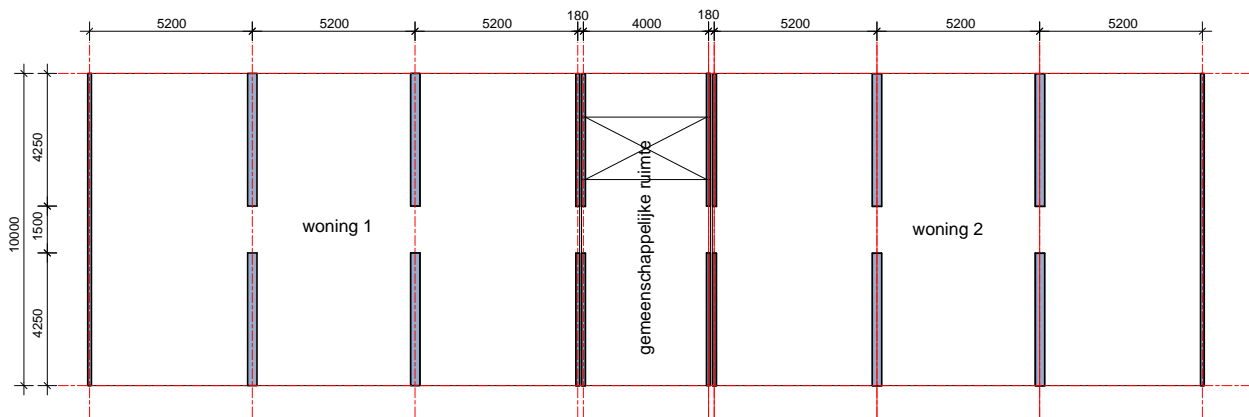


Woongebouw met een raamwerk

1 Algemeen

In dit voorbeeld wordt een statische berekening uitgevoerd voor de kalkzandstenen draagconstructie van een woongebouw met 6 appartementen en drie bouwlagen. De constructie van het gebouw is zodanig dat de stabiliteit van de constructie wordt verzekerd door raamwerken die gevormd worden door de dragende kalkzandsteenwanden en de doorgaande betonvloeren. Op iedere bouwlaag zijn twee woningen aanwezig die bestaan uit drie beuken van ieder 5,2 meter breedte. Tussen de woningen bevindt zich een gemeenschappelijke ruimte met een breedte van 4 meter.

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

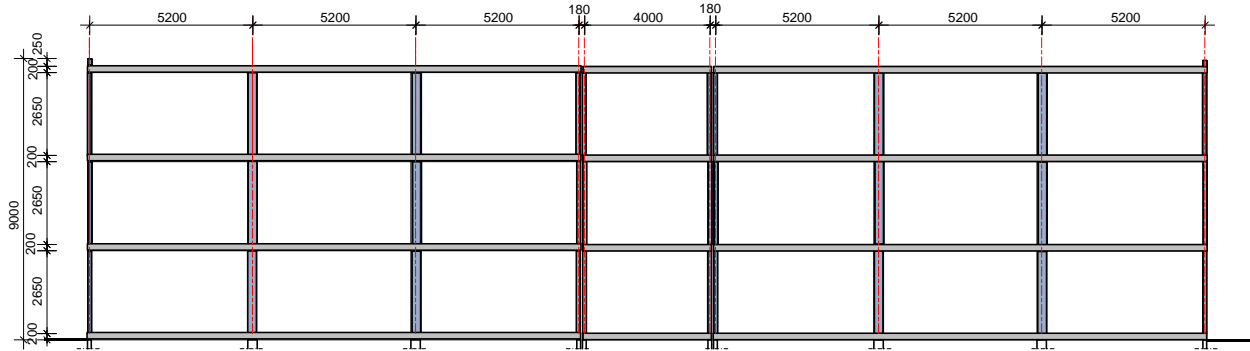


figuur 1 Plattegrond van de beschouwde constructie

De verdiepingen hebben ieder een vrije hoogte van 2,65 meter. De hoogte van het gebouw boven bovenkant begane grondvloer bedraagt circa 9 meter.

De dragende wanden met een dikte van 120 en 300 mm zijn uitgevoerd in kalkzandsteen CS12. De dragende wanden met een dikte van 300 mm zijn gelegen in de woningen. Boven deze wanden is sprake van een doorgaande vloer. De wanden met een dikte van 120 mm zijn de eindwanden en de wanden bij de ankerloze spouwmuur tussen de woningen en de gemeenschappelijke ruimte.

De elementen zijn aangevoegd met lijm mortel. De gemiddelde druksterkte van de toegepaste lijm mortel volgens NEN-EN 1015-11 bedraagt ten minste 10 N/mm².



figuur 2 Langsdoorsnede van de beschouwde constructie.

De vloeren zijn monoliete betonvloeren met een dikte van 200 mm. De effectieve hoogte van de vloeren is gelijk aan 175 mm. De vloeren zijn uitgevoerd in beton C20/25. De vloeren van de woningen zijn doorgaand uitgevoerd over 4 steunpunten. De vloer van het gemeenschappelijke gedeelte is bij de ankerloze spouwmuur door middel van een voeg gescheiden van de vloeren van de appartementen. Wel zijn in deze voeg voldoende ankers aangebracht tussen beide vloerdelen om de schijfwerking van de vloeren te verzekeren en beide raamwerken links en rechts te laten samenwerken.

Opgemerkt wordt dat bij de onderhavige afmetingen niet voldaan wordt aan alle eisen met betrekking tot akoestische isolatie. De afmetingen zijn echter mede gekozen om ten behoeve van dit rekenvoorbeeld een overzichtelijke eenduidige constructie te verkrijgen die zich eenvoudig laat schematiseren.

Het gebouw is gelegen in windgebied II, in een onbebouwde omgeving.

De constructie van het woongebouw moet beschouwd worden voor gevolgklasse 2.

Aangehouden belastingen:

Permanente belasting:

Vloeren:

eigen gewicht: 0,20-24	=	4,8 kN/m ²
afwerking:	=	1,0 kN/m ²
scheidingswanden:	=	<u>0,8 kN/m²</u>
totaal:		6,6 kN/m ²

Dakvloer:

eigen gewicht: 0,20-24	=	4,8 kN/m ²
afwerking:	=	<u>1,5 kN/m²</u>
totaal:		6,3 kN/m ²

Kalkzandsteenwanden en -gevels:

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

Veranderlijke belasting:

dak:	p_k	=	1,0	kN/m ²	$\psi_0 = 0,0$
vloeren woningen:	p_k	=	1,75	kN/m ²	$\psi_0 = 0,4$
vloeren verkeersruimten:	p_k	=	2,0	kN/m ²	$\psi_0 = 0,4$

Windbelasting overeenkomstig NEN-EN 1991-1-4 voor windgebied II, onbebouwd ($\psi_0 = 0$). De extreme stuwdruk is volgens tabel NB.5 gelijk aan 0,82 kN/m².

De constructie van het woongebouw bestaat uit twee gespiegelde schorende raamwerken, drie bouwlagen hoog en drie beuken breed. Tussen deze raamwerken bevindt zich de constructie van de gemeenschappelijke verkeersruimte. De vloeren van deze constructie zijn gekoppeld aan de vloeren van de schorende raamwerken. Door de koppeling tussen de vloeren zal de constructie als één geheel werken en in staat zijn de op de constructie aangrijpende horizontale krachten over de twee schorende raamwerken te verdelen.

In de statische berekening zullen de volgende aspecten worden beschouwd:

- de dragende wanden belast door de maximale normaalkracht;
- de eindwand belast door wind;
- de stabiliteit van de constructie in langsrichting.

2 Dragende wanden belast door de maximale normaalkracht

2.1 Inleiding

Gelet op de slankheid van de aanwezige wanden zullen de maatgevende wanden voor het toetsen van de capaciteit bij de maximale normaalkracht de eindwanden van de raamwerken op de begane grond zijn. Gelet op de onderbreking die aanwezig is in de wand, die grenst aan de gemeenschappelijke ruimte, is deze wand bepalend. Hierna wordt een toets van deze wanden uitgevoerd volgens artikel 6.1.2.3 van NPR 9096-1-1. In dit artikel is, aanvullend op de methoden in NEN-EN 1996-1-1 een methode beschreven voor het toetsen van een dragende wand. Een voordeel van deze methode is dat het niet noodzakelijk is om de krachtsverdeling in de wand ten gevolge van de wand-vloer interactie te bepalen. De methode bestaat uit het toetsen van een aantal algemene en aanvullende voorwaarden waaraan de bouwconstructie moet voldoen. Als aan deze voorwaarden wordt voldaan, kan de Φ -factor uit een tabel worden afgelezen.

Bij de methode wordt onderscheid gemaakt tussen eindwanden en tussenwanden. Tussenwanden zijn wanden waarop vanaf twee zijden, eventueel doorgaand, een vloer is opgelegd. In de hier beschouwde situatie zijn dat de wanden met een dikte van 300 mm. Eindwanden zijn wanden waarop vanaf één zijde een vloer is opgelegd. Dit zijn de wanden met een dikte van 120 mm.

2.2 Bepaling van materiaaleigenschappen en de rekenwaarde van de normaalkracht

Materiaaleigenschappen

De druksterkte van het metselwerk moet worden bepaald volgens 3.6.1 van NEN-EN 1996-1-1. Als alternatief kan de druksterkte worden afgelezen uit tabel 1 van NPR 9096-1-1. Hieruit volgt dat de karakteristieke druksterkte van gelijkmd kalkzandsteen met een druksterkte van 12 N/mm² gelijk is aan 6,61 N/mm².

Bij constructies in gevolgklasse 2 geldt dat γ_M gelijk is aan 1,7. De rekenwaarde van de druksterkte van het metselwerk is dan gelijk aan:

$$f_d = f_k / \gamma_M = 6,61/1,7 = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

De rekenwaarde van de buigtreksterkte waarbij het bezwijken optreedt in een vlak evenwijdig aan de lintvoeg kan worden bepaald op basis van een gespecificeerde karakteristieke buigtreksterkte. Bij met lijm aaneengevoegd kalkzandsteen in een karakteristieke buigtreksterkte f_{xk1} mogelijk van 0,6 N/mm². De rekenwaarde volgt dan uit:

$$f_{xd1} = f_{xk1}/\gamma_M = 0,6/1,7 = 0,35 \text{ N/mm}^2.$$

Bepaling van de normaalkracht

In de eindwand op de begane grond zijn de volgende krachten aanwezig. Bij de bepaling van de krachten wordt de veranderlijke belasting op de twee verdiepingsvloeren extreem aangehouden. Voor de veranderlijke belasting op het dak wordt de combinatie waarde aangehouden. De combinatie waarde van de dakbelasting is gelijk aan 0.

Normaalkrachten in de wand per meter breedte:

Permanent:

Dakvloer:	$2,6 \cdot 6,3 \cdot 10/8,5$	=	19,3 kN
Vloeren:	$2 \cdot 2,6 \cdot 6,6 \cdot 10/8,5$	=	40,4 kN
Wand:	$3 \cdot 0,12 \cdot 2,65 \cdot 18,5$	=	<u>17,6 kN</u>

$$N_{Gk} \qquad \qquad \qquad 77,3 \text{ kN}$$

Veranderlijk:

$$N_{Qk} \qquad 2 \cdot 2,6 \cdot 1,75 \cdot 10/8,5 \qquad = \qquad 10,7 \text{ kN} \qquad \psi_0 = 0,4$$

Voor de fundamentele belastingscombinatie is de belastingscombinatie volgens vergelijking 6.10a of 6.10b (NEN-EN 1990) maatgevend. Voor het bepalen van deze combinatie zijn bij gevolgklasse 2, de volgende belastingsfactoren gehanteerd:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\xi \gamma_G = 1,2$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

De rekenwaarde van de normaalkracht in de eindwand op de begane grond volgt uit:

$$6.10a \quad N_{Ed} = \gamma_G N_{Gk} + \gamma_Q \psi_0 N_{Qk} = 1,35 \cdot 77,3 + 1,5 \cdot 0,4 \cdot 10,7 = 111 \text{ kN/m.}$$

$$6.10.b \quad N_{Ed} = \xi \gamma_G N_{Gk} + \gamma_Q N_{Qk} = 1,2 \cdot 77,3 + 1,5 \cdot 10,7 = 109 \text{ kN/m.}$$

De fundamentele combinatie volgens vergelijking 6.10a is maatgevend:

$$N_{Ed} = 111 \text{ kN/m}$$

2.3 Bepaling van de capaciteit van de wand met behulp van methodiek zoals beschreven in de NPR

Algemene voorwaarden

De methode in NPR 9096-1-1 kan worden toegepast als de beschouwde wanden zijn toegepast in een geschoorde constructie. Als de wanden in de richting loodrecht op hun vlak een bijdrage aan de stabiliteit moeten leveren, is de methode niet toepasbaar. In de onderhavige situatie zullen de eindwanden van de raamwerken bij de beschouwing van de stabiliteit beschouwd worden als aanpendelende staaf. De eindwanden zijn te beschouwen als geschoord.

De slankheid van de vloeren volgt uit:

$$\lambda_v = l_v / d_v$$

waarin:

l_v is de vloeroverspanning;

d_v is de nuttige hoogte van de betonvloer.

Voor het toepassen van de methode dienen de vloerslankheden kleiner te zijn dan 50.

De overspanning van de vloeren is beperkt tot 5,2 meter. De vloerslankheid volgt uit:

$$\lambda_v = 5200 / 175 = 29,7$$

Aan deze voorwaarde wordt voldaan.

Aanvullende voorwaarden

Voor eindwanden moet worden voldaan aan één van de volgende twee volgende aanvullende voorwaarden:

$$\lambda_v \leq \lambda_{v,grens}$$

$$\frac{p_{Ed} l_v^2}{f_d} \leq f(\lambda_v)$$

waarin:

λ_v is de vloerslankheid l_v / d_v ;

l_v is de vloeroverspanning, in m;

d_v is de nuttige vloerdikte, in m;

f_d is de rekenwaarde van de druksterkte van metselwerk, in N/mm²;

p_{Ed} is de rekenwaarde van de totale vloerbelasting bij de fundamentele combinatie, in kN/m².

Opgemerkt wordt dat de tweede voorwaarde niet dimensieloos is en dat het daarom van belang is, de verschillende variabelen met de juiste dimensies te beschouwen.

De variabelen $\lambda_{v,grens}$ en $f(\lambda_v)$ zijn variabelen die afhankelijk zijn van het schema van de beschouwde vloer, de vloerslankheid en de wanddikte. In de hier beschouwde situatie met doorgaande vloeren kan de grootte van de variabelen worden bepaald met tabel 10 uit de NPR bij doorgaande vloeren. Ter illustratie is tabel 10 uit de NPR hierna nogmaals opgenomen.

tabel 1 Tabel 10 uit NPR 9096-1-1 – Grenswaarde bij doorgaande vloeren

t [mm]	$\lambda_{v,grens}$	f (λ_v)
100	$45^{1/3}$	$\frac{32\lambda_v}{3\lambda_v - 136}$
120	$42^{2/3}$	$\frac{50\lambda_v}{3\lambda_v - 128}$
150	40	$\frac{86\lambda_v}{3\lambda_v - 120}$
200	$26^{2/3}$	$\frac{204\lambda_v}{3\lambda_v - 80}$
250	20	$\frac{280\lambda_v}{3\lambda_v - 60}$

De waarde voor $\lambda_{v,grens}$ een wanddikte t van 120 mm is gelijk aan $42^{2/3}$. Geconcludeerd moet worden dat λ_v kleiner is dan $\lambda_{v,grens}$: aan de eerste voorwaarde wordt voldaan. Het is niet noodzakelijk de tweede voorwaarde te toetsen. De waarde van Φ mag worden ontleend aan artikel 6.1.2.3(5) van de NPR.

Bepaling van Φ en N_{Rd}

Als aan de algemene en aanvullende voorwaarden is voldaan, kan de grootte van Φ worden bepaald met behulp van tabel 11 uit de NPR voor tussenwanden en tabel 12 uit de NPR voor eindwanden. De waarde van Φ is afhankelijk van de wanddikte en wandhoogte. De huidige NPR 9096-1-1:2012 is bij het opstellen van dit rekenvoorbeeld nog niet aangepast aan de wijzigingen in de NB bij NEN-EN 1996-1-1. Als tabel 2 hierna is een naar aanleiding van de wijzigingen bij artikel 5.5.1.1(5) in de NB gereviseerde versie van tabel 12 van de NPR opgenomen.

tabel 2 De waarde van Φ voor eindwanden

t mm	h mm				
	2400	2600	2800	3000	3200
100	0,310	0,260	0,214	0,174	0,131
120	0,457	0,408	0,360	0,315	0,263
150	0,614	0,574	0,533	0,493	0,443
200	0,760	0,734	0,707	0,679	0,643
214	0,779	0,756	0,732	0,707	0,680
250	0,815	0,798	0,779	0,760	0,740
300	0,845	0,833	0,820	0,806	0,792

Voor een wandhoogte h van 2,65 m en een wanddikte t van 120 mm geldt:
 $\Phi = 0,396$

De capaciteit van de wand volgt dan uit:

$$N_{Rd} = \Phi t l f_d = 0,396 \cdot 120 \cdot 1000 \cdot 3,89 \cdot 10^{-3} = 185 \text{ kN/m}$$

De capaciteit van de dragende wand op de begane grond N_{Rd} is gelijk aan 185 kN/m. Dit is groter dan de grootste rekenwaarde van de normaalkracht in deze wanden $N_{Ed} = 111 \text{ kN/m}$.

Geconcludeerd kan worden dat de dragende wanden voldoende sterk zijn om de maximale normaalkracht te weerstaan.

De in deze paragraaf uitgevoerde toets van een dragende wand volgens NPR 9096-1-1, is ook uitgevoerd met het Staticaprogramma. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld.

3 Eindwand belast door wind

3.1 Inleiding

Hierna wordt de kopwand getoetst voor de situatie waarbij de windbelasting de extreme veranderlijke belasting is. 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 en onderste bouwlaag getoetst. Bij de wand op de bovenste bouwlaag wordt de situatie met de minimale normaalkracht beschouwd. Bij de wand op de begane grond wordt de situatie met de maximale normaalkracht beschouwd.

Materiaaleigenschappen:

De materiaaleigenschappen zijn gelijk aan die van de in hoofdstuk 2 beschouwde dragende wand:

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

Afmetingen van de wand:

$$t = 120 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 2650 \text{ mm}$$

Gevolgklasse waarbij de beschouwde dragende wand wordt getoetst is CC2

3.2 Toets van de wand met de kleinste normaalkracht

Normaalkrachten in de wand worden veroorzaakt door de permanente belasting uit de dakconstructie. De veranderlijke belasting is bij deze beschouwing gelijk aan 0.

Permanent:

$$\begin{array}{lcl} \text{Dakvloeren:} & 2,6 \cdot 6,3 & = \quad \underline{16,4 \text{ kN}} \\ N_{Gk} & & 16,4 \text{ kN} \end{array}$$

Windbelasting op de wand:

$$\text{Stuwdruk} \quad q_p = 0,82 \text{ kN/m}^2$$

De windbelasting wordt beschouwd over de gehele gevel. Daarbij wordt een oppervlak groter dan 10 m² beschouwd.

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

$$\begin{array}{ll} c_{pe,10} = 0,8 & \text{zie tabel 7.1 uit NB bij NEN-EN 1991-1-4} \\ c_{pi} = -0,3 & \text{zie artikel 7.2.9 van NEN-EN 1991-1-4} \end{array}$$

In geval van externe windzuiging dan is de maatgevende zone, zone A. De breedte van deze zone is gelijk aan: $2 \cdot h/5 = 2 \cdot 9/5 = 3,6$ m. Het oppervlak dat per bouwlaag in zone A wordt belast is gelijk aan circa 10 m²:

$$\begin{array}{ll} c_{pe,10} = -1,2 & \text{zie tabel 7.1, zone B} \\ c_{pi} = 0,2 & \end{array}$$

De sommatie van externe windzuiging en onderdruk is bepalend:

$$p_{wk} = (|c_{pe,10}| + c_{pi})q_w = (1,2 + 0,2) \cdot 0,82 = 1,15 \text{ kN/m}^2$$

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

$$N_{Ed} = \gamma_G N_{Gk} = 0,9 \cdot 16,4 = 14,8 \text{ kN}$$

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

$$p_{Ed} = \gamma_Q p_{wk} = 1,5 \cdot 1,15 = 1,73 \text{ kN/m}$$

De benuttingsgraad van de wand volgt uit:

$$\alpha = \frac{N_{Ed}}{b t f_d} = \frac{14800}{1000 \cdot 120 \cdot 3,89} = 0,031$$

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:

$$e_b = \frac{t}{2} - \frac{N_{Ed}}{2 b f_d} = 58 \text{ mm}$$

$$e_o = -58 \text{ mm}$$

De bijbehorende momenten zijn gelijk aan:

$$M_{bEd} = e_b N_{Ed} = 0,058 \cdot 14,8 = 0,858 \text{ kNm}$$

$$M_{oEd} = -0,858 \text{ kNm}$$

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. In de onderhavige situatie bij windzuiging, ontstaat het scharnier bij de onderzijde van de wand, zie figuur 3.

Bij een schema waarbij de wand aan de bovenzijde ingeklemd en aan de onderzijde scharnierend is gedacht, kunnen de momenten ten gevolge van de windbelasting als volgt worden bepaald:

$$M_{bWd} = \frac{1}{8} p_{Ed} h^2 = \frac{1}{8} 1,73 \cdot 2,65^2 = 1,52 \text{ kNm}$$

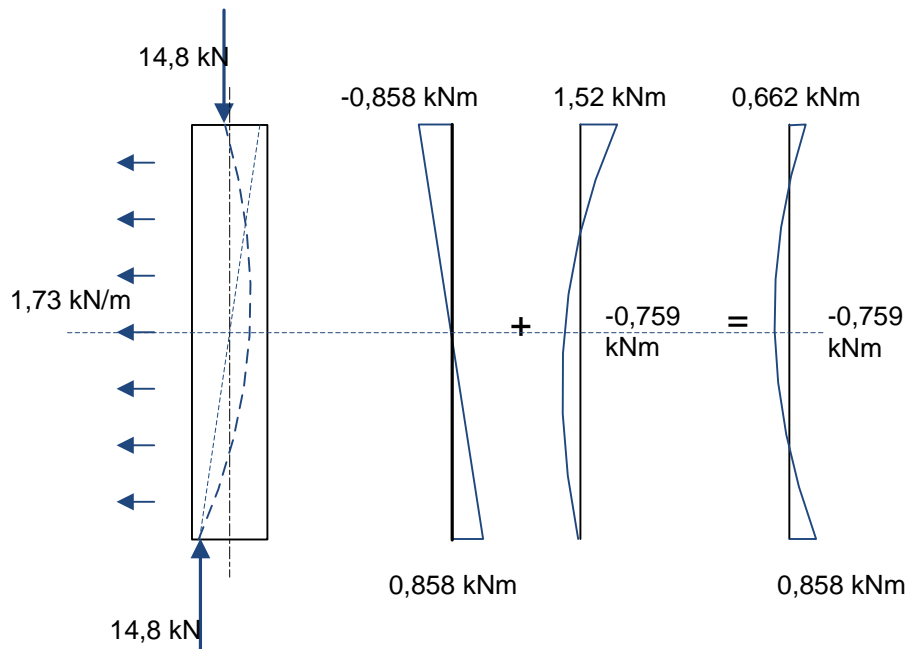
Het totale moment aan de bovenzijde van de wand is dan gelijk aan:

$$M_{bEd} = -0,858 + 1,52 = 0,662 \text{ kNm}$$

Het moment in het midden van de wand is dan

$$M_{mEd} = -\frac{1}{16} p_{Ed} h^2 = -\frac{1}{16} 1,73 \cdot 2,65^2 = -0,759 \text{ kNm}$$

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



figuur 3 Schema bij horizontale belasting gerelateerd aan de reeds aanwezige krachtsverdeling

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 ρ volgens 5.5.1.2 (11) gelijk aan 1. De effectieve hoogte is daarom gelijk aan de feitelijke hoogte:

$$h_{ef} = h = 2,65 \text{ m}$$

De slankheid van de wand volgt uit:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{2650}{120} = 22,1$$

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 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 voor het midden van de wand, volgt uit 5.5.1.1:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2650}{450} = 5,9 \text{ mm}$$

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:

$$e_{mk} = \frac{M_{mEd}}{N_{Ed}} + e_{mit} = \frac{0,759}{14,8} + 0,0057 = 0,057 \text{ m} = 57 \text{ mm}$$

Het tweede-orde-effect is in bovenstaand voorbeeld verwaarloosd. Als het tweede-orde-effect wel meegenomen wordt, dan zal de excentriciteit groter zijn dan de halve wanddikte, $120/2 = 60 \text{ mm}$. Als de treksterkte van het metselwerk wordt verwaarloosd, zoals bij artikel 6.1.1 het geval is, is geen evenwicht mogelijk. De wand voldoet dan niet.

Hierna wordt de capaciteit van de wand, belast op normaalkracht en wind, getoetst volgens de methode uit artikel 6.4.3. Bij deze methode wordt de capaciteit van de wand bepaald door de buigtreksterkte van het metselwerk. Volgens de nationale bijlage mag deze methode uitsluitend worden toegepast als het bezwijken van de wand niet leidt tot onevenredig grote schade. Deze methode is niet opgenomen in het VNK programma. In de beschouwde situatie zal het bezwijken van de wand leiden tot het bezwijken van het dak, maar verder geen consequenties hebben. Ook zijn de wanden niet bepalend voor de stabiliteit van de constructie. Gesteld wordt dat er geen sprake is van onevenredig grote schade.

Bij het toepassen van de methode moet volgens de nationale bijlage tevens worden beoordeeld of tweede-orde effecten van belang zijn. Daarom wordt hierna de grootte van de kniklast bepaald.

Bepaling van het tweede-orde effect

De kniklengte is bij het beschouwde schema gelijk aan:

$$L_k = 0,7 h = 0,7 \cdot 2,65 = 1,86 \text{ m}$$

Omdat de weerstand bepaald wordt bij een ongescheurde sterkte, kan ook de buigstijfheid van de wand bepaald worden uitgaande van een ongescheurde sterkte.

$$E = \frac{f_d}{0,0025} = \frac{3,89}{0,0025} = 1560 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} bt^3 = \frac{1}{12} 1000 \cdot 120^3 = 0,144 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = 225 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2 = 225 \text{ kNm}^2$$

De kniklast volgt uit:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = \frac{\pi^2 225}{1,86^2} = 641 \text{ kN}$$

De verhouding tussen N_B en N_{Ed} is gelijk aan 43,3. Dit is groter dan 11, zodat geconcludeerd kan worden dat in de beschouwde situatie het tweede orde effect verwaarloosd kan worden. De hiervoor beschouwde krachtsverdeling kan worden gebruikt

De momenten aan de boven- en onderzijde van de wand zijn zodanig dat de bijbehorende excentriciteit van de normaalkracht binnen de doorsnede gelegen is. Deze momenten zijn opneembaar. Rest een toets van het moment in het midden van de wand. In het midden van de wand kan de buigtrekspanning in de doorsnede worden bepaald:

$$\sigma_{xdl} = \frac{M_{Ed}}{W} - \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{6 \cdot 0,759 \cdot 10^6}{1000 \cdot 120^2} - \frac{14800}{1000 \cdot 120} = 0,316 - 0,123 = 0,193 \text{ N/mm}^2$$

De toets van de doorsnede in de wand gaat als volgt:

$$\sigma_{xd1} \leq f_{xd1} \Leftrightarrow 0,193 \text{ N/mm}^2 \leq 0,35 \text{ N/mm}^2$$

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

Samenvattend wordt geconcludeerd dat de wand op de bovenste bouwlaag zowel in de doorsneden aan de einden, als in het midden van de hoogte voldoet. De wand is voldoende sterk om de windbelasting te weerstaan. Hierbij kan nog worden opgemerkt dat als de capaciteit van de wand, zoals hier beschreven, is ontleend aan de treksterkte van het metselwerk, de bijdrage van een gemetseld buitenblad ook beschouwd kan worden bij het beschouwen van de totale capaciteit van de spouwmuur.

3.3 Toets van de wand met de grootste normaalkracht

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

Normaalkrachten in de wand per meter breedte:

Permanent:

Dakvloeren:	2,6·6,3	=	16,4 kN
Vloeren:	2·2,6·6,6	=	34,3 kN
Wand:	2·0,12·2,65·18,5	=	<u>11,8 kN</u>

$$N_{Gk} = 62,5 \text{ kN}$$

Veranderlijk:

$$N_{Qk} = 2 \cdot 2,6 \cdot 1,75 = 10,7 \text{ kN} \quad \psi_0 = 0,4$$

Windbelasting op de wand, zie de vorige paragraaf:

$$p_{wk} = 1,15 \text{ kN/m}^2$$

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

$$N_{Ed} = \xi \gamma_G N_{Gk} + \gamma_Q \psi_0 N_{Qk} = 1,2 \cdot 62,5 + 1,5 \cdot 0,4 \cdot 10,7 = 81,4 \text{ kN}$$

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

$$p_{Ed} = \gamma_Q p_{wk} = 1,5 \cdot 1,15 = 1,73 \text{ kN/m}$$

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.

De grootte van het moment aan de bovenzijde van de wand kan worden benaderd met vergelijking C.1 die in bijlage C bij NEN-EN 1996-1-1 is opgenomen. Hier zijn de volgende variabelen van toepassing:

$$\text{de hoogte van de wand:} \quad h_1 = h_2 = 2,65 \text{ m}$$

$$\text{de elasticiteitsmodulus van het metselwerk:} \quad E_1 = E_2 = 700 f_k = 700 f_d \gamma_M = 700 \cdot 3,89 \cdot 1,7 = 4630 \text{ N/mm}^2$$

het traagheidsmoment van de wand: $I_1 = I_2 = \frac{1}{12} bt^3 = \frac{1}{12} 1000 \cdot 120^3 = 0,144 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

de buigstijfheid van de wand: $EI_1 = EI_2 = 4630 \cdot 0,144 \cdot 10^9 = 667 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2 = 667 \text{ kNm}^2$

de overspanning van de vloer: $l_3 = 5,2 \text{ m}$

de elasticiteitsmodulus van het beton: $E_3 = E_{cm} = 30000 \text{ N/mm}^2$

het traagheidsmoment van de vloer: $I_3 = \frac{1}{12} h_v t^3 = \frac{1}{12} 1000 \cdot 200^3 = 0,667 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

de buigstijfheid van de vloer: $EI_3 = 30000 \cdot 0,667 \cdot 10^9 = 20,3 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 20300 \text{ kNm}^2$

de rekenwaarde van de belasting op de vloer: $w_3 = \xi \gamma_G p_{Gk} + \gamma_Q \psi_0 p_{Qk} = 1,2 \cdot 6,6 + 1,5 \cdot 0,4 \cdot 1,75 = 9,0 \text{ kN/m}^2$

De waarde voor n, waarmee de randvoorwaarde aan de andere zijde van de aansluitende wanden en vloeren wordt beschreven wordt voor alle elementen gelijk gesteld aan 4. Aangenomen is dat wanden en vloeren aan de andere zijde ook zijn ingeklemd. De variabele n is dan niet meer relevant in de vergelijking. Omdat element 4 niet aanwezig is, is vergelijk C.1 dan te schrijven als:

$$M_{bEd} = \frac{\frac{E_1 I_1}{h_1}}{\frac{E_1 I_1}{h_1} + \frac{E_2 I_2}{h_2} + \frac{E_3 I_3}{l_3}} \frac{w_3 l_3^2}{12} = \frac{\frac{667}{2,65}}{\frac{667}{2,65} + \frac{667}{2,65} + \frac{20300}{5,2}} \frac{9,0 \cdot 5,2^2}{12} = 1,16 \text{ kNm}$$

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:

$$M_{oEd} = -0,5 M_{bEd} = -0,5 \cdot 1,16 = -0,58 \text{ kNm}$$

De bijbehorende excentriciteiten zijn gelijk aan:

$$e_{bEd} = M_{bEd} / N_{Ed} = 1,16 / 81,4 = 0,014 \text{ m} = 14 \text{ mm}$$

$$e_{oEd} = M_{oEd} / N_{Ed} = -0,58 / 81,4 = 0,007 \text{ m} = 7 \text{ mm}$$

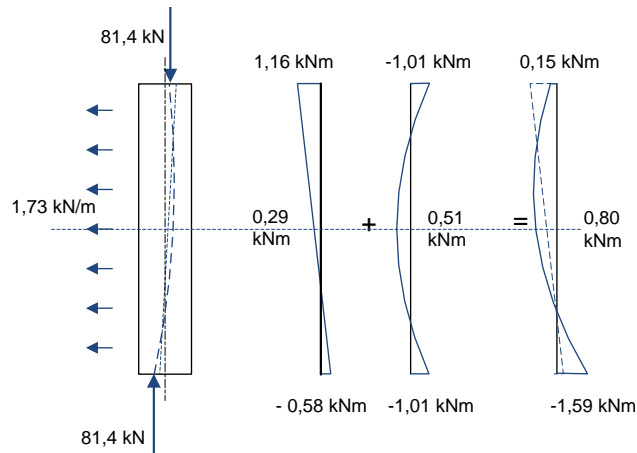
Het moment in het midden van de wand is dan gelijk aan:

$$M_{mEd} = 0,5(M_{bEd} + M_{oEd}) = 0,5(1,16 - 0,58) = 0,29 \text{ kNm}$$

De momenten veroorzaakt door de windbelasting zijn gelijk aan:

$$M_{bWd} = M_{oEd} = \frac{1}{12} p_{Ed} h^2 = \frac{1}{12} 1,73 \cdot 2,65^2 = 1,01 \text{ kNm}$$

$$M_{mWd} = -\frac{1}{24} p_{Ed} h^2 = -0,51 \text{ kNm}$$



figuur 4 Momentverdeling in wand op de begane grond

De toets van de capaciteit van de verschillende doorsneden kan worden uitgevoerd voor de maatgevende momenten die in figuur 4 zijn beschreven.

$$\begin{aligned}
 M_{bEd} &= 0,15 \text{ kNm} & e_{bEd} &= 0,15/81,4 = 0,0018 \text{ m} = 1,8 \text{ mm} \\
 M_{mEd} &= 0,80 \text{ kNm} & e_{mEd} &= 0,80/81,4 = 0,0098 \text{ m} = 10 \text{ mm} \\
 M_{oEd} &= -1,59 \text{ kNm} & e_{oEd} &= -1,59/81,4 = -0,020 \text{ m} = -20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

De excentriciteiten van de normaalkracht aan de uiteinden van de wand zijn kleiner dan $0,25t$ (40 mm). Daarom mag, overeenkomstig 5.5.1.2 worden aangenomen dat ρ gelijk is aan 0,75. De effectieve hoogte is dan gelijk aan:

$$h_{ef} = \rho h = 0,75 \cdot 2650 = 1988 \text{ mm}$$

De slankheid van de wand volgt uit:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{1988}{120} = 16,6$$

Voor de toets van het uiteinde van de wand is de doorsnede aan de voet van de wand maatgevend:

Bepaling van de excentriciteiten:

$$\begin{aligned}
 e_{init} &= \frac{h_{ef}}{450} = \frac{1988}{450} = 4,4 \text{ mm} \\
 e_o &= \frac{M_{oEd}}{N_{Ed}} + e_{init} = 19,5 + 4,4 = 23,9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

De excentriciteit moet ten minste gelijk zijn aan $0,05 t = 0,05 \cdot 120 = 6 \text{ mm}$. Hieraan wordt voldaan.

$$\Phi_b = 1 - 2 \frac{e_o}{t} = 1 - 2 \frac{23,9}{120} = 0,601$$

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

$$N_{Rd} = \Phi_b b t f_d = 0,601 \cdot 1000 \cdot 120 \cdot 3,89 = 280 \cdot 10^3 \text{ N} = 280 \text{ kN}$$

De capaciteit is groter dan de rekenwaarde van de normaalkracht $N_{Ed} = 81,4 \text{ kN}$, 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:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{1988}{450} = 4,4 \text{ mm}$$

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

$$e_{mk} = \frac{M_{nEd}}{N_{Ed}} + e_{init} + e_k = 9,8 + 4,4 = 14,2 \text{ mm}$$

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

$$\lambda_\Phi = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{700f_k}} = \frac{1988}{120} \sqrt{\frac{1}{700}} = 0,627$$

$$u = \frac{\lambda_\Phi - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{nk}}{t}} = \frac{0,626 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{14,2}{120}} = 0,952$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{nk}}{t} = 1 - 2 \frac{14,2}{120} = 0,763$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-u^2/2} = 0,763 e^{-0,952^2/2} = 0,485$$

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

$$N_{Rdm} = \Phi_m b t f_d = 0,485 \cdot 1000 \cdot 120 \cdot 3,89 = 226 \cdot 10^3 \text{ N} = 226 \text{ kN}$$

De middendoorsnede van de wand is voldoende sterk indien geldt:

$$N_{Ed} \leq N_{Rdm} \Leftrightarrow 81,4 \text{ kN} \leq 226 \text{ kN}.$$

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.

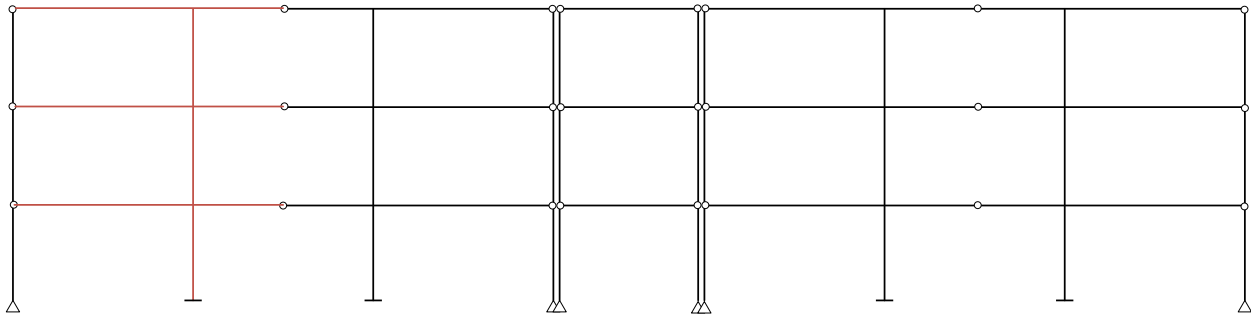
De in deze paragraaf uitgevoerde toets van de zwaarst belaste wand is ook uitgevoerd met het Staticaprogramma. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld.

4 Stabiliteit in langsrichting

4.1 Inleiding

De stabiliteit in langsrichting wordt gewaarborgd door het raamwerk van vloeren en de dikke kalkzandsteenwanden. De eindwanden en de constructie van het gemeenschappelijk deel wordt hierbij beschouwd als aanpendelende belasting.

Het beschikbare raamwerk bestaat uit 4 identieke delen. Twee schorende wanden aan weerszijde van gemeenschappelijke ruimte, zie figuur 5. De betreffende raamwerken kunnen overeenkomstig figuur 3 van NPR 9096-1-1 in kruizen worden opgedeeld. Hierna wordt met behulp van het geen in lid 4 van artikel 5.4 van de NPR 9096-1-1 getoetst of de kruizen voldoende capaciteit hebben om de krachten ten gevolge van de wind en de scheefstand te weerstaan.



figuur 5 Opdeling van het beschouwde raamwerk

Voor het uitvoeren van de toets zijn de volgende gegevens benodigd:

- de afmetingen van de wanden en de vloeren;
- de materiaaleigenschappen van het metselwerk en het beton;
- de veerstijfheid van de fundering in de uiterste grenstoestand;
- de gevolklasse 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 eerst de algemene gegevens en de op het gehele raamwerk actieve krachten worden bepaald.

Materiaaleigenschappen

De rekenwaarde van de druksterkte van het metselwerk is gelijk aan die in de vorige paragrafen:

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

Veerstijfheid van de fundering in de uiterste grenstoestand

De rotatieveerstijfheid van de fundering onder de wanden van het raamwerk is aangehouden op 1600 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.

dakvloer:	10·36·6,3	= 2270 kN
verdiepingsvloeren:	2·10·36·6,6	= 4750 kN
wanden:		
300 mm:	8·3·2,65·4,25·0,3·18,5	= 1500 kN
120 mm:	8·3·2,65·4,25·0,12·18,5	= 600 kN
	2·3·2,65·10·0,12·18,5	= <u>350 kN</u>
$N_{V,Gk}$		= 9470 kN

Aangenomen wordt dat deze belasting gelijkelijk verdeeld is over de dakvloer en de twee verdiepingsvloeren. De grootte van $N_{V,Gk}$ per vloer is dan gelijk aan 3160 kN

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 9 meter, heeft een hoogte kleiner dan de breedte, 10 meter. Zoals beschreven in figuur 7.4 van NEN-EN 1991-1-4, is de verdeling van de stuwdruk constant over de hoogte van het gebouw.

Overeenkomstig tabel NB.5 van NEN-EN 1991-1-4 geldt voor gebied II onbebouwd, de volgende waarde voor de extreme stuwdruk q_p :

Op een hoogte van 9 meter:

$$q_p = 0,82 \text{ kN/m}^2$$

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. Het resultaat van deze berekening is dat c_s in de onderhavige situatie gelijk is aan 0,86, zodat:

$$c_s c_d = 0,86$$

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

De verhouding h/d is gelijk aan $9 / 10 = 0,9$. Hieruit volgt:

gebied D	druk	$c_{pe,10} = 0,8$
gebied E	zuiging	$c_{pe,10} = 0,5$

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:

$$c_{pe} = 0,85(0,8 + 0,5) = 1,11$$

Krachten ten gevolge van wrijving mogen in de beschouwde situatie niet worden verwaarloosd. Voor het dak en de gevels worden, conform 7.5 van NEN-EN 1991-1-4 de volgende wrijvingscoëfficiënten aangehouden:

dak:	$c_{fr} = 0,01$
gevel:	$c_{fr} = 0,02$

Hierna wordt per (dak)vloer de grootte van de karakteristieke windbelasting bepaald:

Dakvloer:

druk en zuiging:	$(0,45 + 2,65/2) \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 1,11 \cdot 0,82 =$	13,9 kN
wrijving gevels:	$(0,45 + 2,65/2) \cdot 36 \cdot 2 \cdot 0,86 \cdot 0,02 \cdot 0,82 =$	1,8 kN
wrijving dak:	$10 \cdot 36 \cdot 0,86 \cdot 0,01 \cdot 0,82 =$	<u>2,5 kN</u>
$H_{Wk3} =$		18,2 kN

Verdiepingsvloeren:

druk en zuiging:	$(0,20 + 2,65) \cdot 10 \cdot 0,86 \cdot 1,11 \cdot 0,82 =$	22,3 kN
wrijving gevels:	$(0,20 + 2,65) \cdot 36 \cdot 2 \cdot 0,86 \cdot 0,02 \cdot 0,82 =$	<u>2,9 kN</u>
$H_{Wk2} = H_{Wk1} =$		25,2 kN

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:

$$v = \frac{1}{100 \sqrt{h_{tot}}} = \frac{1}{100 \sqrt{9}} = 0,00333$$

Hieruit volgt dat 0,333% van de verticale belasting als additionele horizontale belasting moet worden aangebracht:

$$H_{Gk} = v N_{VGk} = 0,00333 \cdot 9470 = 31,6 \text{ kN}$$

Aangenomen wordt dat deze belasting gelijk verdeeld over de drie vloeren aangrijpt.

$$H_{Gk} = 31,6/3 = 10,5 \text{ kN}$$

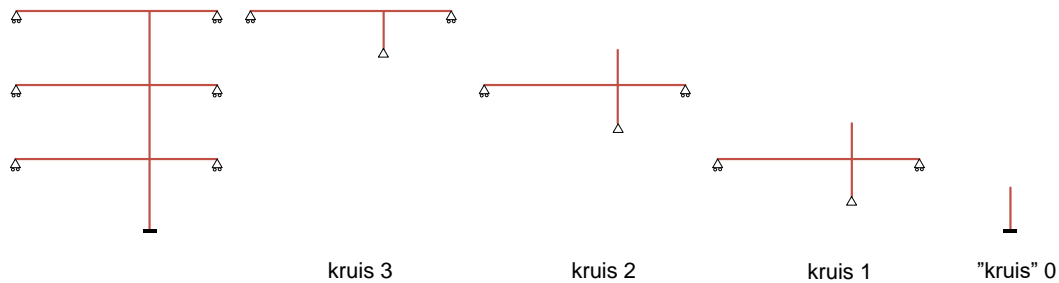
Uit het voorgaande zijn de volgende rekenwaarde van de belastingen af te leiden:

$$\begin{aligned} \text{te stabiliseren verticale last per vloer: } N_{VEd} &= \gamma_G N_{VGk} = 0,9 \cdot 3160 = 2840 \text{ kN} \\ \text{horizontale belasting op de dakvloer: } H_{Ed3} &= \gamma_Q H_{WK3} + \gamma_G H_{Gk} = 1,5 \cdot 18,2 + 0,9 \cdot 10,5 \\ &= 42,2 \text{ kN} \\ \text{horizontale belasting op de verd.vloer: } H_{Ed2} &= \gamma_Q H_{WK2} + \gamma_G H_{Gk} = 1,5 \cdot 25,2 + 0,9 \cdot 10,5 \\ &= 47,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

De hiervoor bepaalde krachten kunnen gelijk worden verdeeld over de 4 identieke raamwerken. De rekenwaarde van de belasting per raamwerk is dan gelijk aan:

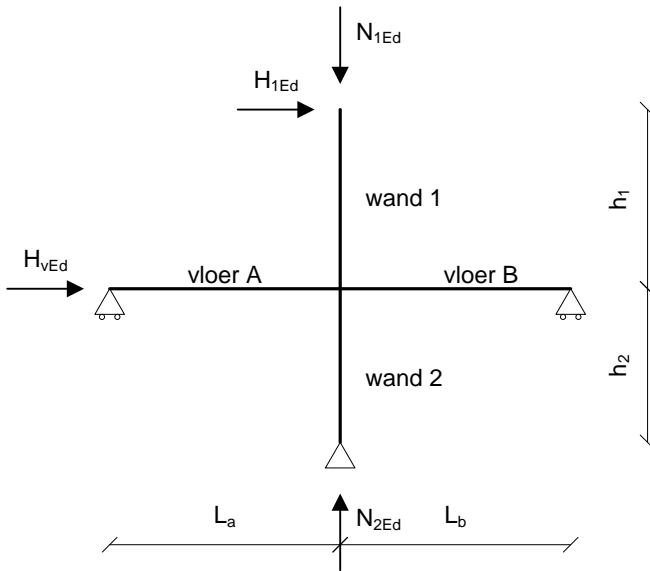
$$\begin{aligned} N_{VEd} &= 2840/4 = 710 \text{ kN} \\ H_{Ed3} &= 42,2/4 = 10,6 \text{ kN} \\ H_{Ed2} = H_{Ed1} &= 47,3/4 = 11,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hierna wordt de capaciteit van één zo'n raamwerk bij deze horizontale en aanpendelende belastingen getoetst. Hierbij wordt het raamwerk opgedeeld in kruizen, zoals in figuur 6 is geschetst



figuur 6 Deling van raamwerk in kruizen

Voor het toetsen van de verschillende kruizen is voor de verschillende variabelen uitgegaan van de aanduidingen zoals in figuur 7 zijn gebruikt.



figuur 7 Variabelen bij het toetsen van de kruizen

4.2 Kruis 3

Inleiding

Voor het toetsen van de capaciteit van het kruis zijn de volgende gegevens benodigd:

- de afmetingen van de wanden en de vloeren;
- de materiaaleigenschappen van het metselwerk en het beton;
- de rekenwaarde van de krachten bij de voorgeschreven fundamentele belastingscombinatie.

Voor kruis 3 gelden de volgende eigenschappen:

Wanden:

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

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

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h_1 = 0$$

Wand 1 is niet aanwezig

$$h_2 = 2650/2 = 1325 \text{ mm}$$

Omdat de maatgevende snede ter plaatse van de voeg tussen de wand en de vloer is gelegen, wordt hier de halve wandhoogte beschouwd.

Vloeren, beton C20/25:

$$E_{c,uls} = 3600 \text{ N/mm}^2$$

Volgens tabel NB.1 van de nationale bijlage bij NEN-EN 1992-1-1

$$L_a = 5200 \text{ mm}$$

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

Krachten:

De krachten worden beschouwd per meter wandbreedte:

De reactiekracht uit de vloeren op de wand volgt uit:

$$N_{2Ed} = 0,9 \cdot 5,2 \cdot 6,3 \cdot 10 / 8,5 = 34,7 \text{ kN/m}$$

$$H_{vEd} = 10,6 / 8,5 = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$N_{vEd} = 710 / 8,5 = 83,5 \text{ kN/m}$$

Voor het uitvoeren van de toets wordt eerst het eerste-orde moment in de maatgevende snede bovenin wand 2 bepaald:

$$M_{2Ed} = H_{vEd} h_2 = 1,25 \cdot 1,325 = 1,66 \text{ kNm/m}$$

$$e_{2Ed} = \frac{M_{2Ed}}{N_{2Ed}} = \frac{1,66}{34,7} = 0,048 \text{ m} = 48 \text{ mm}$$

De eerste-orde excentriciteit is ruimschoots kleiner dan de halve wanddikte.

Bepaling van de rotatiestijfheid van de aansluiting met de vloer:

$$I_a = I_b = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 1 \cdot 0,2^3 = 0,667 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$C_a = \frac{3E_{c,uls} I_a}{L_a} = \frac{3 \cdot 3600 \cdot 10^3 \cdot 0,667 \cdot 10^{-3}}{5,2} = 1385 \text{ kNm/rad}$$

$$C_b = \frac{3E_{c,uls} I_b}{L_b} = \frac{3 \cdot 3600 \cdot 10^3 \cdot 0,667 \cdot 10^{-3}}{2,6} = 2770 \text{ kNm/rad}$$

De voor wand 2 beschikbare rotatiestijfheid volgt uit:

$$C_2 = C_a + C_b = 1385 + 2770 = 4155 \text{ kNm/rad}$$

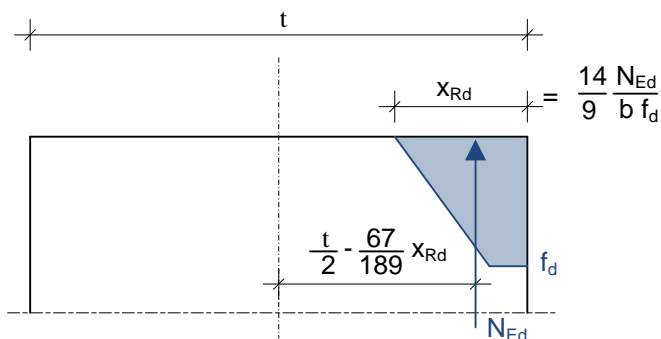
Toets wand 2

De momentcapaciteit bovenin wand 2 volgt uit:

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{2Ed}}{b f_d} = \frac{14}{9} \frac{34,7 \cdot 10^3}{1000 \cdot 3,89} = 13,9 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{t}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{300}{2} - \frac{67}{189} 13,9 = 145 \text{ mm}$$

$$M_{2Rd} = N_{2Ed} e_{Rd} = 34,7 \cdot 0,145 = 5,0 \text{ kNm}$$



figuur 8 Uitgangspunten voor het bepalen van M_{Rd}

Hierna wordt de grootte van de kniklast van wand 2 bepaald. Hiervoor zijn de grootte van de buigstijfheid en de relatieve rotatiestijfheid van de inklemming bepalend.

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

$$e_{08MRd} = \frac{0,8M_{2Rd}}{N_{2Ed}} = \frac{0,8 \cdot 5,0}{34,7} = 0,115 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left(\frac{t}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left(\frac{300}{2} - 115 \right) = 105 \text{ mm}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2N_{2Ed}}{b x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 34,7 \cdot 10^3}{1000 \cdot 105} = 0,66 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\text{‰} \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\text{‰} \frac{0,66}{3,89} = 0,424\text{‰}$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,000424}{0,105} = 4,04 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$EI_2 = \frac{0,8M_{2Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 5,0}{4,04 \cdot 10^{-3}} = 990 \text{ kNm}^2$$

De relatieve rotatiestijfheid van de inklemming volgt uit:

$$k_2 = \frac{EI_2}{C_2 h_2} = \frac{990}{4155 \cdot 1,325} = 0,180$$

De grootte van de kniklast kan vervolgens worden bepaald met tabel 7 van NPR 9096-1-1:

$$N_{2B} = \frac{\pi^2}{\pi^2 k_2 + 4} \frac{EI_2}{h_2^2} = \frac{\pi^2}{\pi^2 0,180 + 4} \frac{990}{1,325^2} = 963 \text{ kN}$$

De verhouding tussen de kniklast en de te stabiliseren belasting volgt uit:

$$\frac{N_{2B}}{N_{VEd}} = \frac{963}{83,5} = 11,5$$

De verhouding is groter dan 11 zodat geconcludeerd mag worden dat het tweede-orde effect verwaarloosd kan worden. Getoetst moet worden of het eerste-orde moment kleiner is dan de momentcapaciteit:

$$M_{2Ed} = 1,66 \text{ kNm/m} \leq M_{2Rd} = 5,0 \text{ kNm/m}$$

Aan deze toets wordt voldaan. Kruis 3 heeft voldoende capaciteit om de horizontale krachten te weerstaan.

4.3 Kruis 2

Voor kruis 2 gelden de volgende eigenschappen:

Wanden:

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

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

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h_1 = 2650/2 = 1325 \text{ mm}$$

$$h_2 = 2650/2 = 1325 \text{ mm}$$

Vloeren, beton C20/25:

$$E_{c,uls} = 3600 \text{ N/mm}^2$$

$$L_a = 5200 \text{ mm}$$

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

Krachten:

De krachten worden beschouwd per meter wand breedte:

De reactiekracht op de wand boven de tweede verdiepingsvloer is gelijk aan de normaalkracht onder kruis 3, vermeerderd met het eigen gewicht van de wand:

$$N_{1Ed} = 34,7 + 0,9 \cdot 0,3 \cdot 2,65 \cdot 18,5 = 47,9 \text{ kN/m}$$

$$N_{1vEd} = 83,5 \text{ kN}$$

De reactiekracht uit de vloeren op de wanden volgt uit:

$$N_{vEd} = 0,9 \cdot 5,2 \cdot 6,6 \cdot 10/8,5 = 36,3 \text{ kN/m}$$

De grootte van de reactiekracht op wand 2, onder de vloer is dan gelijk aan:

$$N_{2Ed} = N_{1Ed} + N_{vEd} = 47,9 + 36,3 = 84,2 \text{ kN/m}$$

$$N_{2vEd} = 2 \cdot 83,5 = 167 \text{ kN/m}$$

$$H_{1Ed} = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$H_{vEd} = 11,8/8,5 = 1,39 \text{ kN/m}$$

$$H_{2Ed} = H_{1Ed} + H_{vEd} = 1,25 + 1,39 = 2,64 \text{ kN/m}$$

Voor het uitvoeren van de toets wordt eerst het eerste-orde moment in de maatgevende sneden onderin wand 1 en bovenin wand 2 bepaald:

$$M_{10Ed} = H_{1Ed} h_1 = 1,25 \cdot 1,325 = 1,66 \text{ kNm/m}$$

$$M_{20Ed} = H_{2Ed} h_2 = 2,64 \cdot 1,325 = 3,50 \text{ kNm/m}$$

De eerste-orde excentriciteit is ruimschoots kleiner dan de halve wanddikte.

Bepaling van de rotatiestijfheid van de aansluiting met de vloer:

$$C_a = 1385 \text{ kNm/rad} \quad (\text{zie kruis 3})$$

$$C_b = 2770 \text{ kNm/rad}$$

De voor wand 1 beschikbare rotatiestijfheid volgt uit:

$$C_1 = \frac{M_{10Ed}}{M_{10Ed} + M_{20Ed}} (C_a + C_b) = \frac{1,66}{1,66 + 3,50} (1385 + 2770) = 1335 \text{ kNm/rad}$$

De resterende rotatiestijfheid voor wand 2 volgt uit:

$$C_2 = C_a + C_b - C_1 = 1385 + 2770 - 1335 = 2820 \text{ kNm/rad}$$

Toets wand 1

De momentcapaciteit onder in wand 1 volgt uit:

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{1Ed}}{b f_d} = \frac{14}{9} \frac{47,9 \cdot 10^3}{1000 \cdot 3,89} = 19,2 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{t}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{300}{2} - \frac{67}{189} 19,2 = 143 \text{ mm}$$

$$M_{1Rd} = N_{1Ed} e_{Rd} = 47,9 \cdot 0,143 = 6,85 \text{ kNm}$$

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

$$e_{08MRd} = \frac{0,8M_{1Rd}}{N_{1Ed}} = \frac{0,8 \cdot 6,85}{47,9} = 0,114 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left(\frac{t}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left(\frac{300}{2} - 114 \right) = 108 \text{ mm}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2N_{1Ed}}{b x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 47,9 \cdot 10^3}{1000 \cdot 108} = 0,89 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\% \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\% \frac{0,89}{3,89} = 0,572\%$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,000572}{0,108} = 5,30 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$EI_1 = \frac{0,8M_{1Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 6,85}{5,30 \cdot 10^{-3}} = 1030 \text{ kNm}^2$$

De relatieve rotatiestijfheid van de inklemming volgt uit:

$$k_1 = \frac{EI_1}{C_1 h_1} = \frac{1030}{1335 \cdot 1,325} = 0,582$$

De grootte van de kniklast kan vervolgens worden bepaald met tabel 7 van NPR 9096-1-1:

$$N_{1B} = \frac{\pi^2}{\pi^2 k_1 + 4} \frac{EI_1}{h_1^2} = \frac{\pi^2}{\pi^2 0,582 + 4} \frac{1030}{1,325^2} = 594 \text{ kN}$$

De verhouding tussen de kniklast en de te stabiliseren belasting volgt uit:

$$\frac{N_{1B}}{N_{1VEd}} = \frac{594}{83,5} = 7,11$$

De verhouding is kleiner dan 11 zodat geconcludeerd moet worden dat het tweede-orde effect niet verwaarloosd kan worden.

$$M_{1Ed} = M_{10Ed} \left(1 + \frac{1}{(N_B / N_{v,Ed}) - 1} \right) = 1,66 \left(1 + \frac{1}{7,11 - 1} \right) = 1,66 \cdot 1,16 = 1,93 \text{ kNm/m}$$

Getoetst moet worden of het tweede-orde moment kleiner is dan de momentcapaciteit:

$$M_{1Ed} = 1,93 \text{ kNm/m} \leq M_{1Rd} = 6,85 \text{ kNm/m}$$

Aan deze toets wordt voldaan. Wand 1 heeft voldoende capaciteit om de horizontale krachten te weerstaan.

Toets wand 2

Bepaling van de momentcapaciteit in de snede direct onder de vloer:

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{2Ed}}{b f_d} = \frac{14}{9} \frac{84,2 \cdot 10^3}{1000 \cdot 3,89} = 33,6 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{t}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{300}{2} - \frac{67}{189} 33,6 = 138 \text{ mm}$$

$$M_{2Rd} = N_{2Ed} e_{Rd} = 84,2 \cdot 0,138 = 11,6 \text{ kNm}$$

Bepaling van de buigstijfheid:

$$e_{08MRd} = \frac{0,8M_{2Rd}}{N_{2Ed}} = \frac{0,8 \cdot 11,6}{84,2} = 0,110 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left(\frac{t}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left(\frac{300}{2} - 110 \right) = 120 \text{ mm}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2N_{2Ed}}{b x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 84,2 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} = 1,40 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\% \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\% \frac{1,40}{3,89} = 0,90\%$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,00090}{0,120} = 7,50 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$EI_2 = \frac{0,8M_{2Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 11,6}{7,50 \cdot 10^{-3}} = 1240 \text{ kNm}^2$$

Bepaling van de relatieve rotatiestijfheid van de inklemming:

$$k_2 = \frac{EI_2}{C_2 h_2} = \frac{1240}{2820 \cdot 1,325} = 0,332$$

De grootte van de kniklast volgt uit:

$$N_{2B} = \frac{\pi^2 EI_2}{\pi^2 k_2 + 4 h_2^2} = \frac{\pi^2 1240}{\pi^2 0,332 + 4 \cdot 1,325^2} = 957 \text{ kN}$$

De verhouding tussen de kniklast en de totaal te stabiliseren belasting volgt uit:

$$\frac{N_{2B}}{N_{2VEd}} = \frac{957}{167} = 5,73$$

De verhouding is kleiner dan 11 zodat geconcludeerd moet worden dat het tweede-orde effect niet verwaarloosd kan worden.

$$M_{2Ed} = M_{20Ed} \left(1 + \frac{1}{(N_B / N_{v,Ed}) - 1} \right) = 3,50 \left(1 + \frac{1}{5,73 - 1} \right) = 1,66 \cdot 1,21 = 4,24 \text{ kNm/m}$$

Getoetst moet worden of het tweede-orde moment kleiner is dan de momentcapaciteit:

$$M_{2Ed} = 4,24 \text{ kNm/m} \leq M_{2Rd} = 11,6 \text{ kNm/m}$$

Aan deze toets wordt voldaan, ook wand 2 heeft voldoende capaciteit om de horizontale krachten te weerstaan. Het kruis bij de tweede verdiepingvloer heeft voldoende capaciteit om de horizontale krachten en de bijbehorende tweede-orde effecten te weerstaan.

De in deze paragraaf uitgevoerde toets van de capaciteit van kruis 2 is ook uitgevoerd met het Staticaprogramma. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld.

4.4 Kruis 1

De afmetingen van kruis 1 en de relevante materiaaleigenschappen zijn gelijk aan die bij kruis 2.

Op kruis 1 zijn de volgende krachten werkzaam per meter breedte van de beschouwde wanden:

De reactiekracht op de wand boven de eerste verdiepingvloer is gelijk aan de normaalkracht onder kruis 2, vermeerderd met het eigen gewicht van de wand:

$$N_{1Ed} = 84,2 + 0,9 \cdot 0,3 \cdot 2,65 \cdot 18,5 = 97,4 \text{ kN/m}$$

$$N_{1vEd} = 167 \text{ kN}$$

De reactiekracht uit de eerste verdiepingvloer is gelijk aan:

$$N_{vEd} = 36,3 \text{ kN/m}$$

De grootte van de reactiekracht op wand 2, onder de eerste verdiepingvloer is dan gelijk aan:

$$N_{2Ed} = N_{1Ed} + N_{vEd} = 97,4 + 36,3 = 134 \text{ kN/m}$$

$$N_{2vEd} = 167 + 83,5 = 251 \text{ kN/m}$$

$$H_{1Ed} = 2,64 \text{ kN/m}$$

$$H_{vEd} = 1,39 \text{ kN/m}$$

$$H_{2Ed} = H_{1Ed} + H_{vEd} = 2,64 + 1,39 = 4,03 \text{ kN/m}$$

Voor het uitvoeren van de toets wordt eerst het eerste-orde moment in de maatgevende sneden onderin wand 1 en bovenin wand 2 bepaald:

$$M_{10Ed} = H_{1Ed} h_1 = 2,64 \cdot 1,325 = 3,50 \text{ kNm/m}$$

$$M_{20Ed} = H_{2Ed} h_2 = 4,03 \cdot 1,325 = 5,34 \text{ kNm/m}$$

De eerste-orde excentriciteit is ruimschoots kleiner dan de halve wanddikte.

Bepaling van de rotatiestijfheid van de aansluiting met de vloer:

$$C_a = 1385 \text{ kNm/rad} \quad (\text{zie kruis 3})$$

$$C_b = 2770 \text{ kNm/rad}$$

De voor wand 1 beschikbare rotatiestijfheid volgt uit:

$$C_1 = \frac{M_{10Ed}}{M_{10Ed} + M_{20Ed}} (C_a + C_b) = \frac{3,50}{3,50 + 5,34} (1385 + 277) = 1645 \text{ kNm/rad}$$

De resterende rotatiestijfheid voor wand 2 volgt uit:

$$C_2 = C_a + C_b - C_1 = 1385 + 2770 - 1645 = 2510 \text{ kNm/rad}$$

Toets wand 1

De momentcapaciteit onder in wand 1 volgt uit:

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{1Ed}}{b f_d} = \frac{14}{9} \frac{97,4 \cdot 10^3}{1000 \cdot 3,89} = 38,9 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{t}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{300}{2} - \frac{67}{189} 38,9 = 136 \text{ mm}$$

$$M_{1Rd} = N_{1Ed} e_{Rd} = 97,4 \cdot 0,136 = 13,3 \text{ kNm}$$

De buigstijfheid volgt uit:

$$e_{08MRd} = \frac{0,8 M_{1Rd}}{N_{1Ed}} = \frac{0,8 \cdot 13,3}{97,4} = 0,109 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left(\frac{t}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left(\frac{300}{2} - 109 \right) = 123 \text{ mm}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2 N_{1Ed}}{b x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 97,4 \cdot 10^3}{1000 \cdot 123} = 1,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\text{‰} \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\text{‰} \frac{1,58}{3,89} = 1,02\text{‰}$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,00102}{0,123} = 8,29 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$EI_1 = \frac{0,8 M_{1Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 13,3}{8,29 \cdot 10^{-3}} = 1280 \text{ kNm}^2$$

De relatieve rotatiestijfheid van de inklemming volgt uit:

$$k_1 = \frac{EI_1}{C_1 h_1} = \frac{1280}{1645 \cdot 1,325} = 0,587$$

De grootte van de kniklast kan vervolgens worden bepaald met tabel 7 van NPR 9096-1-1:

$$N_{1B} = \frac{\pi^2 EI_1}{\pi^2 k_1 + 4 h_1^2} = \frac{\pi^2 1280}{\pi^2 0,587 + 4 \cdot 1,325^2} = 734 \text{ kN}$$

De verhouding tussen de kniklast en de te stabiliseren belasting volgt uit:

$$\frac{N_{1B}}{N_{1VEd}} = \frac{735}{167} = 4,40$$

De verhouding is kleiner dan 11 zodat geconcludeerd moet worden dat het tweede-orde effect niet verwaarloosd kan worden.

$$M_{1Ed} = M_{10Ed} \left(1 + \frac{1}{(N_B / N_{v,Ed}) - 1} \right) = 3,50 \left(1 + \frac{1}{4,40 - 1} \right) = 3,50 \cdot 1,29 = 4,52 \text{ kNm/m}$$

Getoetst moet worden of het tweede-orde moment kleiner is dan de momentcapaciteit:

$$M_{1Ed} = 4,52 \text{ kNm/m} \leq M_{1Rd} = 13,3 \text{ kNm/m}$$

Aan deze toets wordt voldaan. Wand 1 heeft voldoende capaciteit om de horizontale krachten te weerstaan.

Toets wand 2

Bepaling van de momentcapaciteit in de snede direct onder de vloer:

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{2Ed}}{b f_d} = \frac{14}{9} \frac{134 \cdot 10^3}{1000 \cdot 3,89} = 53,6 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{t}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{300}{2} - \frac{67}{189} 53,6 = 131 \text{ mm}$$

$$M_{2Rd} = N_{2Ed} e_{Rd} = 134 \cdot 0,131 = 17,6 \text{ kNm}$$

Bepaling van de buigstijfheid:

$$e_{08MRd} = \frac{0,8M_{2Rd}}{N_{2Ed}} = \frac{0,8 \cdot 17,6}{134} = 0,105 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left(\frac{t}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left(\frac{300}{2} - 105 \right) = 135 \text{ mm}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2N_{2Ed}}{b x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 134 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 1,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\% \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\% \frac{1,99}{3,89} = 1,28\%$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,00128}{0,135} = 9,48 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$EI_2 = \frac{0,8M_{2Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 17,6}{9,48 \cdot 10^{-3}} = 1490 \text{ kNm}^2$$

Bepaling van de relatieve rotatiestijfheid van de inklemming:

$$k_2 = \frac{EI_2}{C_2 h_2} = \frac{1490}{2510 \cdot 1,325} = 0,448$$

De grootte van de kniklast volgt uit:

$$N_{2B} = \frac{\pi^2 EI_2}{\pi^2 k_2 + 4 h_2^2} = \frac{\pi^2 1490}{\pi^2 0,448 + 4 \cdot 1,325^2} = 995 \text{ kN}$$

De verhouding tussen de kniklast en de totaal te stabiliseren belasting volgt uit:

$$\frac{N_{2B}}{N_{2VEd}} = \frac{995}{251} = 3,96$$

De verhouding is kleiner dan 11 zodat geconcludeerd moet worden dat het tweede-orde effect niet verwaarloosd kan worden.

$$M_{2Ed} = M_{20Ed} \left(1 + \frac{1}{(N_B / N_{V,Ed}) - 1} \right) = 5,34 \left(1 + \frac{1}{3,96 - 1} \right) = 5,34 \cdot 1,34 = 7,14 \text{ kNm/m}$$

Getoetst moet worden of het tweede-orde moment kleiner is dan de momentcapaciteit:

$$M_{2Ed} = 7,14 \text{ kNm/m} \leq M_{2Rd} = 17,6 \text{ kNm/m}$$

Aan deze toets wordt voldaan, ook wand 2 heeft voldoende capaciteit om de horizontale krachten te weerstaan. Het kruis bij de eerste verdiepingsvloer heeft voldoende capaciteit om de horizontale krachten en de bijbehorende tweede-orde effecten te weerstaan.

4.5 “Kruis” 0

In figuur 3 van NPR 9096-1-1 is aangegeven dat bij het wanddeel op de begane grond, een grotere afstand moet worden aangenomen tussen het momentennulpunt in de wand en de aansluiting met de begane grondvloer. Deze afstand moet aangenomen zijn op 0,7 maal de verdiepingshoogte. Hierna is de wand op de begane grond getoetst met betrekking tot de capaciteit tegen de horizontale belasting die door het raamwerk naar beneden wordt afgevoerd.

Voor de wand gelden dezelfde materiaaleigenschappen als hiervoor voor de overige kruizen is beschreven. De volgende afmetingen zijn voor de wand van toepassing:

$$\begin{aligned} t &= 300 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \\ h &= 0,7 \cdot 2650 = 1855 \text{ mm} \end{aligned}$$

De reactiekracht in de wand en de aanpendelende belasting op de begane grond is gelijk aan de normaalkracht onder kruis 1, vermeerderd met het eigen gewicht van de wand:

$$N_{Ed} = 134 + 0,9 \cdot 0,3 \cdot 2,65 \cdot 18,5 = 147 \text{ kN/m}$$

$$N_{VEd} = 251 \text{ kN/m}$$

De horizontale kracht aan de top van de beschouwde wand is gelijk aan de horizontale kracht onder aan kruis 1:

$$H_{Ed} = 4,03 \text{ kN/m}$$

De beschikbare rotatiestijfheid van de fundering is aangenomen op 1600 kNm/rad

De rekenwaarde van het eerste-orde moment onder in de wand volgt uit:

$$M_{0Ed} = H_{Ed} h = 4,03 \cdot 1,855 = 7,48 \text{ kNm/m}$$

De momentcapaciteit onder in wand volgt uit:

$$x_{Rd} = \frac{14}{9} \frac{N_{Ed}}{b f_d} = \frac{14}{9} \frac{147 \cdot 10^3}{1000 \cdot 3,89} = 58,8 \text{ mm}$$

$$e_{Rd} = \frac{t}{2} - \frac{67}{189} x_{Rd} = \frac{300}{2} - \frac{67}{189} 58,8 = 129 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = N_{Ed} e_{Rd} = 147 \cdot 0,129 = 18,9 \text{ kNm}$$

De buigstijfheid volgt uit:

$$e_{08MRd} = \frac{0,8M_{1Rd}}{N_{1Ed}} = \frac{0,8 \cdot 18,9}{147} = 0,102 \text{ m}$$

$$x_{08MRd} = 3 \left(\frac{t}{2} - e_{08MRd} \right) = 3 \left(\frac{300}{2} - 102 \right) = 144 \text{ mm}$$

$$\sigma_{08MRd} = \frac{2N_{Ed}}{b x_{08MRd}} = \frac{2 \cdot 147 \cdot 10^3}{1000 \cdot 144} = 2,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{08MRd} = 2,5\% \frac{\sigma_{08MRd}}{f_d} = 2,5\% \frac{2,04}{3,89} = 1,31\%$$

$$\kappa_{08MRd} = \frac{\varepsilon_{08MRd}}{x_{08MRd}} = \frac{0,00131}{0,144} = 9,10 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$EI_1 = \frac{0,8M_{1Rd}}{\kappa_{08MRd}} = \frac{0,8 \cdot 18,9}{9,10 \cdot 10^{-3}} = 1660 \text{ kNm}^2$$

De relatieve rotatiestijfheid van de inklemming volgt uit:

$$k = \frac{EI}{Ch} = \frac{1660}{1600 \cdot 1,855} = 0,559$$

De grootte van de kniklast kan vervolgens worden bepaald met tabel 7 van NPR 9096-1-1:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{\pi^2 k + 4 h^2} = \frac{\pi^2 1660}{\pi^2 0,559 + 4 \cdot 1,855^2} = 500 \text{ kN}$$

De verhouding tussen de kniklast en de te stabiliseren belasting volgt uit:

$$\frac{N_B}{N_{VEd}} = \frac{500}{251} = 1,99$$

De verhouding is kleiner dan 11 zodat geconcludeerd moet worden dat het tweede-orde effect niet verwaarloosd kan worden.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left(1 + \frac{1}{(N_B / N_{V,Ed}) - 1} \right) = 7,48 \left(1 + \frac{1}{1,99 - 1} \right) = 7,48 \cdot 2,01 = 15,0 \text{ kNm/m}$$

Getoetst moet worden of het tweede-orde moment kleiner is dan de momentcapaciteit:

$$M_{Ed} = 15,0 \text{ kNm/m} \leq M_{1Rd} = 18,9 \text{ kNm/m}$$

Aan deze toets wordt voldaan. De wand heeft voldoende capaciteit om de horizontale krachten te weerstaan.

De in deze paragraaf uitgevoerde toets van de capaciteit van kruis 0 is ook uitgevoerd met het Staticaprogramma module 7 – Stabiliteitswand met inklemming aan onderzijde. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de bijlage bij dit rekenvoorbeeld.

4.6 Samenvatting van stabiliteitsbeschouwing

Alle onderdelen van het beschouwde raamwerk hebben voldoende capaciteit om de rekenwaarde van de voorgeschreven horizontale belasting te weerstaan. De stabiliteit van de constructie in langsrichting is voldoende gewaarborgd.

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:

- 2.3 Bepaling van de capaciteit van de wand met behulp van de NPR
Berekening uitgevoerd met module 5 van het programma
- 3.3 Eindwand belast door wind – wand met de grootste normaalkracht
Berekening uitgevoerd met module 1 van het programma
- 4.3 Stabiliteit in langsrichting – Kruis 2
Berekening uitgevoerd met module 8 van het programma
- 4.5 Stabiliteit in langsrichting – Kruis 0
Berekening uitgevoerd met module 7 van het programma

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

Module 5 - Dragende wanden in geschoord raamwerk

INVOERGEGEVENS

ONDERDEEL : 2.3

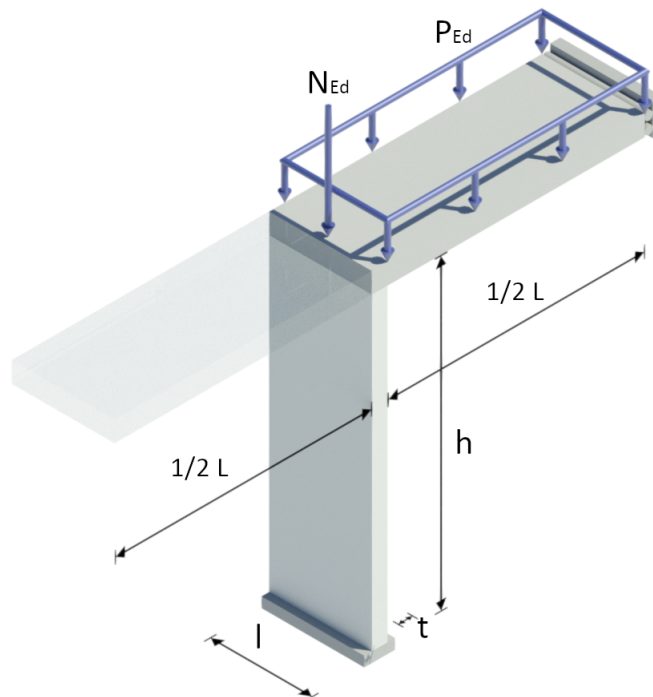
Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC2

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 12)

$$f_b = 12 \text{ N/mm}^2$$

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel



Geometrie van de wand:

dikte

$$t = 120 \text{ mm}$$

hoogte

$$h = 2650 \text{ mm}$$

breedte

$$l = 1000 \text{ mm}$$

Type wand: Eindwand

Geometrie van de vloer:

grootste overspanning

$$L = 5200 \text{ mm}$$

nuttige vloerhoogte

$$d = 175 \text{ mm}$$

aantal oplettingen: meer dan 2

Belastingen:

normaalkracht

$$N_{Ed} = 111,0 \text{ kN}$$

vloerbelasting

$$p_{Ed} = 10,500 \text{ kN/m}^2$$

BEREKENING

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

Tussenresultaten

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta = 0,8 \times 12^{0,85} \times 12,5^0 = 6,61 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{6,61}{1,7} = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 5.5.1.2 (11)

$$h_{ef} = \rho h = 1,00 \times 2650 = 2650 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 22,08 < 27 \text{ u.c.} = 0,82 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

NPR 9096-1-1 artikel 6.1.2.3

$$\lambda_v = \frac{l_v}{d} = 29,71$$

NPR 9096-1-1 tabel 10

$$\lambda_v = 29,7 < \lambda_{v,grens} = 42,7$$

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

$$\lambda_v = 29,7 \text{ volgens figuur 16: } \eta = 0$$

$$M_{E;d} = \eta \rho E_d l v^2 = 0 \times 10,5 \times 5200^2 = 0 \text{ kNm/m}$$

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

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{10}{120} = 0,833 \quad \dots(G.2)$$

$$\lambda_\phi = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2650}{120} \sqrt{\frac{6,6}{4629,1}} = 0,835 \quad \dots(G.4)$$

$$u = \frac{\lambda_\phi - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,835 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{10}{120}} = 1,22 \quad \dots(G.3)$$

$$\Phi = A_1 e^{-(u u)/2} = 0,396 \quad \dots(G.1)$$

$$N_{Rd} = \Phi t f_d = 0,396 \times 1000 \times 120 \times 3,9 = 184,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 111 \text{ kN} < N_{Rd} = 184,8 \text{ kN} \text{ u.c.} = 0,60 \text{ Capaciteit van de wand voldoet.}$$

Resultaten

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{ef} = \rho h = 1,00 \times 2650 = 2650 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 22,08 < 27 \text{ u.c.} = 0,82 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

$$\lambda_v = \frac{l_v}{d} = 29,71$$

$$M_{E;d} = \eta p_{Ed} l_v^2 = 0 \times 10,5 \times 5200^2 = 0 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed} = 111 \text{ kN} < N_{Rd} = 184,8 \text{ kN} \text{ u.c.} = 0,60 \text{ Capaciteit van de wand voldoet.}$$

Conclusie : Wand voldoet.

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

INVOERGEGEVENS

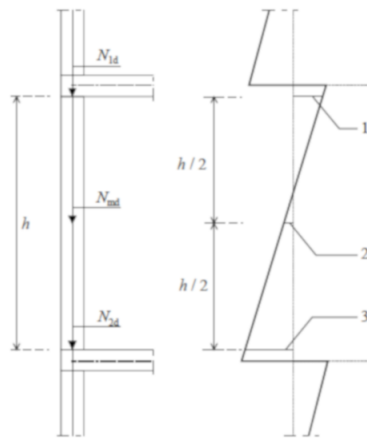
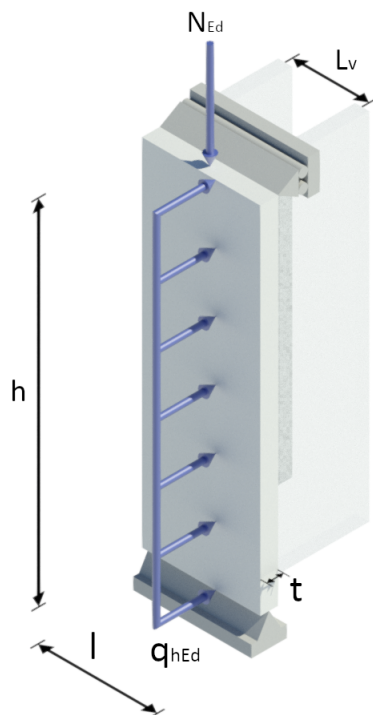
ONDERDEEL : 3.3

Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC2

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 12) $f_b = 12 \text{ N/mm}^2$

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

$$t = 120 \text{ mm}$$

hoogte

$$h = 2650 \text{ mm}$$

breedte

$$l = 1000 \text{ mm}$$

Aantal gesteunde randen: 2

Soort vloeroplegging: betonvloer opgelegd aan één zijde van de wand

Belastingen:

normaalkracht

$$N_{Ed} = 81,4 \text{ kN}$$

maximale normaalkracht

$$N_{Ed, \max} = 81,4 \text{ kN}$$

moment aan de top

$$M_{Ed t} = 0,15 \text{ kNm}$$

moment in het midden

$$M_{Ed m} = 0,80 \text{ kNm}$$

moment aan de voet

$$M_{Ed b} = -1,59 \text{ kNm}$$

BEREKENING

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

Tussenresultaten

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta = 0,8 \times 12^{0,85} \times 12,5^0 = 6,61 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{6,61}{1,7} = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

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

$$h_{ef} = \rho h = 0,75 \times 2650 = 1988 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 16,56 < 27 \quad \text{u.c.} = 0,61 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

Artikel 5.5.1.1 (4)

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

Artikel 6.1.2.2

Excentriciteit boven

$$e_t = \frac{M_{Ed,t}}{N_{Ed}} = 1,8 \text{ mm} \quad e_{i,t,f} = \max(|e_t| + e_{init}; 0,05 t) = 6,3 \text{ mm} \quad \dots(6.5)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\ell t f_d} > 0,1 \quad e_{i,t} = e_{i,t,f} = 6,3 \text{ mm}$$

$$\Phi_{i,t} = 1 - 2 \frac{e_{i,t}}{t} = 0,896 \quad \dots(6.4) \quad N_{Rd,t} = \Phi_{i,t} \ell t f_d = 418,1 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Excentriciteit onder

$$e_b = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed}} = -19,5 \text{ mm} \quad e_{i,b,f} = \max(|e_b| + e_{init}; 0,05 t) = 23,9 \text{ mm} \quad \dots(6.5)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\ell t f_d} > 0,1 \quad e_{i,b} = e_{i,b,f} = 23,9 \text{ mm}$$

$$\Phi_{i,b} = 1 - 2 \frac{e_{i,b}}{t} = 0,601 \quad \dots(6.4) \quad N_{Rd,b} = \Phi_{i,b} \ell t f_d = 280,47 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Excentriciteit midden

$$M_{Ed,mc} = M_{Ed,m} + \frac{\Delta M_t + \Delta M_b}{2} = 0,8 + \frac{0 + 0}{2} = 0,8 \text{ kNm}$$

$$e_{Ed,m} = \frac{M_{Ed,mc}}{N_{Ed}} = 9,8 \text{ mm} \quad e_m = |e_{Ed,m}| + e_{init} = 14,2 \text{ mm}$$

$$e_k = 0 \text{ mm} \quad \dots(6.8) \quad e_{mk} = \max(|e_m| + e_k; 0,05 t_{ef}) = 14,2 \text{ mm} \quad \dots(6.6)$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{14,24}{120} = 0,763 \quad \dots(G.2)$$

$$\lambda_\phi = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{1987,5}{120} \sqrt{\frac{6,6}{4629,1}} = 0,626 \quad \dots(G.4)$$

$$u = \frac{\lambda_\phi - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t_{ef}}} = \frac{0,626 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{14,2}{120}} = 0,952 \quad \dots(G.3)$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-(u)^2} = 0,485 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd,m} = \Phi_m \ell t f_d = 226,17 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Artikel 6.1.2.1(1)

$$N_{Ed} = 81,4 \text{ kN} < N_{Rd} = 226,2 \text{ kN} \quad u.c. = 0,36 \quad \text{Capaciteit van de wand voldoet.}$$

Bij constante minimale eerste-orde excentriciteit

$$h_{ef2} = \rho_2 h = 1,00 \times 2650 = 2650 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

Artikel 5.5.1.4 (2)

$$\lambda = \frac{h_{ef2}}{t_{ef}} = 22,08 < 27 \quad u.c. = 0,82 \quad \text{Slankheid van de wand voldoet.}$$

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

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

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk2}}{t} = 1 - 2 \frac{10}{120} = 0,833 \quad \dots(G.2)$$

$$\lambda_\phi = \frac{h_{ef2}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2650}{120} \sqrt{\frac{6,6}{4629,1}} = 0,835 \quad \dots(G.4)$$

$$u = \frac{\lambda_\phi - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,835 - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{10}{120}} = 1,22 \quad \dots(G.3)$$

$$\Phi_{m2} = A_1 e^{-(u)^2} = 0,396 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd,m2} = \Phi_{m2} \ell t f_d = 184,81 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Artikel 5.5.1.1(5)

$$N_{Ed,max} = 81,4 \text{ kN} < N_{Rd,m2} = 184,8 \text{ kN} \quad u.c. = 0,44 \quad \text{Capaciteit van de wand voldoet.}$$

Resultaten

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

Bij gegeven momenten

$$h_{ef} = \rho h = 0,75 \times 2650 = 1988 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

$$\Phi_{i,t} = 1 - 2 \frac{e_{i,t}}{t} = 0,896 \quad \dots(6.4) \quad N_{Rd,t} = \Phi_{i,t} \ell t f_d = 418,1 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

$$\Phi_{i,b} = 1 - 2 \frac{e_{i,b}}{t} = 0,601 \quad \dots(6.4) \quad N_{Rd,b} = \Phi_{i,b} \ell t f_d = 280,47 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-(u u)/2} = 0,485 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd,m} = \Phi_m \ell t f_d = 226,17 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Artikel 6.1.2.1(1)

$$N_{Ed} = 81,4 \text{ kN} < N_{Rd} = 226,2 \text{ kN} \quad u.c. = 0,36 \quad \text{Capaciteit van de wand voldoet.}$$

$$h_{ef2} = \rho_2 h = 1,00 \times 2650 = 2650 \text{ mm} \quad \dots(5.2)$$

$$\Phi_{m2} = A_1 e^{-(u u)/2} = 0,396 \quad \dots(G.1) \quad N_{Rd,m2} = \Phi_{m2} \ell t f_d = 184,81 \text{ kN} \quad \dots(6.2)$$

Artikel 5.5.1.1(5)

$$N_{Ed,max} = 81,4 \text{ kN} < N_{Rd,m2} = 184,8 \text{ kN} \quad u.c. = 0,44 \quad \text{Capaciteit van de wand voldoet.}$$

Conclusie : Wand voldoet.

Module 8 - Stabiliteit met een kruisvormig constructiedeel

INVOERGEGEVENS

ONDERDEEL : 4.3 kruis 2

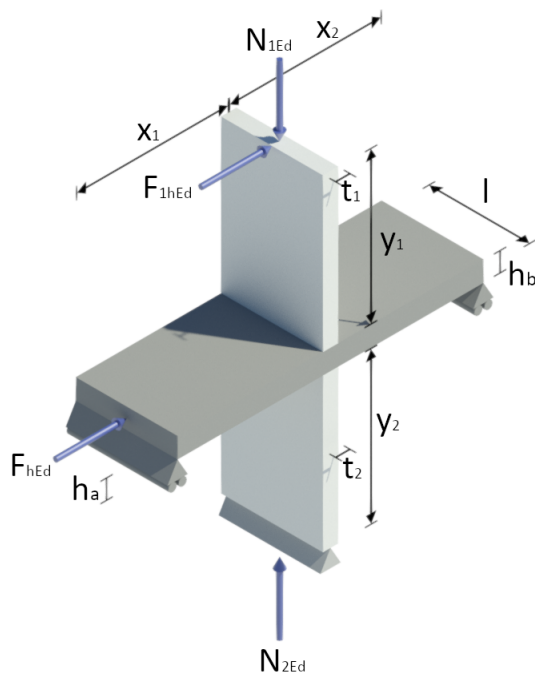
Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC2

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 12) $f_b = 12 \text{ N/mm}^2$

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel

Betonkwaliteit: C20/25



Geometrie wand:

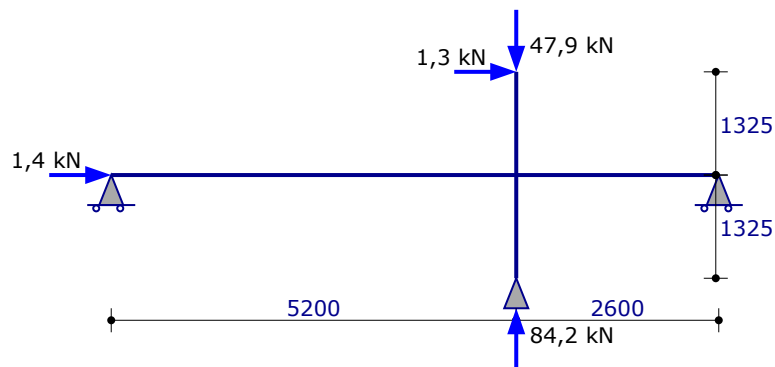
beschouwde breedte
dikte
dikte
hoogte
hoogte

$l = 1000 \text{ mm}$
 $t_1 = 300 \text{ mm}$
 $t_2 = 300 \text{ mm}$
 $y_1 = 1325 \text{ mm}$
 $y_2 = 1325 \text{ mm}$

Geometrie vloer:

dikte
dikte
lengte
lengte

$h_a = 200 \text{ mm}$
 $h_b = 200 \text{ mm}$
 $x_1 = 5200 \text{ mm}$
 $x_2 = 2600 \text{ mm}$



Belastingen:

normaalkracht

normaalkracht

normaalkracht

horizontale kracht

horizontale kracht

$$N_{1Ed} = 47,9 \text{ kN}$$

$$N_{2Ed} = 84,2 \text{ kN}$$

$$N_{1VEd} = 83,5 \text{ kN}$$

$$N_{2VEd} = 167,0 \text{ kN}$$

$$F_{1HEd} = 1,250 \text{ kN}$$

$$F_{HEd} = 1,390 \text{ kN}$$

BEREKENING

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

Tussenresultaten

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta = 0,8 \times 12^{0,85} \times 12,5^0 = 6,61 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{6,61}{1,7} = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{10Ed} = F_{1HEd} h_1 = 1,66 \text{ kNm}$$

$$e_{10Ed} = \frac{M_{10Ed}}{N_{1Ed}} = 34,6 \text{ mm}$$

$$F_{2HEd} = F_{1HEd} + F_{HEd} = 1,25 + 1,39 = 2,64 \text{ kN}$$

$$M_{20Ed} = F_{2HEd} h_2 = 3,5 \text{ kNm}$$

$$e_{20Ed} = \frac{M_{20Ed}}{N_{2Ed}} = 41,5 \text{ mm}$$

$$E_{c,uls} = 1850 + 70 f_{ck} = 1850 + 70 \times 25 = 3600 \text{ N/mm}^2$$

$$I_a = \frac{b}{12} h_a^3 = 6,667 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C_a = \frac{3 E_{c,uls} I_a}{L_a} = 1384,6 \text{ kNm}$$

$$I_b = \frac{b}{12} h_b^3 = 6,667 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C_b = \frac{3 E_{c,uls} I_b}{L_b} = 2769,2 \text{ kNm}$$

$$C_1 = (C_a + C_b) \frac{M_{10Ed}}{M_{10Ed} + M_{20Ed}} = (1384,6 + 2769,2) \frac{1,7}{1,7 + 3,5} = 1334,8 \text{ kNm}$$

$$C_2 = C_a + C_b - C_1 = 1384,6 + 2769,2 - 1334,8 = 2819,1 \text{ kNm}$$

Controle wand 1

$$A = 3 \times 10^5 \text{ mm}^2 \quad S = 4,5 \times 10^7 \text{ mm}^3 \quad z_w = \frac{S}{A} = 150 \text{ mm}$$

$$M_{0Ed} = N_{Ed} e_{Ned} + F_{HEd} h_{tot} = 1,66 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_u = -0,0035$$

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = 6,86 \text{ kNm} \quad x_u = 19,2 \text{ mm}$$

Bepaling van de buigstijfheid EI

$$M_{EI} = 0,8 M_{Rd} = 5,49 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_c = -0,000579 \quad \varepsilon_t = 0,001056$$

$$\kappa_{EI} = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_c}{t} = \frac{0,001056 - (-0,000579)}{300} = 5,451 \times 10^{-6} \text{ 1/mm}$$

$$EI = \frac{M_{EI}}{\kappa_{EI}} = 1007 \text{ kN m}^2$$

$$k = \frac{EI}{C h_{tot}} = \frac{1007}{1335 \times 1325} = 0,569$$

$$N_B = \frac{\pi^2}{\pi^2 k + 4} \frac{EI}{h_{tot}^2} = 588,5 \text{ kN} \dots (\text{NPR 9096-1-1 tabel 7})$$

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left(1 + \frac{1}{\frac{N_B}{N_{VEd}} - 1} \right) = 1,93 \text{ kNm}$$

Toetsing momentcapaciteit

$$M_{Ed} = 1,93 \text{ kNm} < M_{Rd} = 6,86 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,28 \quad \text{Momentcapaciteit voldoet.}$$

Controle wand 2

$$A = 3 \times 10^5 \text{ mm}^2 \quad S = 4,5 \times 10^7 \text{ mm}^3 \quad z_w = \frac{S}{A} = 150 \text{ mm}$$

$$M_{0Ed} = N_{Ed} e_{Ned} + F_{HEd} h_{tot} = 3,5 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_u = -0,0035$$

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = 11,62 \text{ kNm} \quad x_u = 33,6 \text{ mm}$$

Bepaling van de buigstijfheid EI

$$M_{EI} = 0,8 M_{Rd} = 9,29 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_c = -0,000910 \quad \varepsilon_t = 0,001386$$

$$K_{EI} = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_c}{t} = \frac{0,001386 - -0,000910}{300} = 7,655 \times 10^{-6} \text{ 1/mm}$$

$$EI = \frac{M_{EI}}{K_{EI}} = 1214 \text{ kNm}^2$$

$$k = \frac{EI}{C h_{tot}} = \frac{1214}{2819 \times 1325} = 0,325$$

$$N_B = \frac{\pi^2}{\pi^2 k + 4} \frac{EI}{h_{tot}^2} = 946,8 \text{ kN} \dots (\text{NPR 9096-1-1 tabel 7})$$

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left(1 + \frac{1}{\frac{N_B}{N_{VEd}} - 1} \right) = 4,25 \text{ kNm}$$

Toetsing momentcapaciteit

$$M_{Ed} = 4,25 \text{ kNm} < M_{Rd} = 11,62 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,37$$

Momentcapaciteit voldoet.

$$M_{FEd} = M_{1Ed} + M_{2Ed} = 1,93 + 4,25 = 6,18 \text{ kNm}$$

$$M_{aEd} = M_{FEd} \frac{C_a}{C_a + C_b} = 2,06 \text{ kNm}$$

$$M_{bEd} = M_{FEd} - M_{aEd} = 4,12 \text{ kNm}$$

$$\delta_1 = F_{1HEd} \left(\frac{h_1^3}{3EI_1} + \frac{h_1^2}{C_1} \right) \frac{M_{1Ed}}{M_{10Ed}} = 3 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = F_{2HEd} \left(\frac{h_2^3}{3EI_2} + \frac{h_2^2}{C_2} \right) \frac{M_{2Ed}}{M_{20Ed}} = 4 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{floor}} = \delta_2 = 4 \text{ mm} \quad \delta_{\text{top}} = \delta_1 + \delta_2 = 7,1 \text{ mm}$$

Resultaten

$$e_{10Ed} = 34,6 \text{ mm}$$

$$e_{20Ed} = 41,5 \text{ mm}$$

$$M_{10Ed} = 1,66 \text{ kNm}$$

$$M_{20Ed} = 3,5 \text{ kNm}$$

$$C_1 = 1334,8 \text{ kNm}$$

$$C_2 = 2819,1 \text{ kNm}$$

$$M_{1Ed} = 1,93 \text{ kNm}$$

$$M_{2Ed} = 4,25 \text{ kNm}$$

$$M_{1Rd} = 6,86 \text{ kNm}$$

$$M_{2Rd} = 11,62 \text{ kNm}$$

$$EI_1 = 1006,9 \text{ kNm}^2$$

$$EI_2 = 1213,9 \text{ kNm}^2$$

$$\delta_{\text{floor}} = 4 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{top}} = 7,1 \text{ mm}$$

Conclusie : Wand voldoet.

Module 7 - Stabiliteitswand met inklemming aan onderzijde

INVOERGEGEVENS

ONDERDEEL : 4.5 kruis 0

Materiaaleigenschappen:

gevolgklasse: CC2

genormaliseerde gemiddelde druksterkte kalkzandsteen (CS 12)

mortelkwaliteit: morteltype: Lijmmortel

$$f_b = 12 \text{ N/mm}^2$$

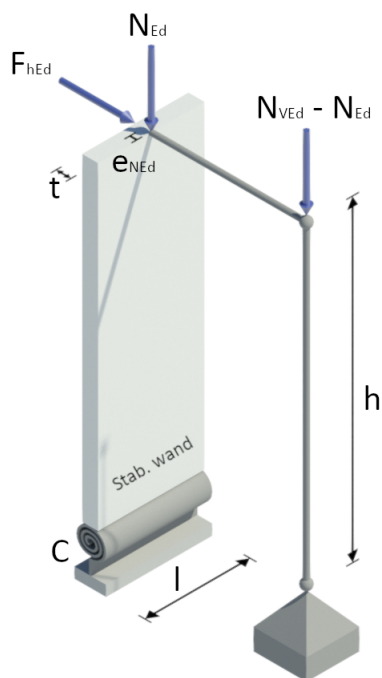
Doorsnedegeometrie:

hoogte

breedte

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

$$l = 1000 \text{ mm}$$



Geometrie wand:

totale hoogte

rotatie veerconstante

$$h_{tot} = 1855 \text{ mm}$$

$$C = 1,6e+03 \text{ kNm/rad}$$

Belastingen:

normaalkracht

excentriciteit

normaalkracht

horizontale belasting

$$N_{Ed} = 147,0 \text{ kN}$$

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

$$N_{VEd} = 251,0 \text{ kN}$$

$$F_{HEd} = 4,030 \text{ kN}$$

BEREKENING

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

Tussenresultaten

$$A = 3 \times 10^5 \text{ mm}^2 \quad S = 4,5 \times 10^7 \text{ mm}^3 \quad z_w = \frac{S}{A} = 150 \text{ mm}$$

$$M_{0Ed} = N_{Ed} e_{Ned} + F_{HEd} h_{tot} = 7,48 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_u = -0,0035$$

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = 19 \text{ kNm} \quad x_u = 58,8 \text{ mm}$$

Bepaling van de buigstijfheid EI

$$M_{EI} = 0,8 M_{Rd} = 15,2 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_c = -0,001352 \quad \varepsilon_t = 0,001549$$

$$\kappa_{EI} = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_c}{t} = \frac{0,001549 - (-0,001352)}{300} = 9,668 \times 10^{-6} \text{ 1/mm}$$

$$EI = \frac{M_{EI}}{\kappa_{EI}} = 1572 \text{ kN m}^2$$

$$k = \frac{EI}{C h_{tot}} = \frac{1572}{1600 \times 1855} = 0,53$$

$$e_{NEd} = 0 \quad N_B = \frac{\pi^2}{\pi^2 k + 4} \frac{EI}{h_{tot}^2} = 488,7 \text{ kN} \dots (\text{NPR 9096-1-1 tabel 7})$$

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left(1 + \frac{1}{\frac{N_B}{N_{VEd}} - 1} \right) = 15,37 \text{ kNm}$$

Toetsing momentcapaciteit

$$M_{Ed} = 15,37 \text{ kNm} < M_{Rd} = 19 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,81 \quad \text{Momentcapaciteit voldoet.}$$

Bepaling van het gedrukte gedeelte

$$\varepsilon_c = -0,001386 \quad \varepsilon_t = 0,001665$$

$$x_v = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_t} t = \frac{-0,001386}{-0,001386 - 0,001665} \times 300 = 136,3 \text{ mm}$$

$$l_c = \min(x_v, t) = 136,3 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = \frac{\varepsilon_c}{0,0025} f_d = \frac{-0,001386}{0,0025} \times 3,89 = 2,157 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{vxdH} = N_{Ed} = 147 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = \frac{N_{vxd}}{l_c b} = \frac{147}{136,3 \times 1000} = 1,078 \text{ N/mm}^2$$

Artikel 3.6.2 (3)

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d = 0,6 + 0,4 \times 1,078 = 1,031 \text{ N/mm}^2 \quad \dots(3.5)$$

$$f_{vk} = \min(f_{vlt} ; f_{vk}) = \min(0,78 ; 1,031) = 0,78 \text{ N/mm}^2 \quad f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,78}{1,7} = 0,459 \text{ N/mm}^2$$

Toetsing dwarskrachtcapaciteit volgens artikel 6.2

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = 0,459 \times 1000 \times 136,3 = 62,5 \text{ kN} \quad \dots(6.13)$$

$$V_{Ed} = 4 \text{ kN} < V_{Rd} = 62,5 \text{ kN} \quad \dots(6.12) \quad u.c. = 0,06 \quad \text{Dwarskrachtcapaciteit voldoet.}$$

Resultaten

$$M_{0Ed} = N_{Ed} e_{Ned} + F_{HEd} h_{tot} = 7,48 \text{ kNm}$$

$$f_d = 3,89 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = 19 \text{ kNm} \quad x_u = 58,8 \text{ mm}$$

$$EI = \frac{M_{EI}}{\kappa_{EI}} = 1572 \text{ kN m}^2$$

$$M_{Ed} = 15,37 \text{ kNm} < M_{Rd} = 19 \text{ kNm} \quad u.c. = 0,81 \quad \text{Momentcapaciteit voldoet.}$$

$$V_{Ed} = 4 \text{ kN} < V_{Rd} = 62,5 \text{ kN} \quad \dots(6.12) \quad u.c. = 0,06 \quad \text{Dwarskrachtcapaciteit voldoet.}$$

Conclusie : Wand voldoet.