhouding is kleiner dan 11. De vergroting van de eerste-orde krachtsverdeling volgt uit:

$$1 + \frac{1}{\frac{N_B}{N_{VEd}} - 1} = 1 + \frac{1}{7,18 - 1} = 1,162$$

De rekenwaarden van het moment in wand 3 wordt dan als volgt:

$$M_{Ed} = 1,162 M_{0Ed} = 1,162 \cdot 23340 = 2710 \text{ kNm}$$

#### Toets van de momentcapaciteit in doorsnede aan de voet van de wand

$$M_{Ed} = 2710 \text{ kN} \leq M_{Rd} = 6550 \text{ kNm}$$

De momentcapaciteit aan de voet van de wand is voldoende.

#### Partiële stabiliteit

De reductie voor de partiële stabiliteit bij deze wand met een dikte van 300 mm geplaatst tussen doorgaande vloeren is beperkt. Volgens tabel 11 van NPR 9096-1-1 is  $\Phi_m$  gelijk aan 0,833. Gelet op de grote marge tussen  $M_{Ed}$  en  $M_{Rd}$  en de beperkte reductie van de druksterkte kan redelijkerwijs worden aangenomen dat de partiële stabiliteit ruimschoots voldoende gewaarborgd is.

#### Toets van de dwarskrachtcapaciteit in doorsnede aan de voet van de wand

De toets van de dwarskrachtcapaciteit wordt uitgevoerd volgens artikel 6.2.

$$l_c = 3 \left( \frac{l_d}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) = 3 \left( \frac{5,96}{2} - \frac{2710}{2810} \right) = 6,05 \text{ m}$$

De waarde van  $l_c$  is groter dan  $l$ , de lengte van de wand, de gehele doorsnede is gedrukt.

De rekenwaarde van de gemiddelde normaaldrukspanning in het gedrukte deel is gelijk aan:

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{t l} = \frac{2810 \cdot 10^3}{300 \cdot 5960} = 1,57 \text{ N/mm}^2$$

De karakteristieke waarde van de schuifsterkte is gelijk aan:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d = 0,6 + 0,4 \cdot 1,57 = 1,232 \text{ N/mm}^2$$

De rekenwaarde van de schuifsterkte is gelijk aan:

$$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M = 1,23/1,7 = 0,72 \text{ N/mm}^2$$

De dwarskrachtcapaciteit aan de voet van wand 3 is dan gelijk aan:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l = 0,72 \cdot 300 \cdot 5960 \cdot 10^{-3} = 1290 \text{ kN}$$

De dwarskrachtcapaciteit is voldoende als voldaan wordt aan:

$$H_{Ed} = 142 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 1290 \text{ kN}$$

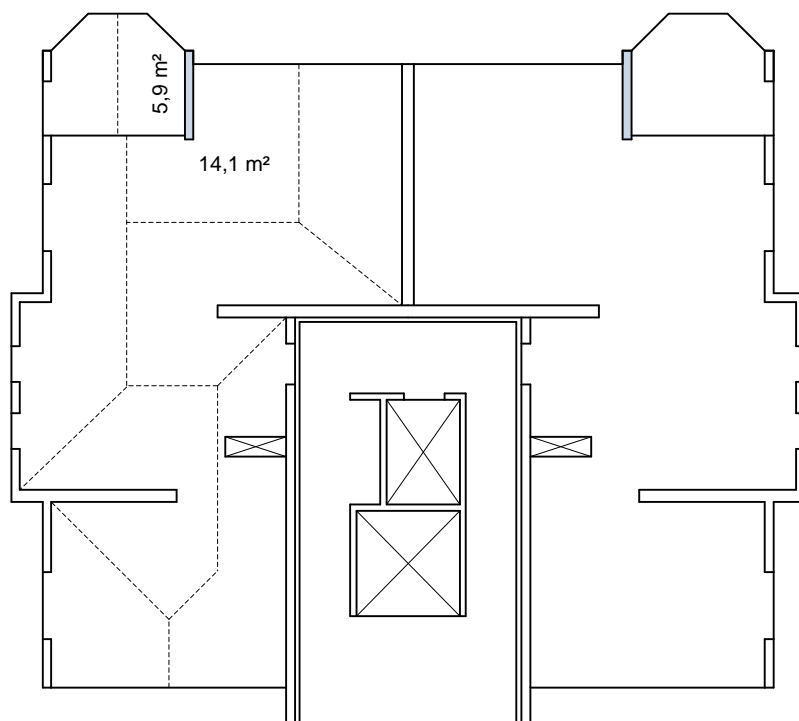
De dwarskrachtcapaciteit is voldoende.

#### *Samenvatting voor wand 4*

Voor wand 4 is het tweede-orde-effect van de belasting bepaald. Vervolgens zijn de momentcapaciteit aan de voet van de wand en in een doorsnede op een halve verdiepingshoogte boven de begane grondvloer – waarbij rekening is gehouden met een reductie ten behoeve van de partiële stabiliteit – en de dwarskrachtcapaciteit bepaald. Uit de uitgevoerde berekeningen volgt dat de capaciteit van de wand voldoende is om de effecten van de belasting te weerstaan.

## **4 Relatief de zwaarst belaste wand**

De relatief zwaarst belaste wand is de penant die is gelegen tussen het balkon en de woonkamer in de appartementen. Deze wand heeft een dikte van 214 mm.



figuur 13 Afdracht van vloerbelastingen naar de zwaarst belaste wanden

Hierna wordt de normaalkracht in de wand op de begane grond gecontroleerd.

Voor het controleren van de dragende wand zijn de volgende gegevens noodzakelijk:

- materiaaleigenschappen;
- afmetingen van de wand;
- type wand;
- gevolgklasse;
- krachten in de wand;
- afmetingen van de vloer en het aantal steunpunten;
- belasting op de vloer.

Materiaaleigenschappen:

De materiaaleigenschappen zijn gelijk aan die van de stabiliteitswanden:

$$f_d = 7,99 \text{ N/mm}^2$$

Afmetingen van de wand:

$$t = 214 \text{ mm}$$

$$l = 2190 \text{ mm}$$

$$h = 2600 \text{ mm}$$

Type wand:

Ondanks de oplegging van het balkon wordt de wand hier als een eindwand beschouwd.

De gevolgklasse:

De veiligheidsklasse van de wandconstructie is CC2.

Krachten in de wand:

Permanente belasting:

$$\text{vloeren: } 11 \cdot 14,1 \cdot 7,3 = 1132 \text{ kN}$$

$$\text{balkons: } 11 \cdot 5,9 \cdot 4,8 = 311 \text{ kN}$$

$$\text{wand: } 10 \cdot 2,19 \cdot 0,214 \cdot 2,6 \cdot 18,5 = \underline{225 \text{ kN}}$$

$$N_{Gk} = 1668 \text{ kN}$$

Veranderlijke belasting met een verdeling overeenkomstig 6.3.1.2(11) van NEN-EN 1991-1 voor toepassing bij vergelijking 6.10.a van NEN-EN 1990:

$$10 \text{ vloeren belast met de combinatie waarde: } 10 \cdot 0,4 \cdot 14,1 \cdot 1,75 = 99 \text{ kN}$$

$$10 \text{ balkons belast met combinatie waarde: } 10 \cdot 0,4 \cdot 5,9 \cdot 2,5 = 59 \text{ kN}$$

$$\text{combinatie waarde belasting dak: } \underline{0 \text{ kN}}$$

$$\psi_0 N_{Qk} = 158 \text{ kN}$$

Veranderlijke belasting met een verdeling overeenkomstig 6.3.1.2(11) van NEN-EN 1991-1 voor toepassing bij vergelijking 6.10.b van NEN-EN 1990:

2 vloeren extreem belast:	$2 \cdot 14,1 \cdot 1,75$	=	49 kN
8 vloeren belast met de combinatie waarde:	$8 \cdot 0,4 \cdot 14,1 \cdot 1,75$	=	79 kN
2 balkons extreem belast:	$2 \cdot 5,9 \cdot 2,5$	=	30 kN
8 balkons belast met combinatie waarde:	$8 \cdot 0,4 \cdot 5,9 \cdot 2,5$	=	43 kN
combinatie waarde belasting dak:			<u>0 kN</u>

$N_{Qk}$  201 kN

Afmetingen van de vloer en het aantal steunpunten:

De vloer die op de wand draagt heeft een totale hoogte van 240 mm. De nuttige hoogte is gelijk aan:

$$d_v = 240 - 15 - 10/2 = 220 \text{ mm}$$

De beschouwde vloeroverspanning is gelijk aan:

$$L_v = 5400 \text{ mm}$$

aantal steunpunten: 3

Belasting op de vloer:

$$p_{Gk} = 7,3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{Qk} = 1,75 \text{ kN/m}^2$$

Voor het toetsen van de wand wordt gebruik gemaakt van artikel 6.1.2.3 van NPR 9096-1-1

Bepaling van de grenswaarden voor de vloerslankheid volgens lid 3.

Uit tabel 10, vloeren over meer dan twee steunpunten, kunnen de volgende waarden worden bepaald:

$$\lambda_{v,\text{grens}} = 24,8$$

$$\lambda_v = L_v/d_v = 5400 / 220 = 24,5$$

$\lambda_v$  is kleiner dan  $\lambda_{v,\text{grens}}$  zodat met een minimale excentriciteit gerekend mag worden.

Bepaling van de waarde van het toevallig inklemmingsmoment in de vloer:

Uit figuur 16 van de NPR volgt dat de waarde van  $\eta$  zeer klein is. Het door de vloer op te nemen toevallig inklemmingsmoment, zoals volgens de NPR wordt vereist, is zeer klein en niet maatgevend ten opzichte van de eisen in NEN-EN 1992-1-1.

Vervolgens wordt gecontroleerd of de uiterst opneembare normaalkracht groter is dan de rekenwaarde van de optredende normaalkracht.

De rekenwaarde van de normaalkracht in de uiterste grenstoestand:  
vergelijking 6.10.a

$$N_{Ed} = 1,35 N_{Gk} + 1,5 \psi_0 N_{Qk} = 1,35 \cdot 1668 + 1,5 \cdot 158 = 2490 \text{ kN}$$

vergelijking 6.10.b

$$N_{Ed} = 1,2 N_{Gk} + 1,5 N_{Qk} = 1,2 \cdot 1668 + 1,5 \cdot 201 = 2300 \text{ kN}$$

De maatgevende waarde voor de rekenwaarde van de normaalkracht volgt uit de vergelijking 6.10.a:

$$N_{Ed} = 2490 \text{ kN}$$

Bepaling van  $N_{Rd}$  met behulp van tabel 12 van NPR 9096-1-1:

$$h = 2600 \text{ mm}$$

$$t = 214 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,756$$

$$N_{Rd} = \Phi t l f_d = 0,756 \cdot 214 \cdot 2190 \cdot 7,99 \cdot 10^{-3} = 2831 \text{ kN}$$

De toets voor de sterkte van de wand volgens 6.1.2.1 van NEN-EN 1996-1-1 luidt:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}; 2490 \text{ kN} \leq 2640 \text{ kN}; \text{ aan de eis wordt voldaan.}$$

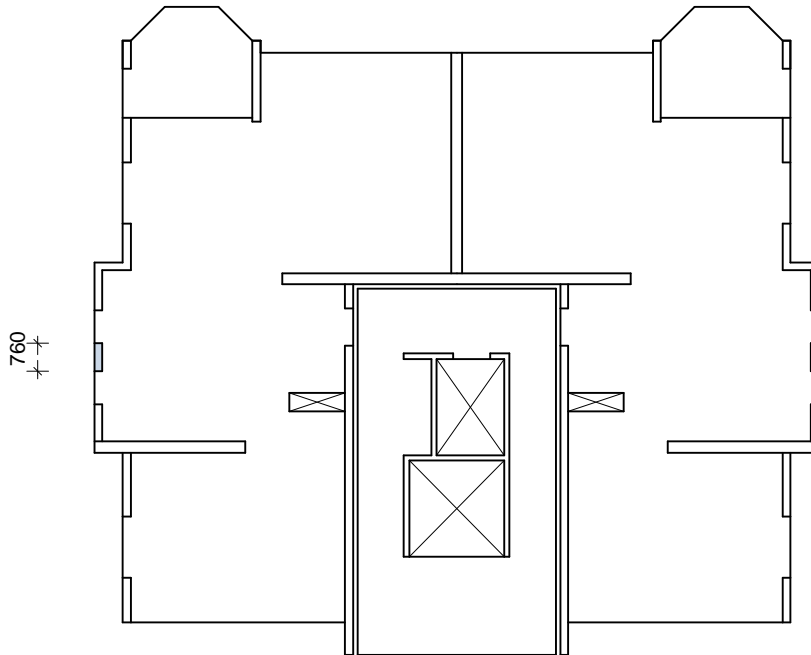
De zwaarst belaste wand op de begane grond is voldoende sterk.

De in deze paragraaf uitgevoerde berekening van de zwaarst belaste wand is ook uitgevoerd met het Staticaprogramma. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld.

## **5 Dragende wanden belast door wind**

### **5.1 Inleiding**

In figuur 14 is weergegeven welke wand hier wordt beschouwd. Deze wand wordt beschouwd omdat deze bij de geringe breedte, ten gevolge van de naastliggende kozijnen, relatief veel windbelasting moet weerstaan. De wand wordt beschouwd bij de minimale en de maximale normaalkracht, oftewel op de bovenste verdieping met de kleinste rekenwaarde van de normaalkracht en op de onderste verdieping bij de grootste rekenwaarde van de optredende normaalkracht. Bij de bepaling van de normaalkracht is aangenomen dat per bouwlaag  $4,9 \text{ m}^2$  vloer zijn belastingen naar de beschouwde wand afdraagt.



figuur 14 Beschouwde wand bij beschouwen van belasting door wind

Voor een berekening van een dragende wand belast door wind dienen de volgende gegevens bekend te zijn:

- materiaaleigenschappen;
- afmetingen van de wand;
- gevolgklasse;
- normaalkrachten ten gevolge van de permanente en de veranderlijke belasting;
- windbelasting.

Hierna worden achtereenvolgens de wand op de bovenste verdieping en de wand op de begane grond gecontroleerd.

De algemeen geldende gegevens zijn die voor de materiaaleigenschappen en de afmetingen van de wand:

Materiaaleigenschappen:

De materiaaleigenschappen zijn gelijk aan die van de stabiliteitswanden:

$$f_d = 7,99 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{xd1} = f_{xk1}/\gamma_M = 0,6/1,7 = 0,353 \text{ N/mm}^2$$

Afmetingen van de wand:

$$t = 214 \text{ mm}$$

$$b = 760 \text{ mm}$$

$$h = 2600 \text{ mm}$$

Gevolgsklasse waarbij de beschouwde dragende wand wordt getoetst is CC2



## 5.2 Toets van de wand met de kleinste normaalkracht

In de wand op de bovenste bouwlaag zijn de volgende krachten aanwezig.

Normaalkrachten in de wand:

Permanent:

$$\begin{array}{l} \text{Dak } 4,9 \cdot 7,3 \\ N_{Gk} \end{array} = \begin{array}{l} \underline{35,8 \text{ kN}} \\ 35,8 \text{ kN} \end{array}$$

Veranderlijk:

De combinatie waarde van de opgelegde belasting op het dak is gelijk aan 0,  $N_{Qk} = 0 \text{ kN}$ .

Windbelasting op de wand:

$$q_p = 0,87 \text{ kN/m}^2$$

Er wordt aangenomen dat een strook met een breedte van 1,65 meter zijn belasting afdraagt op de beschouwde wand. Het oppervlak is gelijk aan  $2,6 \cdot 1,65 = 4,3 \text{ m}^2$ .

In het geval van externe winddruk, zone D, en onderdruk in het gebouw volgt:

$$\begin{array}{ll} c_{pe} = 0,93 & \text{zie tabel 7.1 uit NB bij NEN-EN 1991-1-4, zone D voor } 4,3 \text{ m}^2 \\ c_{pi} = -0,3 & \text{zie artikel 7.2.9 van NEN-EN 1991-1-4} \end{array}$$

In geval van externe windzuiging, zone B, en overdruk in het gebouw volgt:

$$\begin{array}{ll} c_{pe} = -0,99 & \text{zie tabel 7.1, zone B} \\ c_{pi} = 0,2 \end{array}$$

De sommatie van externe winddruk en onderdruk is bepalend:

$$\begin{array}{l} p_{wk} = (c_{pe} + |c_{pi}|)q_w = (0,93 + 0,3) \cdot 0,87 = 1,07 \text{ kN/m}^2 \\ q_{wk} = b_w p_{wk} = 1,65 \cdot 1,07 = 1,76 \text{ kN/m} \end{array}$$

De rekenwaarde van de normaalkracht aan de bovenzijde van de wand is gelijk aan:

$$N_{Ed} = 0,9 N_{Gk} = 0,9 \cdot 35,8 = 32,2 \text{ kN}$$

De rekenwaarde van de horizontale belasting over de hoogte van de wand is gelijk aan:

$$q_{Ed} = 1,5 \cdot 1,76 = 2,64 \text{ kN/m}$$

De benuttingsgraad van de wand volgt uit:

$$\alpha = \frac{N_{Ed}}{b t f_d} = \frac{32200}{760 \cdot 214 \cdot 7,99} = 0,025$$

Bij deze beperkte benuttingsgraad, kleiner dan 0,1, is overeenkomstig lid 5 van bijlage C van NEN-EN 1996-1-1 de excentriciteit aan de bovenzijde en onderzijde van de wand te bepalen op basis van de grootte van de normaalkracht. De excentriciteit aan de boven- en onderzijde ten gevolge van de krachtsverdeling uit de vloeren gelijk is aan:

$$e_b = \frac{t}{2} - \frac{N_{Ed}}{2bf_d} = \frac{214}{2} - \frac{32200}{2 \cdot 760 \cdot 7,99} = 104 \text{ mm}$$

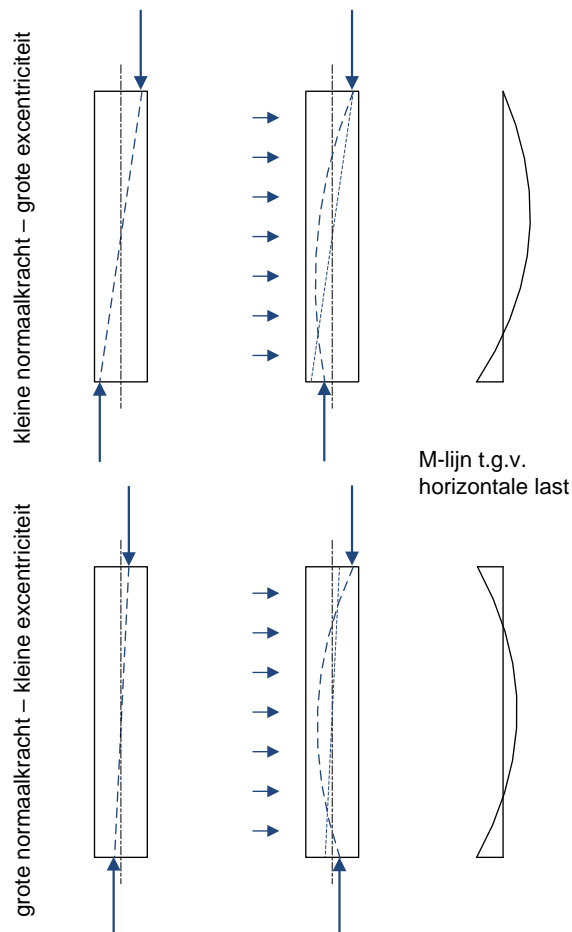
$$e_o = -104 \text{ mm}$$

De bijbehorende momenten zijn gelijk aan:

$$M_{bEd} = e_b N_{Ed} = 0,104 \cdot 32,2 = 3,35 \text{ kNm}$$

$$M_{oEd} = -3,35 \text{ kNm}$$

Bij de keuze van het schema voor de bepaling van de krachtsverdeling die wordt veroorzaakt door de horizontale belasting, moet worden gekeken naar de excentriciteiten die door de verticale belastingsafdracht uit de vloeren reeds bekend zijn. Bij wanden met relatief kleine normaalkrachten zullen de excentriciteiten aan de bovenzijde van de wand vaak relatief groot zijn en de hoogte van de drukzone klein. De aansluiting tussen de wand en de vloer gedraagt zich in die situatie, als het moment verder toe zou willen nemen als een scharnier. In die situatie is er daarom, afhankelijk van de richting van de horizontale belasting, aan de onder- of de bovenzijde geen mogelijkheid om een inklemmingsmoment voor de windbelasting te genereren. Als er sprake is van een grote normaalkracht is er vaak zowel aan de onder- als aan de bovenzijde sprake van relatief kleine excentriciteiten. Dan is er bij beide aansluitingen mogelijkheid om een extra excentriciteit op te nemen, zie figuur 15.



figuur 15 Schema bij horizontale belasting gerelateerd aan de reeds aanwezige krachtsverdeling

Overeenkomstig het schema bovenin figuur 15, kan in de onderhavige situatie worden aangenomen dat het moment dat door de wind veroorzaakt wordt aan de voet van de wand gelijk is aan:

$$M_{oWd} = \frac{1}{8} q_{Ed} h^2 = \frac{1}{8} 2,64 \cdot 2,6^2 = 2,23 \text{ kNm}$$

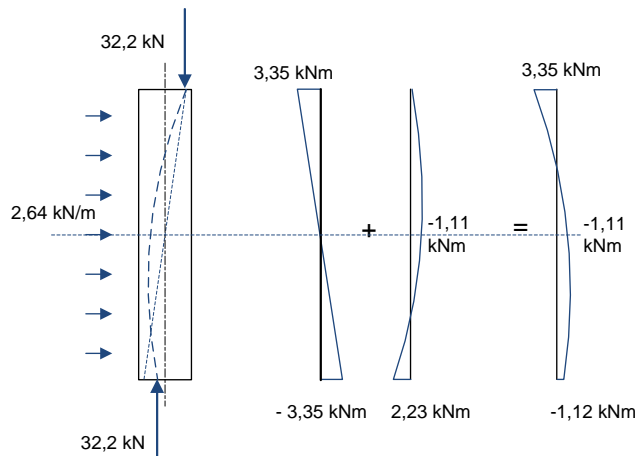
Het totale moment aan de voet van de wand is dan gelijk aan:

$$M_{oEd} = -3,35 + 2,23 = -1,12 \text{ kNm}$$

Het moment in het midden van de wand is dan

$$M_{mEd} = \frac{1}{16} q_{Ed} h^2 = \frac{1}{16} 2,64 \cdot 2,6^2 = 1,11 \text{ kNm}$$

Het verloop van de momenten in de beschouwde wand is hierna geschetst.



figuur 16 Momentenverloop in wand met minimale normaalkracht

Hierna wordt een toets van de wand uitgevoerd overeenkomstig 6.1.1 van NEN-EN 1996-1-1

Omdat het een eindwand betreft met relatief grote excentriciteiten van de normaalkracht is de waarde van  $\rho$  volgens 5.5.1.2 (11) gelijk aan 1. De effectieve hoogte is daarom gelijk aan de feitelijke hoogte:

$$h_{ef} = h = 2,6 \text{ m}$$

De slankheid van de wand volgt uit:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{2600}{214} = 12,1$$

De slankheid is kleiner dan de maximaal toelaatbare slankheid van 27.

Als, zoals hier het geval is, de benuttingsgraad van een wand kleiner is dan 0,1, dan is de excentriciteit van de normaalkracht aan de boven- en onderzijde van de wand enigszins vrij te kiezen binnen de capaciteit van de doorsnede. Gelet op het feit dat de toets van de doorsnede aan de boven- en onderzijde van de wand een doorsnedetoets is zonder verdere invloed van tweede-orde effecten is het evident dat de

capaciteit van deze snede bij de beperkte benuttingsgraad voldoende is. Er wordt daarom hier volstaan met een toets van de doorsnede op de halve hoogte.

De initiële excentriciteit, die afwijkend is voor het midden van de wand, volgt uit 5.5.1.1:

$$e_{\text{init}} = \frac{h_{\text{ef}}}{450} = \frac{2600}{450} = 5,7 \text{ mm}$$

Excentriciteiten ten gevolge van kruip mogen in het algemeen zijn verwaarloosd. In de nationale bijlage is gesteld dat de slankheid waarbij deze excentriciteit in rekening moet worden gebracht gelijk is aan de maximaal toelaatbare slankheid.

De excentriciteit in het midden van de doorsnede volgt dan uit:

$$e_{\text{mk}} = \frac{M_{\text{mEd}}}{N_{\text{Ed}}} + e_{\text{init}} = \frac{1,11}{32,2} + 0,0057 = 0,040 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

Op basis van de beschikbare gegevens kan de reductiefactor voor de slankheid en excentriciteiten voor het midden van de wand  $\Phi_{\text{m}}$ , met bijlage G worden bepaald:

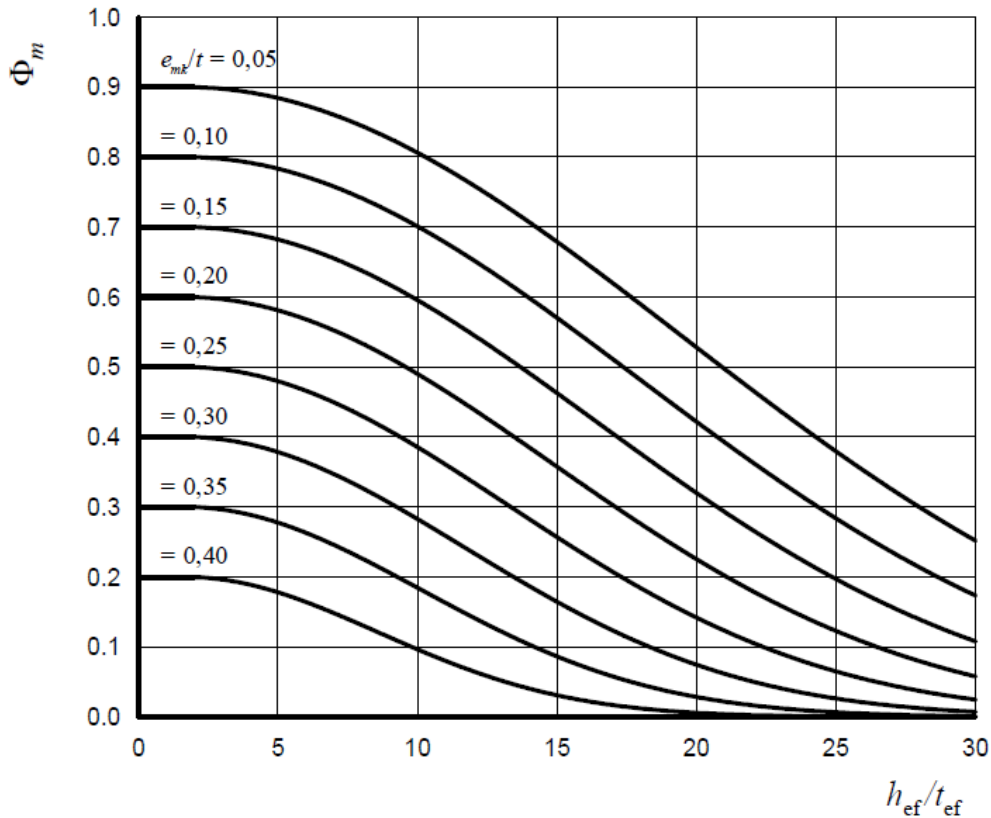
$$\lambda_{\Phi} = \frac{h_{\text{ef}}}{t_{\text{ef}}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{h_{\text{ef}}}{t_{\text{ef}}} \sqrt{\frac{f_k}{700f_k}} = \frac{2600}{214} \sqrt{\frac{1}{700}} = 0,459$$

$$u = \frac{\lambda_{\Phi} - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{\text{mk}}}{t}} = \frac{0,459 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{40}{214}} = 0,77$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{\text{mk}}}{t} = 1 - 2 \frac{40}{214} = 0,63$$

$$\Phi_{\text{m}} = A_1 e^{-u^2/2} = 0,63 e^{-0,77^2/2} = 0,466$$

Als alternatief voor de voorgaande berekening van  $\Phi_{\text{m}}$  kan deze variabele ook worden bepaald met behulp van figuur G.2 uit NEN-EN 1996-1-1,



figuur 17 Bepaling van  $\Phi_m$  met behulp van figuur G.2 van NEN-EN 1996-1-1

Bij  $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2600}{214} = 12,1$  en  $\frac{e_{mk}}{t} = \frac{40}{214} = 0,19$  is uit de grafiek eenzelfde waarde voor  $\Phi_m$  af te lezen.

Op basis van deze waarde kan de capaciteit in het midden van de wand worden bepaald:

$$N_{Rd} = \Phi_m b t f_d = 0,466 \cdot 760 \cdot 214 \cdot 7,99 = 472 \cdot 10^3 \text{ N} = 606 \text{ kN}$$

De middendoorsnede van de wand is voldoende sterk indien geldt:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \Leftrightarrow 32,2 \text{ kN} \leq 606 \text{ kN}.$$

Aan deze voorwaarde wordt ruimschoots voldaan. De middendoorsnede is voldoende sterk.

Samengevat kan worden gesteld dat de dragende wand op de bovenste verdieping voldoende sterk is om de windbelasting te kunnen weerstaan.

### 5.3 Toets van de wand met de grootste normaalkracht

In de wand op de begane grond zijn de volgende krachten aanwezig.

Normaalkrachten in de wand:

Permanent:

Vloeren:	$11 \cdot 4,9 \cdot 7,3$	=	394 kN
Wand:	$10 \cdot 0,214 \cdot 0,76 \cdot 2,6 \cdot 18,5$	=	78 kN
Borstw.:	$10 \cdot 0,214 \cdot 0,89 \cdot 0,50 \cdot 18,5$	=	<u>18 kN</u>

$$N_{Gk} = 490 \text{ kN}$$

Veranderlijk:

$$N_{Qk} = 10 \cdot 4,9 \cdot 1,75 = 86 \text{ kN} \quad \psi_0 = 0,4$$

Windbelasting op de wand, zie figuur 7:

$$q_p = 0,69 \text{ kN/m}^2$$

Voor de situatie met winddruk geldt:

$$c_{pe} = 0,93 \quad \text{zie tabel 7.1 uit NB bij NEN-EN 1991-1-4, zone D voor } 4,3 \text{ m}^2$$

$$c_{pi} = -0,3 \quad \text{zie artikel 7.2.9 van NEN-EN 1991-1-4}$$

De totale winddrukbelasting volgt uit:

$$p_{wk} = (c_{pe} + |c_{pi}|)q_w = (0,93 + 0,3) \cdot 0,69 = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wk} = b_w p_{wk} = 1,65 \cdot 0,85 = 1,40 \text{ kN/m}$$

Voor de situatie met windzuiging geldt:

$$c_{pe} = -0,99 \quad \text{zie tabel 7, zone B}$$

$$c_{pi} = 0,2$$

De totale windzuigingbelasting volgt uit:

$$p_{wk} = (c_{pe} - |c_{pi}|)q_w = (-0,99 - 0,2) \cdot 0,69 = -0,82 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wk} = b_w p_{wk} = -1,65 \cdot 0,81 = -1,35 \text{ kN/m}$$

De rekenwaarde van de normaalkracht aan de bovenzijde van de wand is gelijk aan:

$$N_{Ed} = 1,2 N_{Gk} + 1,5 \psi N_{Qk} = 1,2 \cdot 486 + 1,5 \cdot 0,4 \cdot 86 = 635 \text{ kN}$$

De rekenwaarde van de horizontale belasting over de hoogte van de wand is gelijk aan:

$$\text{winddruk} \quad q_{Ed} = 1,5 \cdot 1,40 = 2,10 \text{ kN/m}$$

$$\text{windzuiging} \quad q_{Ed} = 1,5 \cdot -1,35 = -2,02 \text{ kN/m}$$

Voordat de capaciteit van de wand getoetst wordt, wordt eerst de krachtsverdeling in de wand bepaald. Ten gevolge van de permanente belasting en de opgelegde vloerbelasting zal een moment aan het uiteinde van de wanden ontstaan. Dit moment is gelijk aan de helft van het inklemmingsmoment van de vloer.

Het inklemmingsmoment uit de vloeren wordt enigszins conservatief aangenomen als:

$$M_{\text{inklemming}} = \frac{1}{12} p_{\text{Ed}} b L^2 = \frac{1}{12} (1,2 \cdot 7,3 + 1,5 \cdot 0,4 \cdot 1,75) 1,65 \cdot 6^2 = 48,6 \text{ kNm}$$

Dit inklemmingsmoment uit de vloer wordt opgenomen door de wanden direct boven en onder de vloer.

Het moment aan de bovenzijde van de beschouwde wand is dan gelijk aan:

$$M_{\text{bEd}} = -0,5 M_{\text{inklemming}} = 0,5 \cdot 48,6 = 24,3 \text{ kNm}$$

noot: een positief moment is hierbij een moment met druk aan de binnenzijde van de wand

De hoekverdraaiing aan de onderzijde van de wand is beperkt. Hier wordt aangenomen dat deze gelijk aan 0 is zodat het moment aan de onderzijde van de wand gelijk is aan:

$$M_{\text{tEd}} = -0,5 M_{\text{bEd}} = -0,5 \cdot 24,3 = -12,2 \text{ kNm}$$

Het moment in het midden van de wand is dan gelijk aan:

$$M_{\text{mEd}} = 0,5(M_{\text{bEd}} + M_{\text{oEd}}) = 0,5(24,3 - 12,2) = 6,1 \text{ kNm}$$

De momenten veroorzaakt door de winddruk zijn gelijk aan:

$$M_{\text{bWd}} = M_{\text{oEd}} = \frac{1}{12} q_{\text{Wd}} h^2 = \frac{1}{12} 2,10 \cdot 2,6^2 = 1,18 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{mWd}} = -\frac{1}{24} q_{\text{Wd}} h^2 = -0,59 \text{ kNm}$$

De momenten veroorzaakt door de windzuiging zijn gelijk aan:

$$M_{\text{bWd}} = M_{\text{oEd}} = -\frac{1}{12} q_{\text{Wd}} h^2 = \frac{1}{12} 2,02 \cdot 2,6^2 = -1,14 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{mWd}} = \frac{1}{24} q_{\text{Wd}} h^2 = -0,57 \text{ kNm}$$

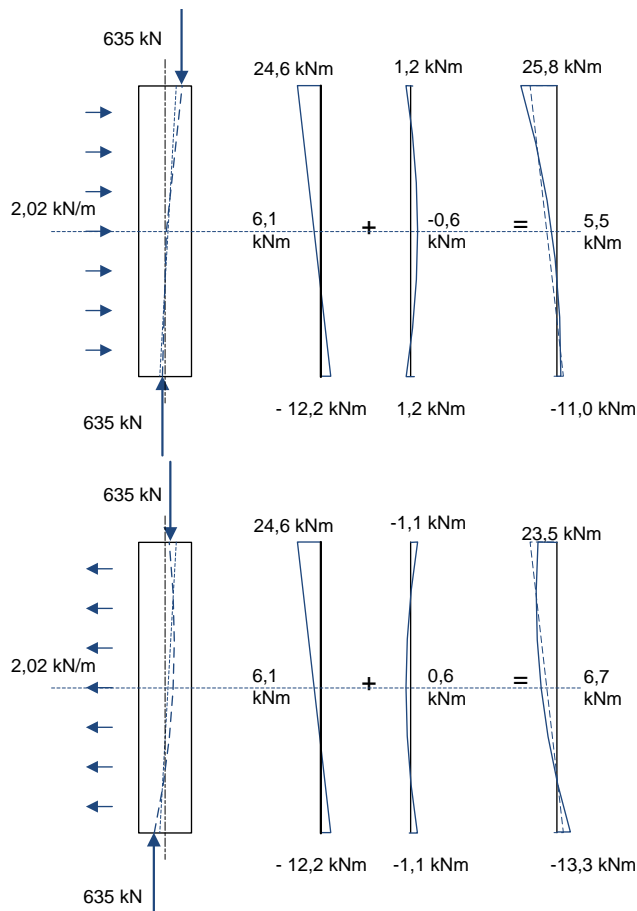
De toets van de capaciteit van de verschillende doorsneden kan worden uitgevoerd voor de maatgevende momenten die in figuur 18 zijn beschreven.

$$M_{\text{bEd}} = 25,8 \text{ kNm}$$

$$e_{\text{bEd}} = 25,8/635 = 0,041 \text{ m}$$

$$M_{\text{mEd}} = 6,1 - 0,6 = 5,5 \text{ kNm}$$

$$e_{\text{mEd}} = 5,5/635 = 0,0087 \text{ m}$$



figuur 18 Momentverdeling in wand op de begane grond

De excentriciteiten van de normaalkracht aan de uiteinden van de wand zijn kleiner dan  $0,25t$  (53,5 mm). Daarom mag, overeenkomstig 5.5.1.2 worden aangenomen dat  $\rho$  gelijk is aan 0,75. De effectieve hoogte is dan gelijk aan:

$$h_{ef} = \rho h = 0,75 \cdot 2600 = 1950 \text{ mm}$$

De slankheid van de wand volgt uit:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{1950}{214} = 9,1$$

Toets van de doorsneden aan de bovenzijde van de wand volgens 6.1.2:

Bepaling van de excentriciteiten:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{1950}{450} = 4,3 \text{ mm}$$

$$e_b = \frac{M_{bEd}}{N_{Ed}} + e_{init} = 41 + 4,3 = 45,3 \text{ mm}$$



De excentriciteit moet ten minste gelijk zijn aan  $0,05 t = 0,05 \cdot 214 = 10,7$  mm. Hieraan wordt voldaan.

$$\Phi_b = 1 - 2 \frac{e_b}{t} = 1 - 2 \frac{45,3}{214} = 0,577$$

De capaciteit van de doorsnede van de wand ter plaatse van de aansluiting met de eerste verdiepingvloer volgt uit:

$$N_{Rd} = \Phi_b l t f_d = 0,577 \cdot 760 \cdot 214 \cdot 7,99 = 750 \cdot 10^3 \text{ N} = 750 \text{ kN}$$

De capaciteit is groter dan de rekenwaarde van de normaalkracht  $N_{Ed}$ , 635 kN, de beschouwde doorsnede is voldoende sterk.

Toets van de doorsnede in het midden van de wand volgens 6.1.2:

De initiële excentriciteit, die afwijkend is voor het midden van de wand, volgt uit:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{1950}{450} = 4,3 \text{ mm}$$

De excentriciteit ten gevolge van de kruip,  $e_k$ , mag worden verwaarloosd, zodat:

$$e_{mk} = \frac{M_{nEd}}{N_{Ed}} + e_{init} + e_k = 8,7 + 4,3 = 13 \text{ mm}$$

Op basis van de beschikbare gegevens kan de reductiefactor voor de slankheid en excentriciteiten voor het midden van de wand  $\Phi_m$ , met bijlage G worden bepaald:

$$\lambda_\Phi = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{700f_k}} = \frac{1950}{214} \sqrt{\frac{1}{700}} = 0,344$$

$$u = \frac{\lambda_\Phi - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,344 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{13}{214}} = 0,426$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{13}{214} = 0,879$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-u^2/2} = 0,879 e^{-0,426^2/2} = 0,803$$

Op basis van deze waarde kan de capaciteit in het midden van de wand worden bepaald:

$$N_{Rd} = \Phi_m b t f_d = 0,803 \cdot 760 \cdot 214 \cdot 7,99 = 896 \cdot 10^3 \text{ N} = 1043 \text{ kN}$$

De middendoorsnede van de wand is voldoende sterk indien geldt:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \Leftrightarrow 635 \text{ kN} \leq 750 \text{ kN}.$$

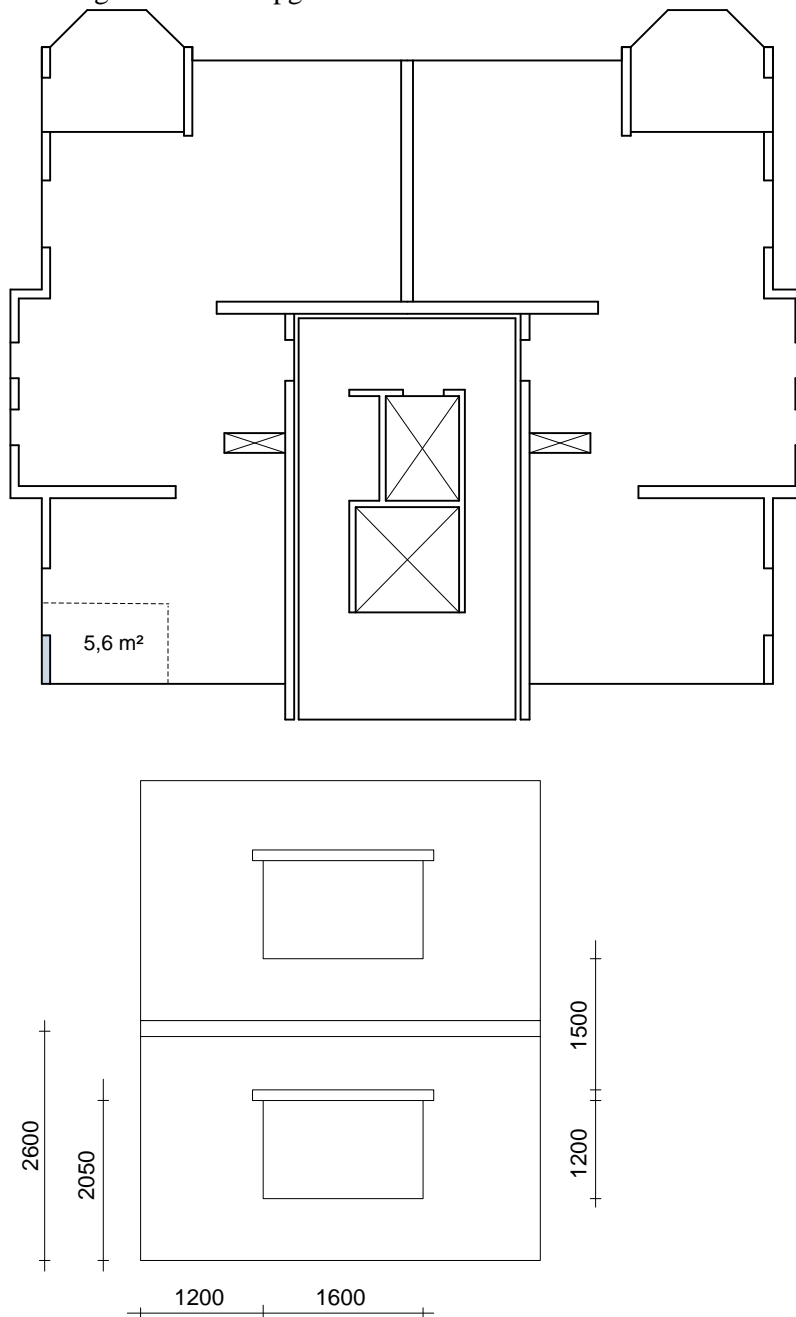
Aan deze voorwaarde wordt voldaan. De middendoorsnede is voldoende sterk.

Samenvattend wordt geconcludeerd dat de wand op de begane grond zowel in de doorsneden aan de einden, als in het midden van de hoogte voldoet. De wand is voldoende sterk om de voorgeschreven windbelasting te weerstaan.

De in deze paragraaf uitgevoerde berekening van een dragende wand belast door wind is ook uitgevoerd met het Staticaprogramma. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld.

## 6 Controle oplegspanning ter plaatse van betonnen latei in de zijgevel

In de zijgevel zijn openingen aanwezig voor de kozijnen. Boven deze openingen zijn lateien aanwezig die de belasting uit het bovenliggende kalkzandstenen binnenblad dragen. Deze belasting wordt via de latei afgedragen naar de kalkzandsteenpenant. Hierna is een controle van de oplegspanning als gevolg van de belasting van de latei opgenomen conform NEN-EN 1996-1-1 art. 6.1.3.



figuur 19 Plattegrond en fragment zijgevel begane grond en 1<sup>e</sup> verdieping

Hierna wordt de normaalkracht in de wand op de begane grond gecontroleerd.

Voor het controleren van de dragende wand zijn de volgende gegevens noodzakelijk:

- materiaaleigenschappen;
- afmetingen van de wand;
- overspanningsrichting van de latei;
- gevolgklasse;
- krachten in de wand.

Materiaaleigenschappen:

De rekenwaarde van de druksterkte is gelijk aan:

$$f_d = 6,01 \text{ N/mm}^2$$

Afmetingen van de wand en de oplegging:

$$t = 150 \text{ mm}$$

$$l = 1200 \text{ mm}$$

$$h = 2600 \text{ mm}$$

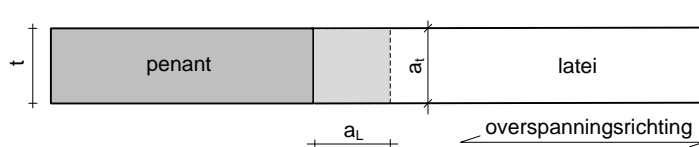
$$h_c = 2050 \text{ mm} \quad \text{hoogte van de wand tot aan het niveau van de belasting}$$

$$a_1 = 0 \text{ mm}$$

$$a_L = 150 \text{ mm} \quad \text{lengte van het belaste oppervlak in de richting parallel aan de wand}$$

$$a_t = 150 \text{ mm} \quad \text{lengte van het belaste oppervlak in de richting haaks op de wand}$$

$$e_t = 0 \text{ mm} \quad \text{excentriciteit van het belaste oppervlak tot het hart van de dikte van de wand}$$



figuur 20 overzicht symbolen met betrekking tot de positie van de oplegging

De gevolgklasse:

De veiligheidsklasse van de wandconstructie is CC2.

Krachten in de wand:

Permanente belasting:

$$\text{vloer:} \quad 11 \cdot 5,6 \cdot 7,3 = 450 \text{ kN}$$

$$\text{wand:} \quad 10 \cdot 2,6 \cdot \left( 1,2 + \frac{1,6}{2} - 1,2 \cdot \frac{1,6}{2} \right) \cdot 0,15 \cdot 18,5 = \underline{75 \text{ kN}}$$

$$N_{Gk} = 525 \text{ kN}$$

Veranderlijke belasting met een verdeling overeenkomstig 6.3.1.2(11) van NEN-EN 1991-1-1 voor toepassing bij vergelijking 6.10.a van NEN-EN 1990:

$$\begin{aligned} 10 \text{ vloeren belast met de combinatie waarde: } & 10 \cdot 0,4 \cdot 5,6 \cdot 1,75 & = & 39 \text{ kN} \\ \text{combinatie waarde belasting dak:} & & = & \underline{0 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\psi_0 N_{Qk} = 39 \text{ kN}$$

Veranderlijke belasting met een verdeling overeenkomstig 6.3.1.2(11) van NEN-EN 1991-1-1 voor toepassing bij vergelijking 6.10.b van NEN-EN 1990:

$$\begin{aligned} 2 \text{ vloeren extreem belast:} & 2 \cdot 5,6 \cdot 1,75 & = & 20 \text{ kN} \\ 8 \text{ vloeren belast met de combinatie waarde:} & 8 \cdot 0,4 \cdot 5,6 \cdot 1,75 & = & 31 \text{ kN} \\ \text{combinatie waarde belasting dak:} & & = & \underline{0 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$N_{Qk} = 51 \text{ kN}$$

Rekenwaarde van de kracht in de wand net boven het steunpunt:

$$q_{vEd,a} = (1,35 \cdot 525 + 1,5 \cdot 39) / 1,2 = 639 \text{ kN/m}$$

$$q_{vEd,b} = (1,2 \cdot 525 + 1,5 \cdot 51) / 1,2 = 589 \text{ kN/m}$$

Geconcentreerde kracht in de wand:

Permanente belasting:

$$\text{Vloer:} \quad \left( \frac{1,6}{2} \cdot 2,8 \right) \cdot 7,3 = 16 \text{ kN}$$

$$\text{Metselwerk boven latei:} \quad 1,5 \cdot 1,6 / 2 \cdot 0,150 \cdot 18,5 = \underline{3 \text{ kN}}$$

$$N_{Gk} = 19 \text{ kN}$$

Veranderlijke belasting met een verdeling overeenkomstig 6.3.1.2(11) van NEN-EN 1991-1-1 voor toepassing bij vergelijking 6.10.a van NEN-EN 1990:

$$\text{Vloer:} \quad \left( \frac{1,6}{2} \cdot 2,8 \right) \cdot 0,4 \cdot 7,3 = \underline{6,5 \text{ kN}}$$

$$\psi_0 N_{Qk} = 6,5 \text{ kN}$$

Veranderlijke belasting met een verdeling overeenkomstig 6.3.1.2(11) van NEN-EN 1991-1-1 voor toepassing bij vergelijking 6.10.b van NEN-EN 1990:

$$\text{Vloer:} \quad \left( \frac{1,6}{2} \cdot 2,8 \right) \cdot 7,3 = \underline{16 \text{ kN}}$$

$$N_{Qk} = 16 \text{ kN}$$

De rekenwaarde van de geconcentreerde last bedraagt:

$$N_{Ed,c,a} = 1,35 N_{Gk} + 1,5 \psi_0 N_{Qk} = 1,35 \cdot 19 + 1,5 \cdot 6,5 = 35 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,c,b} = 1,2 N_{Gk} + 1,5 N_{Qk} = 1,2 \cdot 19 + 1,5 \cdot 16 = 47 \text{ kN}$$

De rekenwaarde van de geconcentreerde last, op oplegkracht  $N_{Edc}$ , die op de metselwerkwand aangrijpt, dient kleiner te zijn dan de weerstand tegen de puntlast op de wand  $N_{Rdc}$ .

De weerstand tegen een geconcentreerde last volgt uit:

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$$

$$\beta = \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right)$$

Waarin:

$\beta$  is een vergrotingsfactor voor de weerstand tegen geconcentreerde lasten;

$A_b$  is de belaste oppervlakte

$A_{ef}$  is het effectieve draagoppervlakte, deze is gelijk aan  $l_{efm} \cdot t$ ;

$l_{efm}$  is de effectieve lengte van het draagvlak, bepaald in het midden van de hoogte van de wand of het penant;

$$1,0 \leq \beta \leq \min \left[ \left( 1,25 + \frac{a_1}{2h_c} \right); 1,5 \right]$$

$$l_{efm} = a_L + \tan(60^\circ) \frac{h_c}{2} = 150 + 0,577 \cdot 1025 = 741 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = l_{efm} \cdot t = 791 \cdot 150 = 111 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_b = a_L \cdot a_t = 150 \cdot 150 = 225 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_b}{A_{ef}} \leq 0,45 \quad \frac{225 \cdot 10^2}{111 \cdot 10^3} = 0,20 < 0,45$$

$$\beta = \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) = \left( 1 + 0,3 \frac{0}{2050} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{22500}{111214} \right) = 1,277$$

$$\beta \leq \min \left[ \left( 1,25 + \frac{a_1}{2h_c} \right); 1,5 \right] = \min \left[ \left( 1,25 + \frac{0}{4100} \right); 1,5 \right] = 1,25$$

$$\beta = 1,25$$

$$N_{Rdc} = 1,25 \cdot 22500 \cdot 6,01 = 169 \cdot 10^3 \text{ N} = 169 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,a} = N_{Edc,a} + q_{vEd,a} \cdot a_L = 35 + 639 \cdot 0,15 = 131 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,b} = N_{Edc,b} + q_{vEd,b} \cdot a_L = 47 + 589 \cdot 0,15 = 135 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = \max(N_{Ed,a}; N_{Ed,b}) = 135 \text{ kN}$$

De wand voldoet als aan de volgende voorwaarde is voldaan:

$$N_{Ed} \leq N_{Rdc} \Leftrightarrow 135 \text{ kN} < 169 \text{ kN} \quad \text{De wand voldoet.}$$

## **7 Samenvatting**

Voor het woongebouw met een verticale draagconstructie van kalkzandsteen zijn de volgende aspecten gecontroleerd:

- de stabiliteit in beide richtingen;
- het draagvermogen bij de maximale verticale belasting;
- de bestandheid van de dragende gevels tegen windbelasting;
- de oplegspanning t.p.v. betonnen latei in de zijgevel.

Op basis van de resultaten uit de voorgaande berekeningen kan geconcludeerd worden dat de draagconstructie voldoet aan de in de Eurocodes gestelde eisen.

## ***Bijlage - Berekeningen uitgevoerd met VNK Statica 6.01.11***

Berekeningen zoals hiervoor zijn beschreven, kunnen ook worden uitgevoerd met het programma VNK Statica. Hierna treft u achtereenvolgens berekeningen aan die overeenkomen met de berekeningen in de volgende paragrafen:

- 2.2** Toets van stabiliteitswand 1
  - Berekening uitgevoerd met module 4 van het programma
  - Berekening uitgevoerd met module 6 van het programma
- 4** Zwaarst belaste wand
  - Berekening uitgevoerd met module 5 van het programma
- 5.3** Wand belast door wind – wand met de grootste normaalkracht
  - Berekening uitgevoerd met module 1 van het programma
- 6** Controle oplegspanning ter plaatse van betonnen latei in de zijgevel
  - Berekening uitgevoerd met module 3 van het programma

Bestand : ....VNK\200501\_Woongebouw met stabiliteitswanden.vnks  
Nationale annex : Nederlands

#### Module 4 - Doorsnede stabiliteitskern met moment en dwarskracht

#### INVOERGEGEVENS

##### ONDERDEEL : 2.2 stabiliteitswand 1

Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC2

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 28)

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel

rekenen met een gelimiteerde druksterkte

$$f_b = 28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{d,limit} = 7,01 \text{ N/mm}^2$$

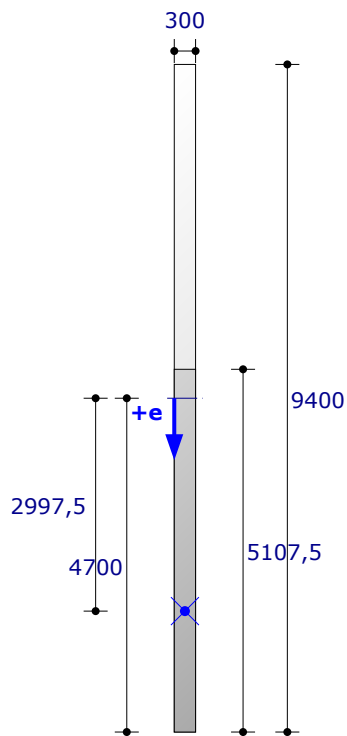
Doorsnedegeometrie:

hoogte

lijfbreedte

$$y = 9400 \text{ mm}$$

$$t_l = 300 \text{ mm}$$



Belastingen:

normaalkracht

buigend moment

dwarskracht

$$N_{Ed} = 4010,0 \text{ kN}$$

$$M_{Edt} = 12020,00 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 574,00 \text{ kN}$$



## BEREKENING

**Bepaling capaciteit volgens art. 5.5.1 van NEN-EN 1996-1-1 (nl):**

### Tussenresultaten

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta = 0,8 \times 28^{0,85} \times 12,5^0 = 13,59 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{13,59}{1,7} = 7,99 \text{ N/mm}^2 \quad f_{vko} = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 2,82 \times 10^6 \text{ mm}^2 \quad S = 1,325 \times 10^{10} \text{ mm}^3 \quad z_w = \frac{S}{A} = 4700 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_u = -0,0035 \quad \varepsilon_{ul} = \frac{f_{d,limit}}{f_d} \cdot -0,0025 = \frac{7,01}{7,993} \cdot -0,0025 = -0,00219$$

Capaciteit zonder gelimiteerde sterkte

$$M_{Rd} = 15154,44 \text{ kNm} \quad x_u = 2602,4 \text{ mm}$$

Capaciteit met gelimiteerde sterkte

$$M_{Rld} = 13753,36 \text{ kNm} \quad x_{ul} = 3815,3 \text{ mm}$$

Toetsing moment

$$M_{Ed} = 12020 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13753,36 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,87 \quad \text{Momentcapaciteit voldoet.}$$

Bepaling van het gedrukte gedeelte

$$\varepsilon_c = -0,001637 \quad \varepsilon_t = 0,001376$$

$$x_v = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_t} y = \frac{-0,001637}{-0,001637 - 0,001376} \times 9400 = 5107,5 \text{ mm}$$

$$l_c = \min(x_v; y) = 5107,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = \frac{\varepsilon_c}{0,0025} f_d = \frac{-0,001637}{0,0025} \times 7,99 = 5,234 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{vxdH} = 4010 \text{ kN} \quad N_{vxd} = 4010 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = \frac{N_{vxd}}{l_c t} = \frac{4010}{5107,5 \times 300} = 2,617 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 3.6.2 (3)

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d = 0,6 + 0,4 \times 2,617 = 1,647 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.5)$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt}; f_{vk}) = \min(1,82; 1,647) = 1,647 \text{ N/mm}^2 \quad f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{1,647}{1,7} = 0,969 \text{ N/mm}^2$$

Toetsing dwarskracht volgens artikel 6.2

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = 0,969 \times 300 \times 5107,5 = 1484,3 \text{ kN} \quad \dots(6.13)$$

$$V_{Ed} = 574 \text{ kN} < V_{Rd} = 1484,3 \text{ kN} \quad \dots(6.12) \quad u.c. = 0,39 \quad \text{Dwarskrachtcapaciteit voldoet.}$$

*Bepaling van de buigstijfheid EI*

$$M_{EI} = 0,8 M_{Rd} = 12123,55 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_c = -0,001662 \quad \varepsilon_t = 0,001444$$

$$K_{EI} = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_c}{y} = \frac{0,001444 - -0,001662}{9400} = 3,305 \times 10^{-7} \text{ 1/mm}$$

$$EI = \frac{M_{EI}}{K_{EI}} = 3,669 \times 10^7 \text{ kN m}^2$$

**Resultaten**

$$f_d = 7,99 \text{ N/mm}^2 \quad f_{d,limit} = 7,01 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = 15154,44 \text{ kNm} \quad x_u = 2602,4 \text{ mm}$$

$$M_{Rld} = 13753,36 \text{ kNm} \quad x_{ul} = 3815,3 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 12020 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13753,36 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,87$$

*Momentcapaciteit voldoet.*

$$V_{Ed} = 574 \text{ kN} < V_{Rd} = 1484,3 \text{ kN} \dots(6.12) \quad u.c. = 0,39$$

*Dwarskrachtcapaciteit voldoet.*

$$EI = \frac{M_{EI}}{K_{EI}} = 3,669 \times 10^7 \text{ kN m}^2$$

**Conclusie : Wand voldoet.**

## Module 6 - Stabiliteitskern van enkele verdiepingen hoog met inklemming

### INVOERGEGEVENS

#### ONDERDEEL : 2.2 stabiliteitswand 1

##### Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC2

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 28)

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel

$$f_b = 28 \text{ N/mm}^2$$

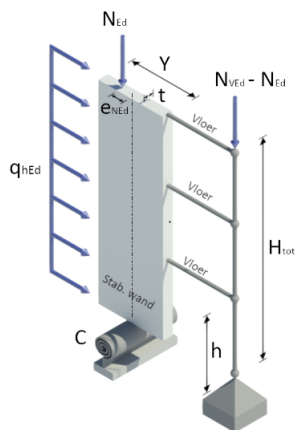
##### Doorsnedegeometrie:

hoogte

lijfbreedte

$$y = 9400 \text{ mm}$$

$$t_l = 300 \text{ mm}$$



##### Geometrie wand:

totale hoogte kern

verdiepingshoogte

aantal verdiepingen

rotatie veerconstante [kNm/rad]

$$h_{tot} = 31500 \text{ mm}$$

$$h = 2600 \text{ mm}$$

$$n = 11$$

$$C = 7e+06$$

##### Belastingen:

normaalkrachten

excentriciteit

normaalkracht

horizontale belasting

extra horizontale belasting door scheefstand

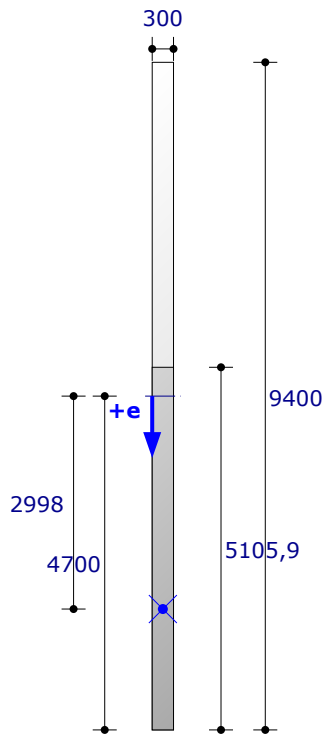
$$N_{Ed} = 4010,0 \text{ kN}$$

$$e_{NEd} = 0,000 \text{ m}$$

$$N_{VEd} = 31900,0 \text{ kN}$$

$$q_{HEd} = 17,365 \text{ kN/m}$$

ja



## BEREKENING

**Bepaling capaciteit volgens art. 5.5.1 van NEN-EN 1996-1-1 (nl):**

### Tussenresultaten

$$f_k = K (f_b)^{\alpha} (f_m)^{\beta} = 0,8 \times 28^{0,85} \times 12,5^0 = 13,59 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{13,59}{1,7} = 7,99 \text{ N/mm}^2 \quad f_{vko} = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 2,82 \times 10^6 \text{ mm}^2 \quad S = 1,325 \times 10^{10} \text{ mm}^3 \quad z_w = \frac{S}{A} = 4700 \text{ mm}$$

$$nu = \frac{1}{100 \sqrt{h_{tot}}} = 0,0018$$

$$q_{HEd,nu} = nu \frac{N_{VEd}}{h_{tot}} = 1,8 \text{ kN/m}$$

$$q_{HEd} = q_{HEd} + q_{HEd,nu} = 19,17 \text{ kN/m}$$

$$M_{0Ed} = N_{Ed} e_{Ned} + \frac{1}{2} q_{HEd} h_{tot}^2 = 9510,4 \text{ kNm}$$

### Stabiliteitscontrole artikel 6.1.2.2

$$\rho = 0,75 \quad \dots(5.3)$$

$$h_{ef} = \rho h = 0,75 \times 2600 = 1950 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 6,50 < 27 \quad u.c. = 0,24 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

Artikel 5.5.1.1 (4)

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = 4,3 \text{ mm}$$

Artikel 6.1.2.2

*Bij constante minimale eerste-orde excentriciteit*

$$h_{ef2} = \rho_2 h = 1,00 \times 2600 = 2600 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef2}}{t_{ef}} = 8,67 < 27 \quad u.c. = 0,32 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

$$e_{m2} = \max(10; \frac{h_{ef2}}{300}) = 10 \text{ mm}$$

$$e_k = 0 \text{ mm} \quad \dots(6.8) \quad e_{mk2} = \max(e_{m2} + e_k; 0,05 t) = 15 \text{ mm} \quad \dots(6.6)$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk2}}{t} = 1 - 2 \frac{15}{300} = 0,9 \quad \dots(G.2)$$

$$\lambda_{\phi} = \frac{h_{ef2}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2600}{300} \sqrt{\frac{13,6}{9512}} = 0,328 \quad \dots(G.4)$$

$$u = \frac{\lambda_{\phi} - 0,063}{\frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,328 - 0,063}{\frac{15}{0,73 - 1,17} \cdot \frac{15}{300}} = 0,394 \quad \dots(G.3)$$

$$\Phi_{m2} = A_1 e^{-(u u)/2} = 0,833 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd,m2} = \Phi_{m2} \ell t f_d = 1997,01 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

$$f_{d,limit} = \Phi f_d = 0,833 \times 7,99 = 6,66 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_u = -0,0035 \quad \varepsilon_{ul} = \frac{f_{d,limit}}{f_d} \cdot -0,0025 = \frac{6,657}{7,993} \cdot -0,0025 = -0,00208$$

Capaciteit zonder gelimiteerde sterkte

$$M_{Rd} = 15154,44 \text{ kNm} \quad x_u = 2602,4 \text{ mm}$$

Capaciteit met gelimiteerde sterkte

$$M_{Rld} = 13479,17 \text{ kNm} \quad x_{ul} = 4016,1 \text{ mm}$$

Bepaling van de buigstijfheid EI

$$M_{EI} = 0,8 M_{Rd} = 12123,55 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_c = -0,001662 \quad \varepsilon_t = 0,001444$$

$$K_{EI} = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_c}{y} = \frac{0,001444 - -0,001662}{9400} = 3,305 \times 10^{-7} \text{ 1/mm}$$

$$EI = \frac{M_{EI}}{K_{EI}} = 36686312 \text{ kN m}^2$$

$$k = \frac{EI}{C h_{tot}} = \frac{36686312}{7000000 \times 31500} = 0,166$$

$$N_B = 7,8 \frac{n}{n+1,6} \frac{1}{3,9k+1} \frac{EI}{h_{tot}^2} = 152690,6 \text{ kN} \quad \dots(NPR 9096-1-1 \text{ tabel 7})$$

Toetsing knikstabiliteit

$$N_{VEd} = 31900 \text{ kN} < N_B = 152690,6 \text{ kN} \quad u.c. = 0,21 \quad \text{Knikstabiliteit voldoet.}$$

$$\frac{N_B}{N_{VEd}} = 4,8 < 11 \quad M_{Ed} = M_{0Ed} \left( 1 + \frac{1}{\frac{N_B}{N_{VEd}} - 1} \right) = 12022,04 \text{ kNm}$$

Toetsing momentcapaciteit

$$M_{Ed} = 12022,04 \text{ kNm} < M_{Rld} = 13479,17 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,89 \quad \text{Momentcapaciteit voldoet.}$$

Bepaling van het gedrukte gedeelte

$$\varepsilon_c = -0,001638 \quad \varepsilon_t = 0,001377$$

$$x_v = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_t} y = \frac{-0,001638}{-0,001638 - 0,001377} \times 9400 = 5105,9 \text{ mm}$$

$$l_c = \min(x_v; y) = 5105,9 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = \frac{\varepsilon_c}{0,0025} f_d = \frac{-0,001638}{0,0025} \times 7,99 = 5,236 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{vxdH} = 4010 \text{ kN} \quad N_{vxd} = 4010 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = \frac{N_{vxd}}{l_c t} = \frac{4010}{5105,9 \times 300} = 2,618 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 3.6.2 (3)

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d = 0,6 + 0,4 \times 2,618 = 1,647 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.5)$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt}; f_{vk}) = \min(1,82; 1,647) = 1,647 \text{ N/mm}^2 \quad f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{1,647}{1,7} = 0,969 \text{ N/mm}^2$$

Toetsing dwarskrachtcapaciteit volgens artikel 6.2

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = 0,969 \times 300 \times 5105,9 = 1484,2 \text{ kN} \quad \dots(6.13)$$

$$V_{Ed} = 603,8 \text{ kN} < V_{Rd} = 1484,2 \text{ kN} \quad \dots(6.12) \quad u.c. = 0,41 \quad \text{Dwarskrachtcapaciteit voldoet.}$$

## Resultaten

$$nu = \frac{1}{100 \sqrt{h_{tot}}} = 0,0018$$

$$q_{HEd.nu} = nu \frac{N_{VEd}}{h_{tot}} = 1,8 \text{ kN/m}$$

$$q_{HEd} = q_{HEd} + q_{HEd.nu} = 19,17 \text{ kN/m}$$

$$M_{0Ed} = N_{Ed} e_{Ned} + \frac{1}{2} q_{HEd} h_{tot}^2 = 9510,4 \text{ kNm}$$

$$f_d = 7,99 \text{ N/mm}^2 \quad f_{d.lim} = 6,66 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = 15154,44 \text{ kNm} \quad x_u = 2602,4 \text{ mm}$$

$$M_{Rld} = 13479,17 \text{ kNm} \quad x_{ul} = 4016,1 \text{ mm}$$

$$EI = \frac{M_{EI}}{K_{EI}} = 36686312 \text{ kN m}^2$$

$$k = \frac{EI}{C h_{tot}} = \frac{36686312}{7000000 \times 31500} = 0,166$$

$$N_B = 7,8 \frac{n}{n+1,6} \frac{1}{3,9k+1} \frac{EI}{h_{tot}^2} = 152690,6 \text{ kN} \quad \dots(\text{NPR 9096-1-1 tabel 7})$$

$$N_{VEd} = 31900 \text{ kN} < N_B = 152690,6 \text{ kN} \quad u.c. = 0,21 \quad \text{Knikstabiliteit voldoet.}$$

$$M_{Ed} = 12022,04 \text{ kNm} < M_{Rld} = 13479,17 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,89 \quad \text{Momentcapaciteit voldoet.}$$

$$I_c = 5105,9 \text{ mm}^4$$

$$f_{vd} = 0,969 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} = 603,8 \text{ kN} < V_{Rd} = 1484,2 \text{ kN} \dots(6.12) \quad u.c. = 0,41 \quad \text{Dwarskrachtcapaciteit voldoet.}$$

**Conclusie : Wand voldoet.**



**Module 5 - Dragende wanden in geschoord raamwerk**

**INVOERGEGEVENS**

**ONDERDEEL : 4 Zwaarst belaste wand**

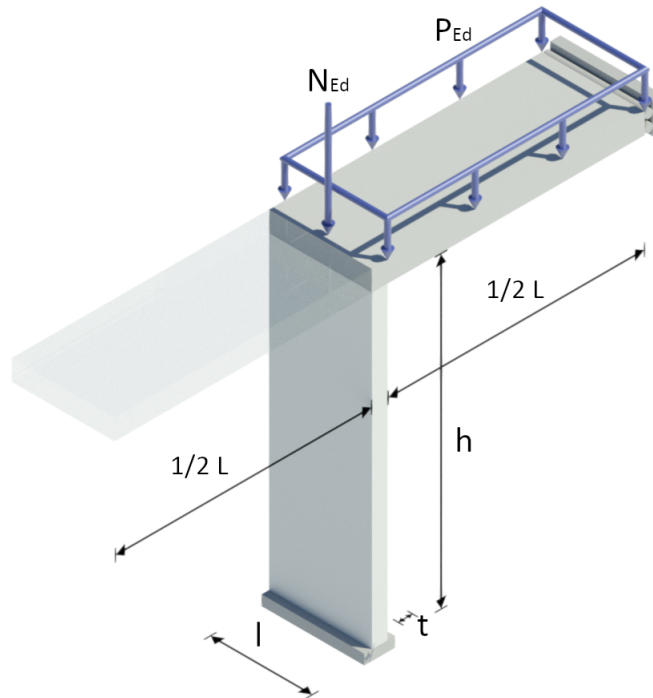
Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC2

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 28)

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel

$$f_b = 28 \text{ N/mm}^2$$



Geometrie van de wand:

dikte

$$t = 214 \text{ mm}$$

hoogte

$$h = 2600 \text{ mm}$$

breedte

$$l = 2190 \text{ mm}$$

Type wand: Eindwand

Geometrie van de vloer:

grootste overspanning

$$L = 5400 \text{ mm}$$

nuttige vloerhoogte

$$d = 220 \text{ mm}$$

aantal oplettingen: meer dan 2

Belastingen:

normaalkracht

$$N_{Ed} = 2490,0 \text{ kN}$$

vloerbelasting

$$p_{Ed} = 10,900 \text{ kN/m}^2$$

## BEREKENING

**Bepaling capaciteit volgens art. 5.5.1 van NEN-EN 1996-1-1 (nl):**

### Tussenresultaten

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta = 0,8 \times 28^{0,85} \times 12,5^0 = 13,59 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{13,59}{1,7} = 7,99 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 5.5.1.2 (11)

$$h_{ef} = \rho h = 1,00 \times 2600 = 2600 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 12,15 < 27 \text{ u.c.} = 0,45 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

NPR 9096-1-1 artikel 6.1.2.3

$$\lambda_v = \frac{I_v}{d} = 24,55$$

NPR 9096-1-1 tabel 10

$$\lambda_v = 24,5 < \lambda_{v,grens} = 24,8$$

Er wordt voldaan aan de in NPR 9096-1-1 artikel 6.1.2.3 (3) gestelde voorwaarde!

$$\lambda_v = 24,5 \text{ volgens figuur 16: } \eta = 0,00159$$

$$M_{E;d} = \eta p_{Ed} \ell l_v^2 = 0,00159 \times 10,9 \times 5400^2 = 0,51 \text{ kNm/m}$$

$$e_{mk} = \max\left(10; \frac{h_{ef}}{300}; 0,05 t\right) = 10,7 \text{ mm} \quad \dots(6.6)$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{10,7}{214} = 0,9 \quad \dots(G.2)$$

$$\lambda_\phi = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2600}{214} \sqrt{\frac{13,6}{9512}} = 0,459 \quad \dots(G.4)$$

$$u = \frac{\lambda_\phi - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,459 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{10,7}{214}} = 0,59 \quad \dots(G.3)$$

$$\Phi = A_1 e^{-(u/2)} = 0,756 \quad \dots(G.1)$$

$$N_{Rd} = \Phi \ell t f_d = 0,756 \times 2190 \times 214 \times 8 = 2832,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 2490 \text{ kN} < N_{Rd} = 2832,9 \text{ kN} \text{ u.c.} = 0,88 \text{ Capaciteit van de wand voldoet.}$$

### Resultaten

$$f_d = 7,99 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{ef} = \rho h = 1,00 \times 2600 = 2600 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 12,15 < 27 \text{ u.c.} = 0,45 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

$$\lambda_v = \frac{l_v}{d} = 24,55$$

$$M_{E;d} = \eta \rho_{Ed} l_v^2 = 0,00159 \times 10,9 \times 5400^2 = 0,51 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed} = 2490 \text{ kN} < N_{Rd} = 2832,9 \text{ kN} \text{ u.c.} = 0,88 \text{ Capaciteit van de wand voldoet.}$$

**Conclusie : Wand voldoet.**

**Module 1 - Twee- of meezijdig gesteunde dragende wand met moment in het midden en aan de uiteinden van de wand**

**INVOERGEGEVENS**

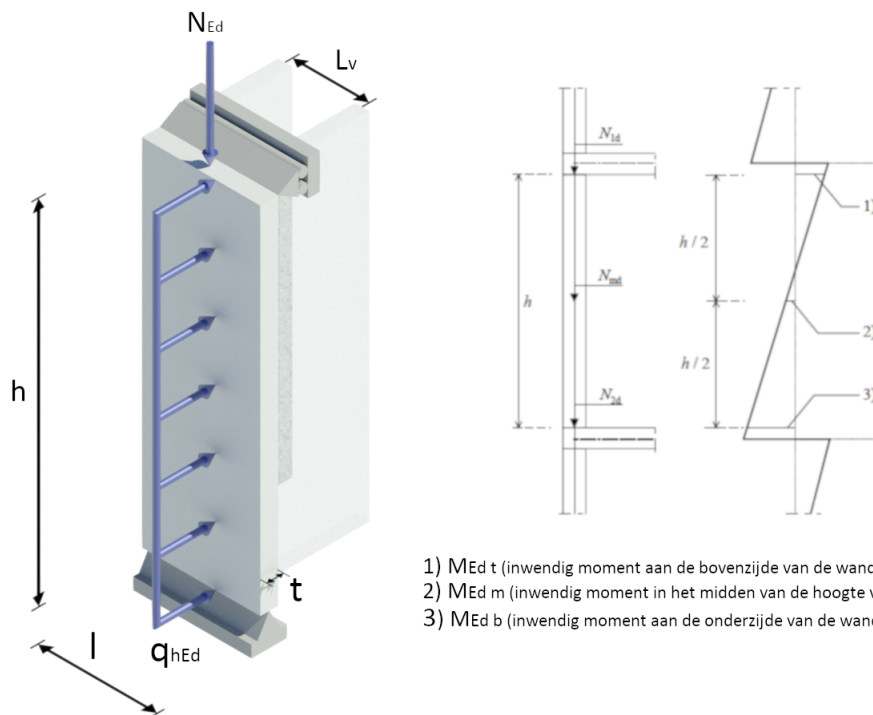
**ONDERDEEL : 5.3 Wand met de grootste normaalkracht**

Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC2

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 28)  $f_b = 28 \text{ N/mm}^2$

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel



- 1)  $M_{Ed\ t}$  (inwendig moment aan de bovenzijde van de wand)
- 2)  $M_{Ed\ m}$  (inwendig moment in het midden van de hoogte van de wand)
- 3)  $M_{Ed\ b}$  (inwendig moment aan de onderzijde van de wand)

Geometrie van de wand:

dikte

$t = 214 \text{ mm}$

hoogte

$h = 2600 \text{ mm}$

breedte

$l = 760 \text{ mm}$

Aantal gesteunde randen: 2

Soort vloeroplegging: betonvloer opgelegd aan één zijde van de wand

Belastingen:

normaalkracht

$N_{Ed} = 635,0 \text{ kN}$

maximale normaalkracht

$N_{Ed, \max} = 635,0 \text{ kN}$

moment aan de top

$M_{Ed\ t} = 25,80 \text{ kNm}$

moment in het midden

$M_{Ed\ m} = 5,50 \text{ kNm}$

moment aan de voet

$M_{Ed\ b} = -11,00 \text{ kNm}$

## BEREKENING

**Bepaling capaciteit volgens art. 5.5.1 van NEN-EN 1996-1-1 (nl):**

### Tussenresultaten

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta = 0,8 \times 28^{0,85} \times 12,5^0 = 13,59 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{13,59}{1,7} = 7,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = 0,75 \quad \dots(5.3)$$

$$h_{ef} = \rho h = 0,75 \times 2600 = 1950 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 9,11 < 27 \quad \text{u.c.} = 0,34 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

Artikel 5.5.1.1 (4)

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = 4,3 \text{ mm}$$

Artikel 6.1.2.2

Excentriciteit boven

$$e_t = \frac{M_{Ed,t}}{N_{Ed}} = 40,6 \text{ mm} \quad e_{i,t,f} = \max(|e_t| + e_{init}; 0,05 t) = 45 \text{ mm} \quad \dots(6.5)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\ell t f_d} > 0,1 \quad e_{i,t} = e_{i,t,f} = 45 \text{ mm}$$

$$\Phi_{i,t} = 1 - 2 \frac{e_{i,t}}{t} = 0,58 \quad \dots(6.4) \quad N_{Rd,t} = \Phi_{i,t} \ell t f_d = 753,73 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Excentriciteit onder

$$e_b = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed}} = -17,3 \text{ mm} \quad e_{i,b,f} = \max(|e_b| + e_{init}; 0,05 t) = 21,7 \text{ mm} \quad \dots(6.5)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\ell t f_d} > 0,1 \quad e_{i,b} = e_{i,b,f} = 21,7 \text{ mm}$$

$$\Phi_{i,b} = 1 - 2 \frac{e_{i,b}}{t} = 0,798 \quad \dots(6.4) \quad N_{Rd,b} = \Phi_{i,b} \ell t f_d = 1036,91 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Excentriciteit midden

$$M_{Ed,mc} = M_{Ed,m} + \frac{\Delta M_t + \Delta M_b}{2} = 5,5 + \frac{0 + 0}{2} = 5,5 \text{ kNm}$$

$$e_{Ed,m} = \frac{M_{Ed,mc}}{N_{Ed}} = 8,7 \text{ mm} \quad e_m = |e_{Ed,m}| + e_{init} = 13 \text{ mm}$$

$$e_k = 0 \text{ mm} \quad \dots(6.8) \quad e_{mk} = \max(|e_m| + e_k; 0,05 t_{ef}) = 13 \text{ mm} \quad \dots(6.6)$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{12,99}{214} = 0,879 \quad \dots(G.2)$$

$$\lambda_\phi = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{1950}{214} \sqrt{\frac{13,6}{9512}} = 0,344 \quad \dots(G.4)$$

$$u = \frac{\lambda_\phi - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,344 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{13}{214}} = 0,427 \quad \dots(G.3)$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-(u)^2} = 0,802 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd,m} = \Phi_m \ell t f_d = 1042,6 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Artikel 6.1.2.1(1)

$$N_{Ed} = 635 \text{ kN} < N_{Rd} = 753,7 \text{ kN} \quad u.c. = 0,84 \quad \text{Capaciteit van de wand voldoet.}$$

Bij constante minimale eerste-orde excentriciteit

$$h_{ef2} = \rho_2 h = 1,00 \times 2600 = 2600 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef2}}{t_{ef}} = 12,15 < 27 \quad u.c. = 0,45 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

$$e_{m2} = \max\left(10; \frac{h_{ef2}}{300}\right) = 10 \text{ mm}$$

$$e_k = 0 \text{ mm} \quad \dots(6.8) \quad e_{mk2} = \max(e_{m2} + e_k; 0,05 t) = 10,7 \text{ mm} \quad \dots(6.6)$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk2}}{t} = 1 - 2 \frac{10,7}{214} = 0,9 \quad \dots(G.2)$$

$$\lambda_\phi = \frac{h_{ef2}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2600}{214} \sqrt{\frac{13,6}{9512}} = 0,459 \quad \dots(G.4)$$

$$u = \frac{\lambda_\phi - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,459 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{10,7}{214}} = 0,59 \quad \dots(G.3)$$

$$\Phi_{m2} = A_1 e^{-(u)^2} = 0,756 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd,m2} = \Phi_{m2} \ell t f_d = 983,1 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Artikel 5.5.1.1(5)

$$N_{Ed,max} = 635 \text{ kN} < N_{Rd,m2} = 983,1 \text{ kN} \quad u.c. = 0,65 \quad \text{Capaciteit van de wand voldoet.}$$

### Resultaten

$$f_d = 7,99 \text{ N/mm}^2$$

Bij gegeven momenten

$$h_{ef} = \rho h = 0,75 \times 2600 = 1950 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

$$\Phi_{i,t} = 1 - 2 \frac{e_{i,t}}{t} = 0,58 \quad \dots(6.4) \quad N_{Rd,t} = \Phi_{i,t} \ell t f_d = 753,73 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

$$\Phi_{i,b} = 1 - 2 \frac{e_{i,b}}{t} = 0,798 \quad \dots(6.4) \quad N_{Rd,b} = \Phi_{i,b} \ell t f_d = 1036,91 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-(u u)^2} = 0,802 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd,m} = \Phi_m \ell t f_d = 1042,6 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Artikel 6.1.2.1(1)

$$N_{Ed} = 635 \text{ kN} < N_{Rd} = 753,7 \text{ kN} \quad u.c. = 0,84 \quad \text{Capaciteit van de wand voldoet.}$$

$$h_{ef2} = \rho_2 h = 1,00 \times 2600 = 2600 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

$$\Phi_{m2} = A_1 e^{-(u u)^2} = 0,756 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd,m2} = \Phi_{m2} \ell t f_d = 983,1 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Artikel 5.5.1.1(5)

$$N_{Ed,max} = 635 \text{ kN} < N_{Rd,m2} = 983,1 \text{ kN} \quad u.c. = 0,65 \quad \text{Capaciteit van de wand voldoet.}$$

**Conclusie : Wand voldoet.**

### Module 3 - Oplegspanning bij een puntlast

#### INVOERGEGEVENS

#### ONDERDEEL : 6 Oplegspanning penant

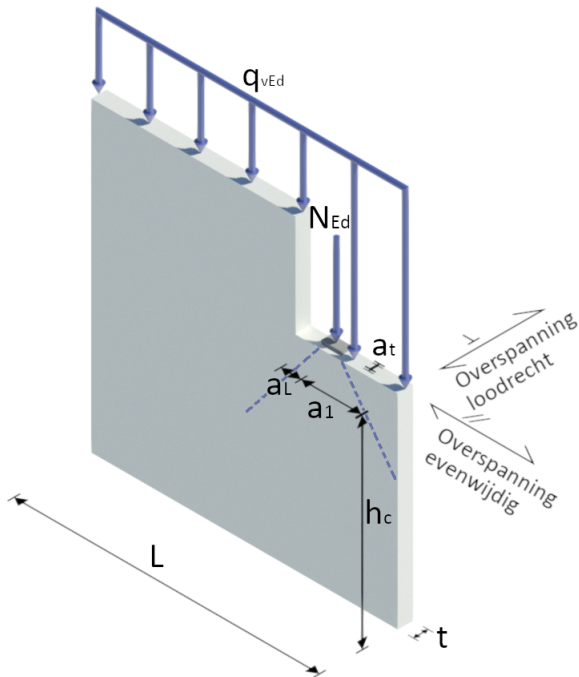
Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC2

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 20)

$$f_b = 20 \text{ N/mm}^2$$

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel



Geometrie van de wand:

dikte

$$t = 150 \text{ mm}$$

de totale lengte van de wand

$$L = 1200 \text{ mm}$$

hoogte van de wand tot aan het niveau van de last

$$h_c = 2050 \text{ mm}$$

afstand van einde wand tot belast oppervlak

$$a_1 = 0 \text{ mm}$$

lengte van het belaste oppervlak evenwijdig aan L

$$a_L = 150 \text{ mm}$$

breedte van het belaste oppervlak

$$a_t = 150 \text{ mm}$$

overspanningsrichting van de balk of latei: evenwijdig aan de wand

Belastingen:

geconcentreerde last

$$N_{Ed} = 47,000 \text{ kN}$$

belasting net boven de ondersteuning

$$q_{vEd} = 589,000 \text{ kN/m}$$

De excentriciteit van het lastvlak  $e_t$  moet kleiner of gelijk zijn aan  $t/4$ .



## BEREKENING

**Bepaling capaciteit volgens art. 6.3.1 van NEN-EN 1996-1-1 (nl):**

### Resultaten

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta = 0,8 \times 20^{0,85} \times 12,5^0 = 10,21 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{10,21}{1,7} = 6,01 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 6.1.3 (1)

$$L_{efm} = \min \left( a_L + 2 \times 0,577 \frac{h_c}{2}; a_L + 0,577 \frac{h_c}{2} + a_1; L \right) = 741,4 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = L_{efm} t = 111214 \text{ mm}^2 \quad A_b = a_L a_t = 22500 \text{ mm}^2$$

$$A_{ef} = \max \left( A_{ef}; \frac{A_b}{0,45} \right) = 111214 \text{ mm}^2$$

$$\beta = \max \left( 1; \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,50 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \right) = 1,277 \quad \dots(6.11)$$

$$\beta = \min \left( \beta; \left( 1,25 + \frac{a_1}{2 h_c} \right); 1,50 \right) = 1,25$$

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d = 1,25 \times 22500 \times 6,01 = 168,9 \text{ kN} \quad \dots(6.10)$$

$$N_{Ed} = N_{Edc} + N_{Edw} a_L = 47 + 589 \times 150 = 135,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 135,4 \text{ kN} < N_{Rdc} = 168,9 \text{ kN} \quad \text{u.c.} = 0,80 \text{ De capaciteit van de oplegging voldoet.} \quad \dots(6.9)$$

**Conclusie : De capaciteit van de oplegging voldoet.**