

De wandstijfheid van een profiel- en gladwandsilo

De invloed van een horizontale belasting op de kolomkrachten

T.S. Kapteijn

Delft 2017

Technische Universiteit Delft

Voorwoord

Dit rapport schrijf ik in het kader van een bachelor eindwerk voor de studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft. De kennis opgedaan bij de vakken in de Bachelor wordt toegepast in dit onderzoek. Lezers die vooral geïnteresseerd zijn in de bepaling en het modelleren van de wandstijfheid van de profiel- en de gladwandsilo kunnen dit vinden in hoofdstuk 5 en 6. Ik ben veel dank verschuldigd aan dr. ir. P.C.J. Hoogenboom en ir. A. Schroten voor de begeleiding en waardevolle adviezen.

Delft, 17 juni 2017

Tim Kapteijn

Inhoud

Voorwoord	ii
Samenvatting	v
1 Inleiding	1
2 Handberekeningen van de siloconstructie	2
2.1 Methode volgens Reimbert en Reimbert	2
2.1.1 Normaalkracht in de kolommen ten gevolge van de verticale last	2
2.1.2 Normaalkrachten in de kolommen ten gevolge van het moment	3
2.2 Methode uit de praktijk	4
2.2.1 Normaalkracht in de kolommen ten gevolge van het moment	4
2.2.2 Opname van de horizontale belasting	6
2.3 Vergelijking van de twee handberekeningen	7
3 MatrixFrame berekening met oneindig stijve silowand	8
3.1 Aannamen bij de MatrixFrame berekening	8
3.2 Controle van de handberekening uit de praktijk	9
3.3 Verschil tussen de MatrixFrame berekening en de handberekening	11
3.4 Aangepaste handberekening	13
4 Stijfheid van een damwandplaat van het PWS-systeem	16
4.1 Afschuifstijfheid van een damwandplaat	17
4.2 Stijfheid ten gevolge van de boutverbindingen	18
4.3 Invloed van de gatspeling	22
4.4 Totale equivalente stijfheid van de diagonaal	22
5 De stijfheid van een sandwichpaneel van het GWS-systeem	23
5.1 Model van het sandwichpaneel	23
5.2 De afschuifstijfheid van een wandelement	24
5.3 Totale equivalente stijfheid van de diagonaal van een sandwichpaneel	25
6 Input van het MatrixFrame model	27
6.1 Input voor het PWS-systeem	27
6.2 Input voor het GWS-systeem	28
7 MatrixFrame berekening silowand met stijfheid	30
7.1 Het Berekening van het PWS-systeem	30
7.1.1 Invloed van de buigstijfheid	30
7.1.2 Invloed van de stijfheid van de silowand op de oplegreacties	32
7.1.3 Invloed van de stijfheid van de silowand op het vervormingsgedrag	33
7.1.4 Stabiliteitsverbanden vervangen door een roloplegging	34
7.2 Berekening van het GWS-systeem	35
7.2.1 Invloed van de buigstijfheid	35

7.2.2 Invloed van de stijfheid van de silowand op de oplegreacties.....	37
7.2.3 Invloed van de wandstijfheid op het vervormingsgedrag	38
7.2.4 Stabiliteitsverbanden vervangen door een roloplegging	39
8. Conclusies en aanbevelingen	41
8.1 Algemene conclusies	41
8.2 Conclusies voor een profielwandsilo.....	41
8.3 Conclusies voor een gladwandsilo.....	41
8.4 Aanbevelingen.....	42
Bibliografie	43
Bijlagen.....	44
Bijlage 1: Beschrijving van de profielwandsilo.....	44
Bijlage 2: Belastingen op de silo	47
Bijlage 3: Numerieke uitwerking van de handberekening uit de praktijk	50
Bijlage 4: Vierendeelwerking versus afschuifwerking.....	51
Bijlage 5: Doorsnedegrootheden elementen PWS-systeem.....	52
Bijlage 6: Doorsnedegrootheden elementen GWS-systeem	57
Bijlage 7: Stijve verbinding tussen diagonaal en kolom.....	60
Bijlage 8: Vervorming van de silo's	62

Samenvatting

Bij een tweedimensionale handberekening van zowel een gladwandsilo als een profielwandsilo die momenteel in de praktijk gebruikelijk is, wordt de silowand als oneindig stijf aangenomen. Een oneindig stijve silowand resulteert in een lineair verband tussen de verticale oplegreacties ten gevolge van de opname van een moment. Een ander gevolg is dat de ligger in de onderregel van de silowand na vervormen nog steeds recht is. Er wordt vermoed dat de aanname onterecht is en de stijfheid van de silowand invloed heeft op de grootte van deze oplegreacties en op de knoopverplaatsingen in de onderregel van de silowand. Het doel van dit onderzoek is het bepalen van de invloed van de wandstijfheid van zowel een profielwandsilo als een gladwandsilo op de oplegreacties en op de knoopverplaatsingen van de ligger in de onderregel van de silowand ten gevolge van een horizontale last.

Om de invloed van de wandstijfheid van de silowand te onderzoeken is eerst een tweedimensionale silo met een oneindig stijve silowand gemodelleerd in MatrixFrame. Vervolgens is de silowand gemodelleerd voor zowel de profielwandsilo als de gladwandsilo. Voor beide silowanden is het model opgesteld aan de hand van vakwerken met een enkele diagonaal. De diagonaal is zo gedimensioneerd dat het de equivalente stijfheid heeft in diagonaalrichting van het plaalement van de silowand. In het model is voor elk plaalement een vakwerk met een equivalente stijfheid gemodelleerd. Bij de profielwandsilo bestaan de plaalementen in de silowand uit damwandplaten. De stijfheid van een enkele damwandplaat is berekend aan de hand van de afschuifstijfheid van de plaat en de stijfheid van de boutverbindingen. Bij de gladwandsilo bestaat de silowand uit sandwichpanelen. De stijfheid van een enkel sandwichpaneel is alleen afhankelijk van de afschuifstijfheid van de plaalementen. Na het berekenen van de stijfheid in horizontale richting, is deze stijfheid ontbonden in de diagonaalrichting. Om de berekende stijfheid in de correcte richting in te voegen in het model zijn stijve verbindingen toegevoegd. De stijve verbinding zorgt ervoor dat de richting van de diagonaal in de berekening correspondeert met de richting van de diagonaal in het model. Voor het model van de profielwandsilo, de gladwandsilo en de silo met een oneindig stijve silowand zijn de oplegreacties en de knoopverplaatsingen in de onderregel van de silowand berekend met behulp van MatrixFrame. Er is alleen een horizontale last ten gevolge van een aardbeving in acht genomen. Vervolgens zijn de resultaten van de profielwandsilo met stijfheid en de silo met een oneindig stijve silowand vergeleken. Ook zijn de resultaten van de gladwandsilo vergeleken met de resultaten van de silo met een oneindig stijve silowand.

Om het model te valideren moet de invloed van de buigstijfheid van de elementen in de silowand beperkt zijn. In de werkelijkheid worden de elementen zijdelings ondersteund door de plaalementen en zullen deze niet doorbuigen, dit is in het model niet het geval. Voor zowel het model van de gladwandsilo als de profielwandsilo geldt dat de buigstijfheid van de elementen in de silowand een geringe invloed heeft op de grootte van de oplegreacties. Bij het toekennen van een stijfheid aan de silowand van de profielwandsilo wordt de absolute waarde van de grootste oplegreactie 19% groter. Voor de gladwandsilo geldt dat de grootste oplegreactie 6,7% toeneemt. Daarnaast geldt voor beide modellen dat de knoopverplaatsingen van de ligger in de onderregel niet meer op een rechte lijn liggen. De ligger welkt en de hypothese van Bernoulli gaat niet op na het toekennen van stijfheid aan de silowand. Voor een vervolgstudie wordt er aanbevolen om voor de silowand 2D plaalementen te gebruiken in MatrixFrame in plaats van vakwerken met een diagonaal.

1 Inleiding

De profielwandsilo (PWS) en de gladwandsilo (GWS) verzorgen de opslag van bulkgoederen. Stalen profiel- en gladwandsilo's worden overal ter wereld gebouwd, zo ook in gebieden waar aardbevingen en zware stormen voorkomen. Daarom is het belangrijk dat de constructie grote horizontale krachten kan opnemen. Momenteel worden de oplegreacties berekend aan de hand van een 2D handberekening waarbij de profielwand als oneindig stijf wordt aangenomen. Er wordt vermoed dat deze aanname onterecht is en de stijfheid van de silowand wel degelijk invloed heeft op de oplegreacties in de onderconstructie van de PWS en GWS. Bij een oneindig stijve silowand gedraagt de ligger onderaan de silowand zich volgens de hypothese van Bernoulli. Dit houdt in dat de opname van het moment resulteert in een lineair verband tussen de kolomkrachten en de onderregel van de silowand vervormt als een rechte lijn. Het toekennen van een bepaalde stijfheid aan de profielwand kan resulteren in een andere verdeling van deze normaalkrachten en dus een andere verdeling van de oplegreacties. Een beter begrip van de verdeling van de normaalkrachten in de kolommen van de onderconstructie leidt tot een veiliger ontwerp, wat belangrijk is bij grote zijdelingse belastingen.

Het doel van dit onderzoek is het bepalen van de invloed van de wandstijfheid van zowel een profielwandsilo als een gladwandsilo op de oplegreacties en op de knoopverplaatsingen van de ligger in de onderregel van de silowand ten gevolge van een horizontale last. De aanname bij de handberekening is een oneindig stijve profielwand. Verder wordt er aangenomen dat een horizontale last in de richting parallel aan het zijvlak maatgevend is.

In hoofdstuk 2 zijn twee verschillende handberekeningen van de oplegreacties van discreet ondersteunde silo's toegelicht. De eerste handberekening volgt uit de literatuur en de tweede handberekening wordt momenteel in de praktijk gebruikt. Vervolgens is in hoofdstuk 3 de handberekening uit de praktijk zo aangepast dat het verschil tussen de oplegreacties verkregen uit de handberekening en de oplegreacties verkregen uit MatrixFrame is gereduceerd. In hoofdstuk 4 is de stijfheid van een damwandplaat van het PWS-systeem berekend en vervangen door een diagonaal met een equivalente stijfheid. Dit is in hoofdstuk 5 gedaan voor een sandwichpaneel van het GWS-systeem. Hoofdstuk 6 geeft overzicht van de doorsnedegrootheden van beide silosystemen die zijn ingevoerd in het MatrixFrame model met een stijve silowand. Hierna zijn in hoofdstuk 7 de oplegreacties verkregen uit de MatrixFrame berekening met een stijve silowand vergeleken met de oplegreacties verkregen uit de MatrixFrame berekening met een oneindig stijve silowand. Hetzelfde is gedaan voor de knoopverplaatsingen van de ligger in de onderregel van de silowand. Tot slot zijn in hoofdstuk 8 de conclusies geformuleerd en is er een aanbeveling gedaan voor een eventueel vervolgonderzoek.

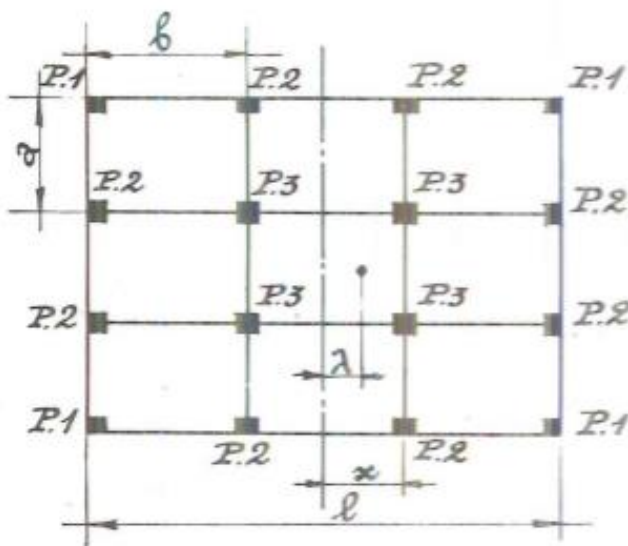
2 Handberekeningen van de siloconstructie

In dit hoofdstuk is eerst een handberekening van een discreet ondersteunde siloconstructie doorlopen uit de literatuur die stamt uit de jaren 70 (Reimbert & Reimbert, 1976). Vervolgens is er aandacht besteed aan de handberekening die momenteel in de praktijk¹ wordt gebruikt voor soortgelijke siloconstructies. Tot slot zijn de raakvlakken en verschillen tussen beide handberekening besproken.

2.1 Methode volgens Reimbert en Reimbert

2.1.1 Normaalkracht in de kolommen ten gevolge van de verticale last

In de handberekening gedaan volgens Reimbert en Reimbert (1976) wordt er onderscheid gemaakt tussen normaalkrachten in de kolommen van de onderconstructie ten gevolge van verticale belasting (eigengewicht en gewicht bulkgoed) en normaalkrachten ten gevolge van het moment veroorzaakt door een horizontale windbelasting. De kolommen in de onderconstructie zijn onderverdeeld zoals afgebeeld in Figuur 1.



Figuur 1 Benoeming van de palen in de onderconstructie van de silo. Daarnaast zijn ook de grootheden gebruikt voor de handberekening (λ , x , a en b) weergegeven. (Reimbert & Reimbert, 1976)

Voor de kolommen P_1 op de hoekpunten geldt:

$$N_1 = \frac{Q \cdot \frac{a}{2} \cdot \frac{b}{2}}{n \cdot a \cdot b} = \frac{Q}{4 \cdot n}$$

Met Q het totale verticale gewicht en n het aantal cellen met een oppervlak van $a \times b$

Voor kolom P_2 geldt:

$$N_2 = \frac{Q \cdot \frac{a \cdot b}{2}}{n \cdot a \cdot b} = \frac{Q}{4 \cdot n}$$

Voor de interne kolommen P_3 geldt:

¹ Verstrekkt door opdrachtgever Ir. A. Schroten.

$$N_3 = \frac{Q \cdot a \cdot b}{n \cdot a \cdot b} = \frac{Q}{n}$$

De eenheid is kg, bij vermenigvuldigen met g wordt de normaalkracht in de kolommen ten gevolge van de verticale last verkregen.

2.1.2 Normaalkrachten in de kolommen ten gevolge van het moment

Ten gevolge van een horizontale windlast ontstaat er een moment M. Wanneer er een totale overspanning van 1 meter wordt beschouwd waarbij de som van de normaalkrachten op de rij kolommen gelijk is aan $\sum N$ geldt er voor de excentriciteit van de resultante

$$\lambda = \frac{M}{\sum N}$$

De eenheid van de excentriciteit is centimeters.

Aanvankelijk is de zijde van de silo beschouwd tegenover de zijde waar de wind aangrijpt. Voor wordt een verticale oplegreactie toegevoegd van

$$N' = N(1 + \frac{12 \cdot \lambda \cdot x}{l^2})$$

Met x de afstand tot de symmetrieliijn afgebeeld in Figuur 1.

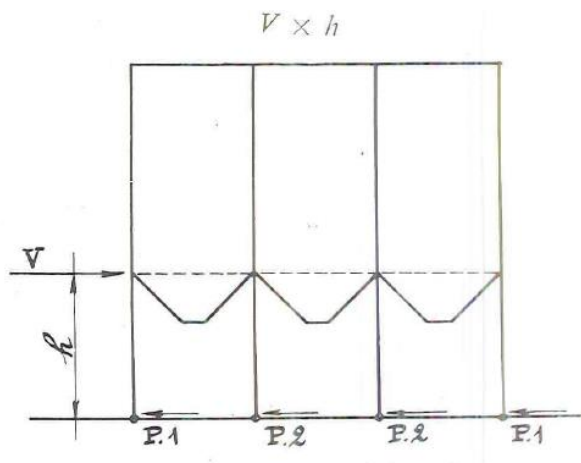
Voor de kolommen op de hoekpunten waarvoor $x = \frac{1}{2} \cdot l$ geldt

$$N' = N(1 + \frac{6 \cdot \lambda}{l})$$

Eenheden in kg.

Voor de kolommen aan de zijde waar de wind aangrijpt geldt voor de oplegreactie

$$N'' = N(1 - \frac{12 \cdot \lambda \cdot x}{l^2})$$



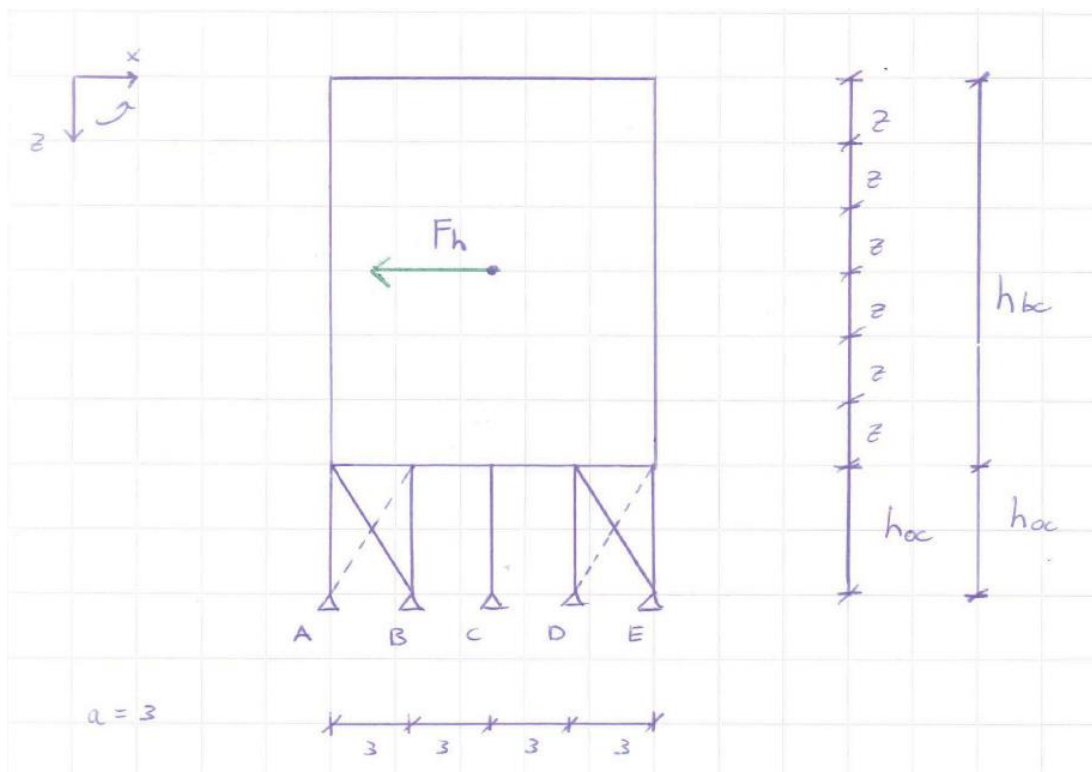
Figuur 2 De resultante van de horizontale windlast grijpt aan op het punt bovenaan de onderconstructie. De resultante V is proportioneel met de normaalspanningen in het kwadraat in desbetreffende kolom over de oplegreacties van de kolommen verdeeld. (Reimbert & Reimbert, 1976)

2.2 Methode uit de praktijk

Bij de methode uit de praktijk² wordt de silowand als een oneindig stijf element aangenomen, waardoor er een bij de opname van het moment een lineair verband ontstaat tussen de kolomkrachten in de onderconstructie. Het mechanica-model verschilt hier van het mechanica-model gebruikt voor de handberekening in voorgaande paragraaf door de aanwezigheid van stabiliteitsverbanden. Er is een horizontale last beschouwd die uniform wordt verdeeld over de aanwezige trekdiagonalen, de drukdiagonalen dragen in deze handberekening niet bij aan de opname van de horizontale belasting.

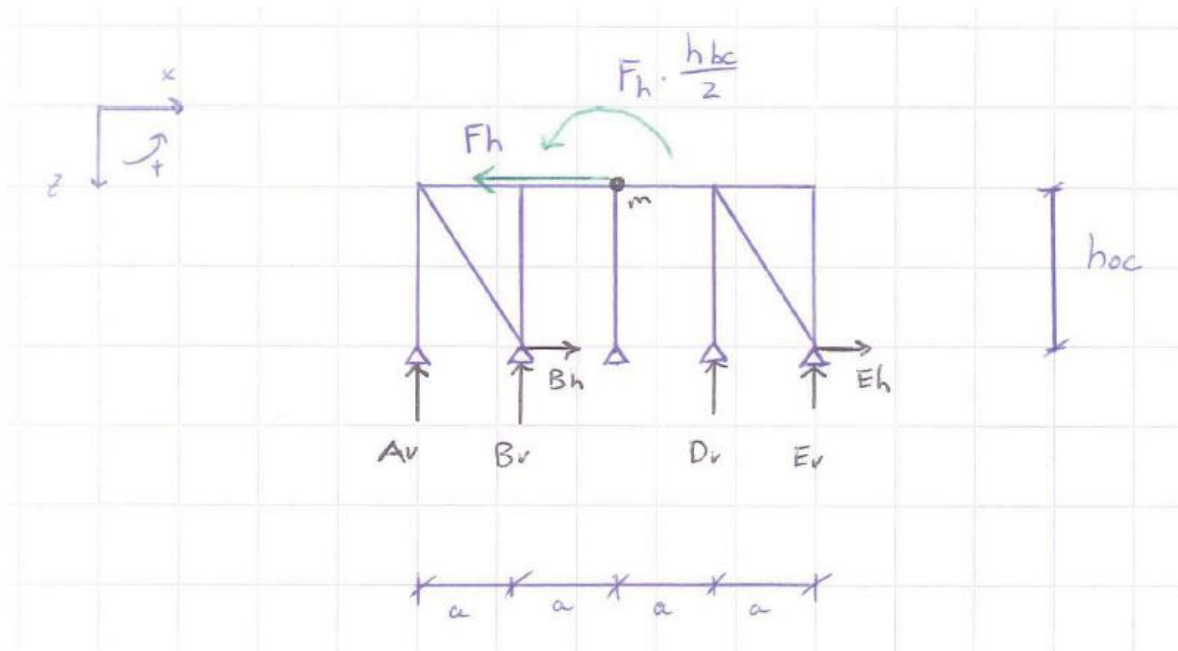
2.2.1 Normaalkracht in de kolommen ten gevolge van het moment

De modulaire siloconstructie is geschematiseerd zoals weergegeven in Figuur 3. De horizontale traagheidskracht van de massa ten gevolge van een aardbeving is verplaatst over een verticale afstand van $\frac{h_{bc}}{2}$ onder toevoeging van een moment linksom. De equivalente belastingcombinatie is afgebeeld in Figuur 4, hier zijn eveneens de oplegreacties weergegeven met de tot nu toe nog onbekende richting.



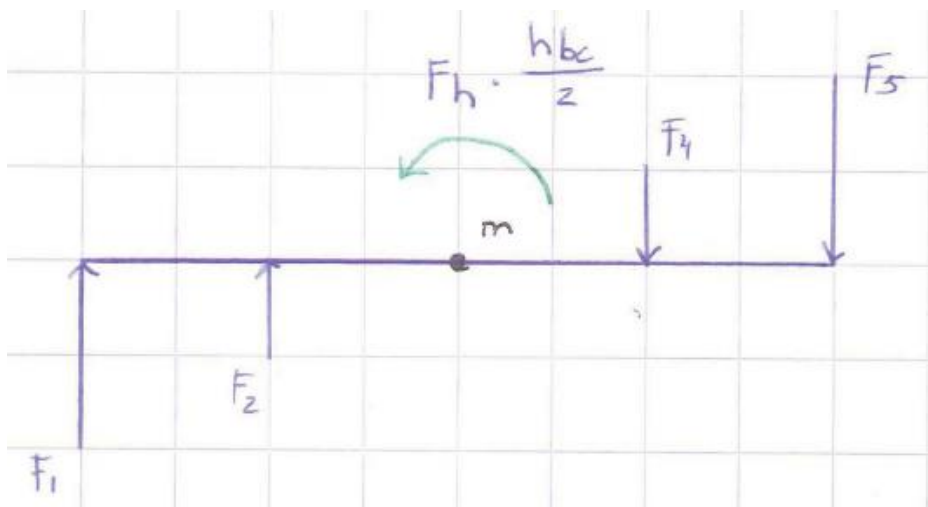
Figuur 3 Mechanica-schema van de profielwandsilo met F_h de horizontale kracht ten gevolge van een aardbeving, h_{bc} de hoogte van de bovenconstructie en h_{oc} de hoogte van de onderconstructie. De parameters a en z zijn geïntroduceerd omdat het een modulaire profielwandsilo betreft, door deze parameters aan te passen kunnen verschillende uitvoeringen van de profielwandsilo worden doorgerekend. De drukdiagonalen in de onderconstructie zijn getekend als een stippellijn, omdat deze niet bijdragen aan de opname van de horizontale last in negatieve x -richting.

² Verstrekkt door opdrachtgever Ir. A. Schroten.



Figuur 4 De equivalente belastingsituatie bij een verplaatsing van de horizontale kracht F_h in positieve z -richting. De belastingen zijn getekend in groen en de oplegreacties in zwart. De richtingen van de oplegreacties zijn nog niet bekend.

Bij een oneindig stijve bovenconstructie geldt de hypothese van Bernoulli, rechte doorsneden blijven recht. Er ontstaat een lineair verband tussen de kolomkrachten in de onderconstructie ten gevolge van het moment (zie Figuur 5).



Figuur 5 Krachten die de kolommen van de onderconstructie uitoefenen op de bovenconstructie ten gevolge van het moment dat wordt gegenereerd door het verplaatsen van F_h over een afstand van $\frac{h_{bc}}{2}$. Het middelpunt m is getekend in het zwart, om dit punt wordt de momentensom genomen.

De momentsarm d is verkregen door met het lineaire verband de kolomkrachten in Figuur 5 uit te drukken in F en de momentensom te nemen om punt m .

$$F = F_1 = F_5 = 2 \cdot F_2 = 2 \cdot F_4$$

$$d = 2 \cdot \left(2 \cdot a + \frac{a}{2} \right)$$

Hieruit volgt de kolomkracht ten gevolge van de opname van het moment

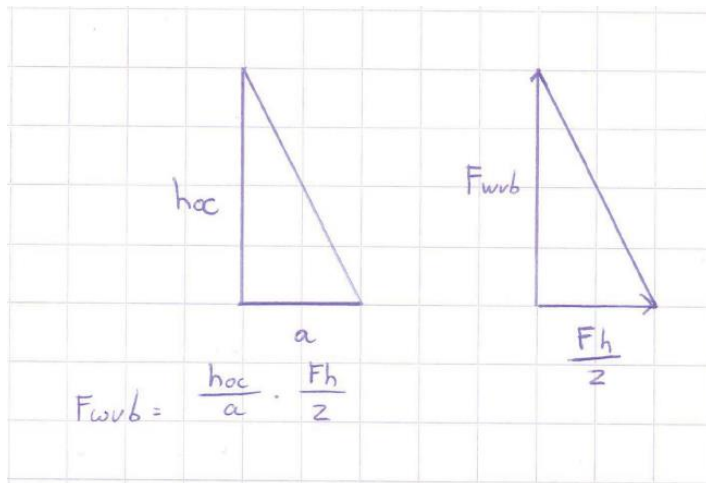
$$F_1 = \frac{M}{d} = -F_5$$

$$F_2 = \frac{F_1}{2}$$

$$F_4 = \frac{F_5}{2}$$

2.2.2 Opname van de horizontale belasting

Het opnemen van de horizontale belasting door de stabiliteitsverbanden draagt ook bij aan de normaalkracht in de kolommen van de onderconstructie. De opname van deze horizontale kracht resulteert in een drukkracht in kolommen A en D. De grote van deze drukkracht is berekend aan de hand van de geometrie van de onderconstructie (zie Figuur 6).



Figuur 6 Ontbinding van de horizontale kracht die wordt opgenomen, hieruit volgt de verticale kracht F_{wvb} die de stabiliteitsverbanden uitoefenen op de kolommen in de onderconstructie.

De oplegreacties volgens door het samenstellen van de normaalkracht ten gevolge van het moment en de normaalkracht door de opname van de horizontale belasting.

$$A_v = -F_1 - \frac{h_{oc}}{a} \cdot \frac{F_h}{2}$$

$$B_v = -F_2 + \frac{h_{oc}}{a} \cdot \frac{F_h}{2}$$

$$C_v = 0$$

$$D_v = +F_4 - \frac{h_{oc}}{a} \cdot \frac{F_h}{2}$$

$$E_v = +F_5 + \frac{h_{oc}}{a} \cdot \frac{F_h}{2}$$

$$B_h = \frac{F_h}{2}$$

$$E_h = \frac{F_h}{2}$$

Waarbij het assenstelsel in Figuur 4 is gehanteerd.

2.3 Vergelijking van de twee handberekeningen

In de berekening volgens Reimbert en Reimbert is de verticale belasting meegenomen in de berekening van de oplegreacties. De opname van het moment door de kolommen is hier afhankelijk van de normaalkracht in de kolommen ten gevolge van de verticale belasting. Daarnaast bevat de constructie in deze handberekening geen stabiliteitsverbanden, de opname van horizontale belasting wordt verricht door buigstijve kolommen. De horizontale belasting wordt niet uniform verdeeld over de kolommen in de constructie, de opname van de horizontale belasting is proportioneel met de normaalkracht in het kwadraat in desbetreffende kolom.

De handberekening die in de praktijk wordt gebruikt neemt hier geen verticale belasting in beschouwing. De silowand wordt hier als een oneindig stijf element aangenomen, wat resulteert in een lineair verband tussen de kolomkrachten ten gevolge van de opname van het moment. De opname van deze kolomkrachten staat los van de kolomkracht ten gevolge van de verticale belasting, wat bij Reimbert en Reimbert niet het geval is. De horizontale belasting is uniform verdeeld over de aanwezige trekdiagonalen.

De overeenkomsten tussen beide methoden zijn dat bij allebei de handberekeningen er een equivalente belastingssituatie wordt opgesteld. De horizontale belasting is verschoven naar de onderregel van de silowand onder toevoeging van een moment.

3 MatrixFrame berekening met oneindig stijve silowand

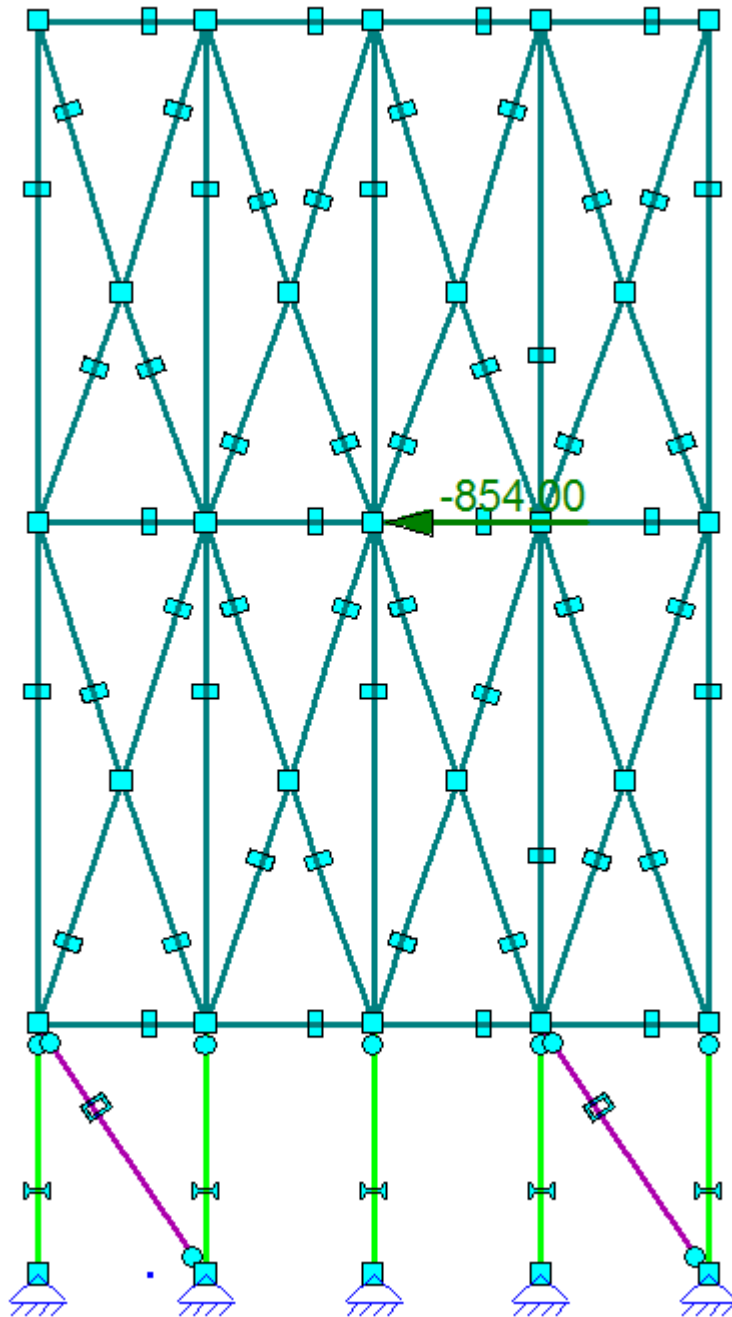
In dit hoofdstuk is het mechanica-schema dat is gebruikt voor de handberekening (zie Figuur 3) gemodelleerd in MatrixFrame. De berekening in dit hoofdstuk geldt als controle van de handberekening. De oplegreacties verkregen bij de handberekening zijn vergeleken met de oplegreacties verkregen uit MatrixFrame. Vervolgens is onderzocht waardoor eventuele verschillen ontstaan. Tot slot is er een verbeterde berekening gedaan waar het verschil tussen de oplegreacties uit de verschillende berekeningen is gereduceerd.

3.1 Aannamen bij de MatrixFrame berekening

- De silowand wordt als oneindig stijf aangenomen en zal bestaan uit vakwerkliggers met twee diagonalen met overgedimensioneerde profielen waardoor de silowand als een oneindig stijf geheel werkt.
- De MatrixFrame berekening benadert het mechanica model dat gebruikt wordt voor de handberekening. Het geldt als controle van de handberekening. Een foutmarge van 10% wordt als acceptabel gezien.
- Vanwege knikgevaar wordt er aangenomen dat de stalen drukdiagonalen geen drukkracht opnemen. De drukdiagonalen zijn daarom weggelaten in het mechanica-schema van de onderconstructie.
- Zowel in de handberekening als in de MatrixFrame berekening wordt een modulaire silo van diepte keer breedte is 3 keer 3 meter beschouwd. De silo heeft een hoogte van 18 meter op een onderconstructie van 4,5 meter.
- Om het mechanica-model gebruikt in de handberekening te benaderen zijn voor de kolommen in het MatrixFrame model gelijke profielen gekozen.
- De belasting bestaat uit een horizontale last ten gevolge van een aardbeving. Verticale lasten worden buiten beschouwing gelaten.

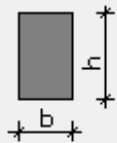
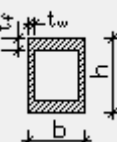
3.2 Controle van de handberekening uit de praktijk

Het gebruikte mechanica-schema met de horizontale last ten gevolge van een aardbeving is afgebeeld in Figuur 7. De silowand is hier als oneindig stijf gemodelleerd. De numerieke uitwerking van de handberekening die wordt gebruikt in de praktijk is afgebeeld in Figuur 45 in bijlage 3.



Figuur 7 Tweedimensionaal mechanica-model van een silo met de horizontale traagheidskracht ten gevolge van een aardbeving. De vorm van de profielen die gebruikt zijn is te zien aan de hand van de kleine figuurtjes op de staven.

Tabel 1 Profielen van de elementen in het mechanica-schema afgebeeld in Figuur 7.

Constructieonderdeel	Staalsoort	Profiel	Vorm
Elementen silowand*	S355	Rechthoekig $h = 1000 \text{ mm}$ $b = 1000 \text{ mm}$	
Trekdiagonalen onderconstructie	S355	Kokerprofiel $h = 80 \text{ mm}$ $b = 80 \text{ mm}$ $t_w = 8 \text{ mm}$ $t_f = 8 \text{ mm}$	
Kolommen onderconstructie	S355	HEA220 $b = 220 \text{ mm}$ $h = 210 \text{ mm}$ $t_w = 7 \text{ mm}$ $t_f = 11 \text{ mm}$	

*Het eigengewicht van de profielen is hierbij niet meegenomen.

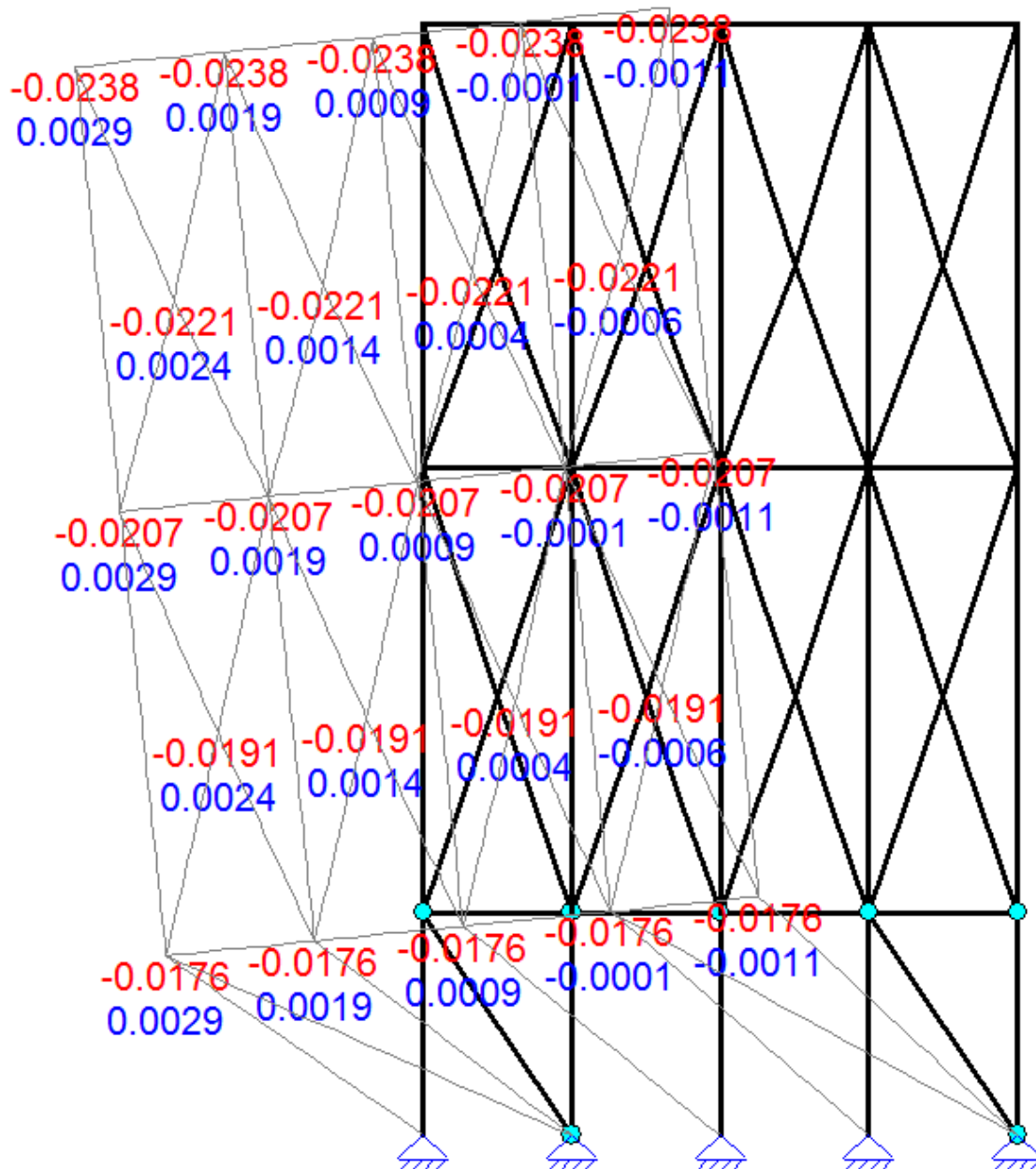
Hieronder worden de oplegreacties verkregen uit de handberekening vergeleken met de oplegreacties verkregen uit MatrixFrame voor het model in Figuur 7.

Tabel 2 Vergelijking van de oplegreacties verkregen uit de handberekening in Figuur 45 en de oplegreacties verkregen uit MatrixFrame voor een horizontale last ten gevolge van een aardbeving (zie Figuur 7 rechts). Waarbij de positieve x-richting naar rechts is aangenomen en de positieve z-richting naar beneden.

Oplegreactie	Handberekening [kN]	MatrixFrame [kN]	Richting komt overeen	Afwijking [kN]	Percentage
A_v	-1152,9	-841,32	Ja	311,58	37%
B_v	+384,3	-0,27	Nee	384,57	*
C_v	0	-255,23	Nee	255,23	100%
D_v	-384,3	+33,57	Nee	417,87	*
E_v	+1151,9	+1068,25	Ja	83,65	7,8%
A_h	0	0	Ja	0	0%
B_h	+427	+364,09	Ja	62,91	17,3%
C_h	0	0	Ja	0	0%
D_h	0	0	Ja	0	0%
E_h	+427	+489,91	Ja	62,91	12,8%

*Waarde van de oplegreactie verkregen uit MatrixFrame ligt erg dicht bij 0, hierdoor is de percentuele afwijking zeer hoog en is deze niet meegenomen

Uit Tabel 2 volgt dat de oplegreacties verkregen uit de MatrixFrame berekening sterk afwijken van de oplegreacties verkregen uit de handberekening. Opvallend is dat de verticale oplegreactie in punt C bij de handberekening gelijk is aan 0 kN en bij de MatrixFrame berekening en waarde heeft van -255 kN. Verder wordt bij de handberekening aangenomen dat de horizontale kracht uniform verdeeld wordt over de twee stabiliteitsverbanden, bij de MatrixFrame berekening is dit niet het geval. Hier neemt het rechter stabiliteitsverband meer kracht op dan het linker stabiliteitsverband. Om de afwijking van de verticale oplegreactie in punt C te onderzoeken wordt gekeken naar de vervormde constructie te zien in Figuur 8.

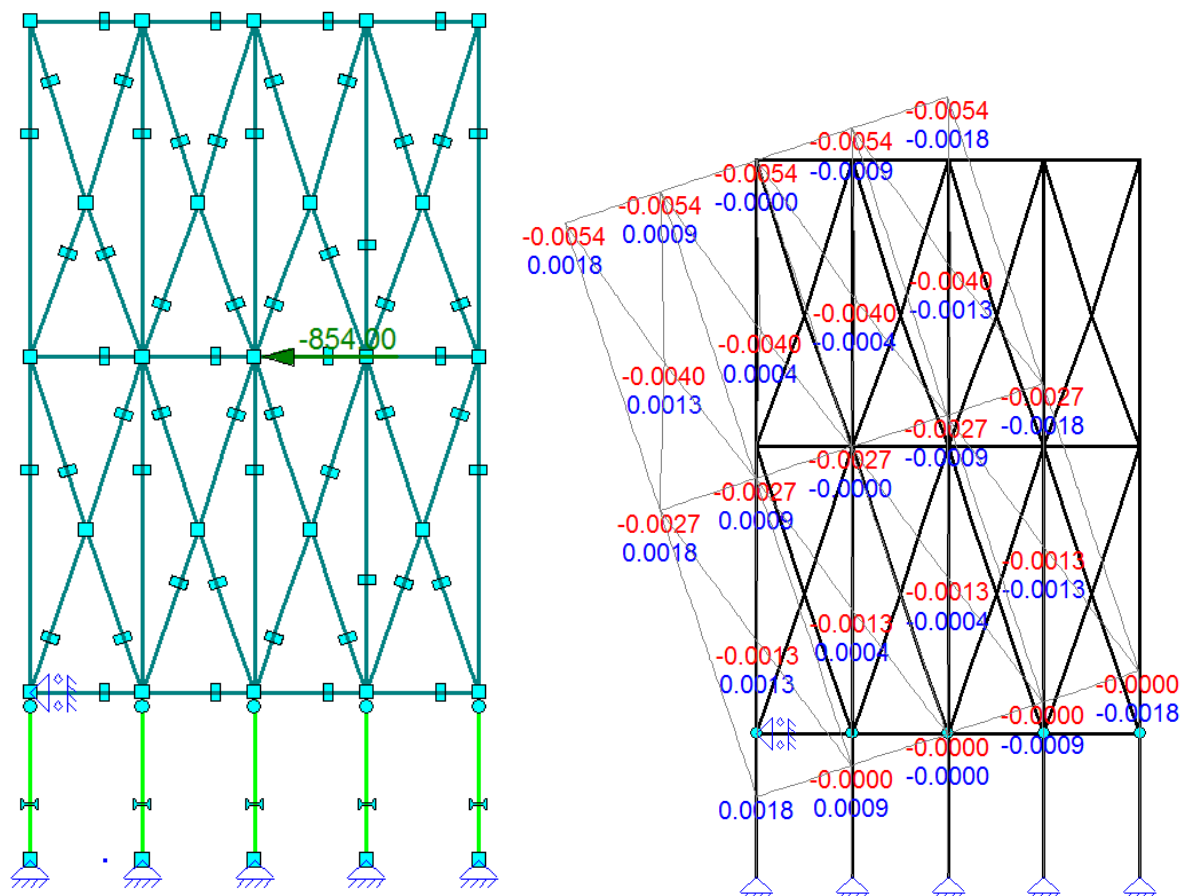


Figuur 8 Vervormde constructie bij een horizontale belasting van 854 kN. Met de knoopverplaatsingen in x-richting in het rood en de knoopverplaatsingen in z-richting in het blauw.

Uit de vervormde constructie in Figuur 8 is op te maken dat bij het gehanteerde mechanica-schema de bovenconstructie niet roteert om het punt bovenin kolom C. Dit is te concluderen aan de hand van de horizontale en verticale verplaatsing van het punt bovenin kolom C.

3.3 Verschil tussen de MatrixFrame berekening en de handberekening

De aanname dat het draaipunt van de constructie om het punt bovenin kolom C lijkt onterecht te zijn. Om dit te controleren wordt eerst gekeken naar een aangepast mechanica-schema met een oplegreactie die de horizontale vrijheidsgraad wegneemt bovenin kolom A. Deze oplegreactie neemt de taak over van de stabiliteitsverbanden, daarom worden deze weggelaten in het mechanica-schema (zie Figuur 9).



Figuur 9 Het gebruikte mechanica-schema waar de werking van de stabiliteitsverbanden wordt vervangen door een horizontale oplegging in het punt bovenin kolom A (figuur links). De constructie zal niet meer horizontaal verplaatsen en wordt gedwongen om te roteren om het punt bovenin kolom C (figuur rechts).

De verkregen verticale oplegreacties uit MatrixFrame worden vergeleken met de verticale oplegreacties verkregen bij de handberekening. Er wordt bij de handberekening alleen gekeken naar de verticale oplegreacties ten gevolge van de opname van het moment door de kolommen van de onderconstructie.

Tabel 3 Vergelijking van de verticale oplegreacties verkregen bij de MatrixFrame berekening van het mechanica-schema in Figuur 9 en de verticale oplegreacties ten gevolge van alleen de opname van het moment van de kolommen in de onderconstructie verkregen bij de handberekening (N1_5 en N2_4 in Figuur 45).

Oplegreactie	Handberekening [kN]	MatrixFrame [kN]	Richting komt overeen	Afwijking
A_v	-512,4	-512,99	Ja	0,12%
B_v	-256,2	-255,63	Ja	0,22%
C_v	0	0,38	-	*
D_v	+256,2	+256,09	Ja	0,04%
E_v	+512,4	+512,14	Ja	0,05%

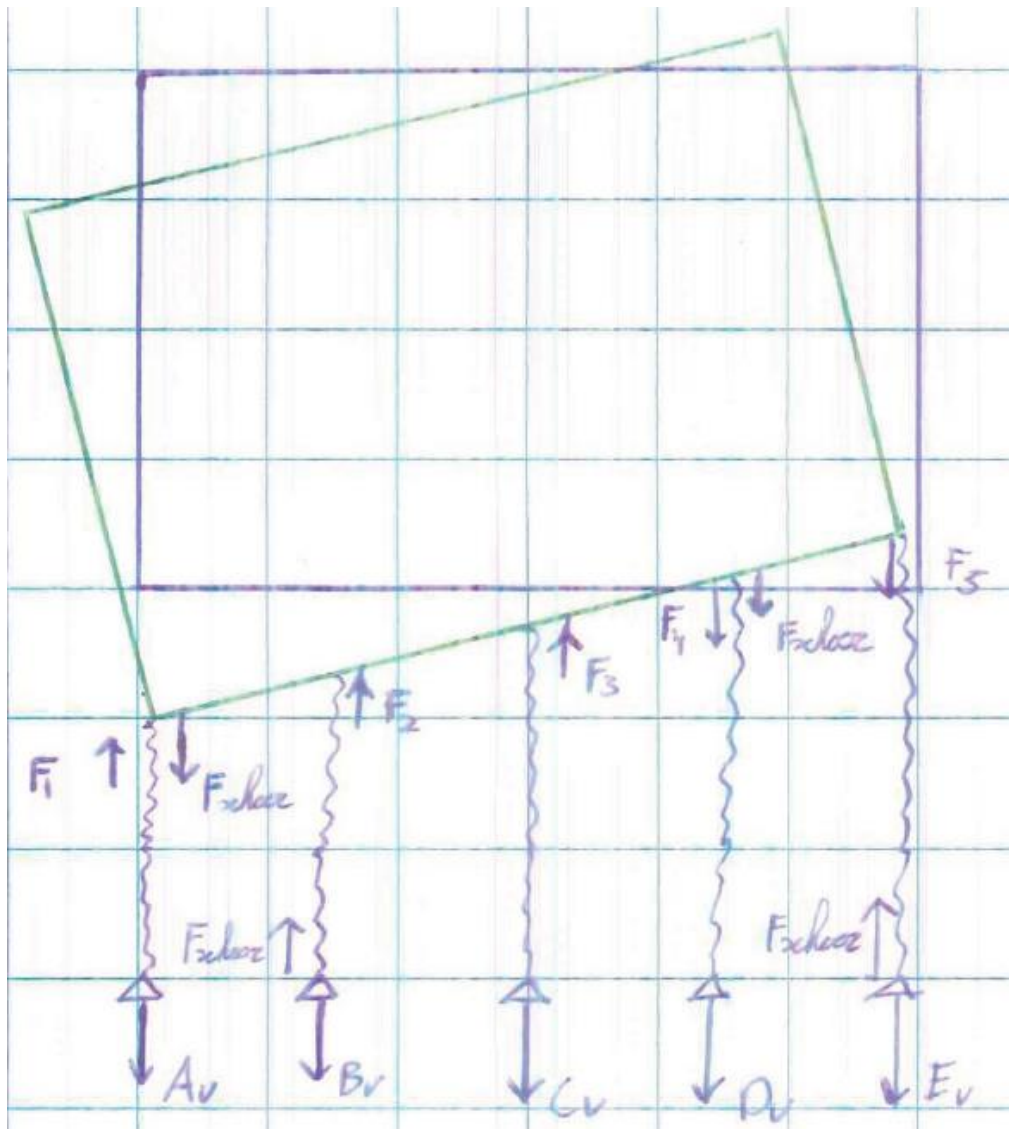
*Waarde voor C_v verkregen uit MatrixFrame ligt erg dicht bij 0, hierdoor is de percentuele afwijking zeer hoog en wordt deze niet meegenomen.

Uit de vervormde constructie in Figuur 9 volgt dat de oneindig stijve silowand roteert om het punt bovenin kolom C. Wanneer de silowand roteert om dit punt en alle horizontale krachten worden opgenomen door de horizontale oplegreactie bovenin kolom A volgt uit Tabel 3 dat de

verticale oplegreacties verkregen uit MatrixFrame en uit de handberekening nagenoeg gelijk zijn.

3.4 Aangepaste handberekening

Om de handberekening te verbeteren is er een constante toegevoegd aan de kolomkrachten ten gevolge van de opname van het moment. Hierdoor ontstaat eveneens een kolomkracht in kolom C, wat correspondeert met de resultaten uit de MatrixFrame berekening. Voor de aangepaste handberekening wordt de silo geschematiseerd als een star blok op vijf veren. Er wordt gekeken naar de vervorming in Figuur 8, aan de hand hiervan wordt de opname van het moment door de kolommen van de onderconstructie bepaald. Er is hier nog steeds uitgegaan van een uniforme verdeling van de horizontale kracht over de twee stabiliteitsverbanden. De schematisering van de silo is afgebeeld in onderstaande figuur.



Figuur 10 Schematisering van de silo op vijf veren. Onderaan de oneindig stijve silowand zijn de reactiekrachten op de silowand getekend. Bij de aangepaste handberekening in Figuur 11 is aangenomen dat de krachten werken in de richting afgebeeld in bovenstaand figuur. De stabiliteitsverbanden zorgen voor een drukkracht in de kolommen. De geschetste reactiekrachten op de oneindig stijve silowand grijpen aan in het punt waar de veer is bevestigd aan de silowand.

Tabel 4 Vergelijking van de verkregen oplegreacties uit MatrixFrame met de verkregen oplegreacties uit de aangepaste handberekening (zie Figuur 11).

Oplegreactie	Aangepaste handberekening [kN]	MatrixFrame [kN]	Richting komt overeen	Afwijking [kN]	Percentage
A_v	-896,7	-841,32	Ja	55,38	6,6%
B_v	+64,05	-0,27	Nee	64,77	*
C_v	-256,2	-255,23	Ja	0,97	0,4%
D_v	+64,05	+33,57	Ja	30,48	*
E_v	+1024,8	+1068,25	Ja	43,45	3,65%
A_h	0	0	Ja	0	0%
B_h	+427	+364,09	Ja	62,91	17,3%
C_h	0	0	Ja	0	0%
D_h	0	0	Ja	0	0%
E_h	+427	+489,91	Ja	62,91	12,8%

*Waarde voor de oplegreactie verkregen uit MatrixFrame ligt relatief dicht bij 0, hierdoor is de percentuele afwijking zeer hoog en is deze niet meegenomen

Uit Tabel 2 en Tabel 4 volgt dat de afwijking van oplegreactie C_v is gereduceerd met 99,6%. Daarnaast is uit Tabel 4 op te maken dat er voor de verticale oplegreacties een afwijking van minder dan 10% resteert. De afwijking in de horizontale oplegreacties B_h en E_h zijn niet veranderd met een verbeterde handberekening. De oorzaak hiervan is dat in MatrixFrame de horizontale belasting niet uniform wordt verdeeld over de aanwezige stabiliteitsverbanden, in de handberekening is aangenomen dat deze verdeling uniform is.

$$\begin{aligned}
& \text{restart;} \\
& z := 3 : a := 3 : \\
& h_{oc} := 4.5 : \\
& h_{bc} := 6 \cdot z : \\
& \bar{h}_{oc} := 4.5 : \\
& b := 4 \cdot a : \\
& Fh_{rep} := 854 : \\
& \gamma_Q := 1.0 : \\
& Fh_d := \gamma_Q \cdot Fh_{rep}; \\
& \qquad \qquad \qquad 854.0 \qquad \qquad \qquad (1) \\
& M := \frac{Fh_d \cdot h_{bc}}{2}; \\
& \qquad \qquad \qquad 7686.000000 \qquad \qquad \qquad (2) \\
& F1 := C1 + 2 \cdot F; F2 := C1 + F; \\
& F3 := C1 : \\
& F4 := -C1 + F : \\
& F5 := -C1 + 2 \cdot F : \\
& Fschoor := \left(\frac{h_{oc}}{a} \right) \cdot \left(\frac{Fh_d}{2} \right); \\
& \qquad \qquad \qquad C1 + 2 F \qquad \qquad \qquad (3) \\
& eq1 := 2 \cdot Fschoor - F1 - F2 - F3 + F4 + F5 = 0 : \\
& eq2 := -(a \cdot F2) - (2 \cdot a \cdot F1) + (2 \cdot a \cdot Fschoor) - (a \cdot F4) - (2 \cdot a \cdot F5) - a \cdot Fschoor + M = 0 : \\
& sol := solve(\{eq1, eq2\}, \{F, C1\}); assign(sol); \\
& \qquad \qquad \qquad \{C1 = 256.2000000, F = 320.2500000\} \qquad \qquad \qquad (4) \\
& Av := -(F1); \\
& Bv := -(F2 - Fschoor); \\
& Cv := -(F3); \\
& Dv = F4; \\
& Ev := -(-F5 - Fschoor); \\
& Bh = \frac{Fh_d}{2}; \\
& Eh = \frac{Fh_d}{2}; \\
& \qquad \qquad \qquad Av = -896.7000000 \\
& \qquad \qquad \qquad Bv = 64.0500000 \\
& \qquad \qquad \qquad Cv = -256.2000000 \\
& \qquad \qquad \qquad Dv = 64.0500000 \\
& \qquad \qquad \qquad Ev = 1024.800000 \\
& \qquad \qquad \qquad Bh = 427.0000000 \\
& \qquad \qquad \qquad Eh = 427.0000000 \qquad \qquad \qquad (5)
\end{aligned}$$

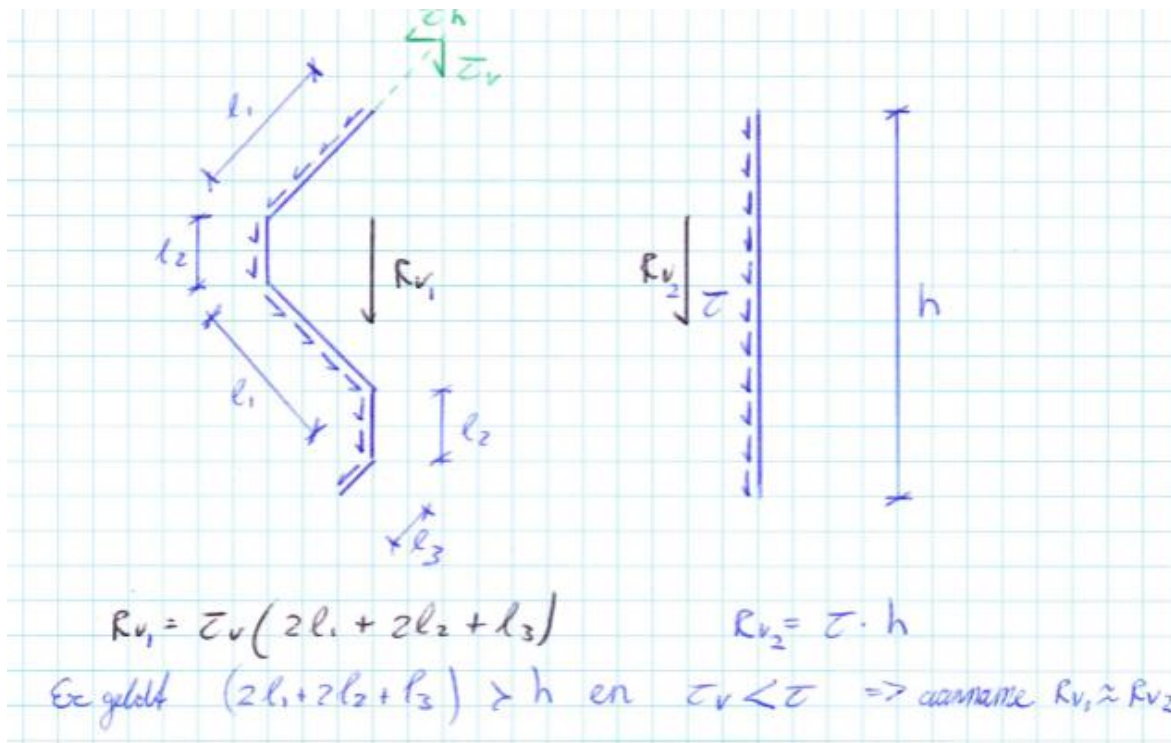
Figuur 11 Aangepaste handberekening van de oplegreacties. Aan de krachten in de kolommen ten gevolge van de opname van het moment is een constante C1 toegevoegd. Aan de hand verticaal evenwicht en momentevenwicht zijn de constanten C1 en de kracht F berekend. Voor de handberekening is een horizontale belasting ten gevolge van een aardbeving gebruikt. Naar rechts is de positieve x-richting en naar beneden is de positieve z-richting.

4 Stijfheid van een damwandplaat van het PWS-systeem

Aanvankelijk is de stijfheid van een enkele damwandplaat van het PWS-systeem berekend. Deze stijfheid is ontbonden in de diagonaalrichting van de plaat om zo het oppervlak van de diagonaal te berekenen met een equivalente stijfheid. De stijfheid van de damwandplaat hangt af van de afschuifstijfheid van de plaat, de stijfheid van de boutverbindingen en de gatspeling van een boutverbinding.

Aannamen:

- Er wordt aangenomen dat de schuifkrachten die ontstaan door de horizontale belasting uniform verdeeld worden over de damwandplaten van een PWS-systeem en over de sandwichpanelen van een GWS-systeem (zie Figuur 13 rechts).
- Er is hier aangenomen dat de damwandplaat van het PWS-systeem recht is en geen kronkels vertoont. Dit is gedaan omdat de resultante van de schuifkracht groter is door het vermenigvuldigen met een grotere lengte, maar door het ontbinden van de resultante in verticale richting wordt de kracht weer kleiner. Aangenomen wordt dat de verticale component van de resultante bij een kronkel even groot is als de verticale component van de resultante bij een rechte damwandplaat.



Figuur 12 Schets van de aanname omtrent de verticale schuifkracht langs een damwandplaat. De gekronkelde plaat is de werkelijke vorm van de damwandplaat en de rechte plaat is de schematisering.

4.1 Afschuifstijfheid van een damwandplaat

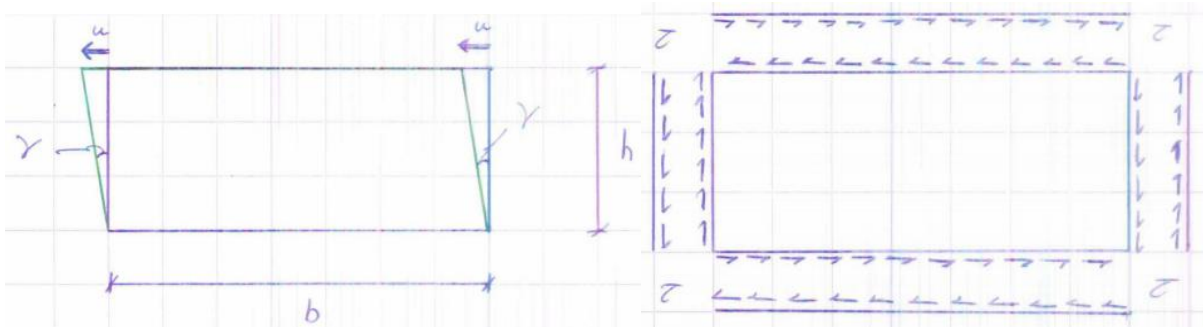
Voor de opbouw van de profielwandsilo zie bijlage 1. Een damwandplaat heeft een breedte van 2690 millimeter en een hoogte van 540 millimeter. De damwandplaten overlappen elkaar bij de boutverbindingen aan de lange zijde. Voor het model is van een overlap van 20 millimeter per lange zijde uitgegaan, wat resulteert in een plaathoogte van 500 millimeter. Voor het berekenen van de afschuifstijfheid van een damwandplaat is het model in Figuur 13 gebruikt. Door het berekenen van de resultante van de schuifspanningen in zowel verticale als horizontale richting (zie Figuur 14) is de equivalente normaalkracht in de diagonaal berekend. Bij een eenheidsverplaatsing van 1 meter volgt er een normaalkracht in de diagonaal. Door de verkregen normaalkracht te delen door de eenheidsverplaatsing volgt er een stijfheid met de eenheid $\frac{N}{m}$. Hieronder is de berekening van de stijfheid omgeschreven zodat de eenheden makkelijk kunnen worden gecontroleerd. In Figuur 15 is de berekening van de equivalente stijfheid van de diagonaal weergegeven.

$$N = \sqrt{(\tau b t)^2 + (\tau h t)^2} = \tau \cdot t \cdot l_{diag}$$

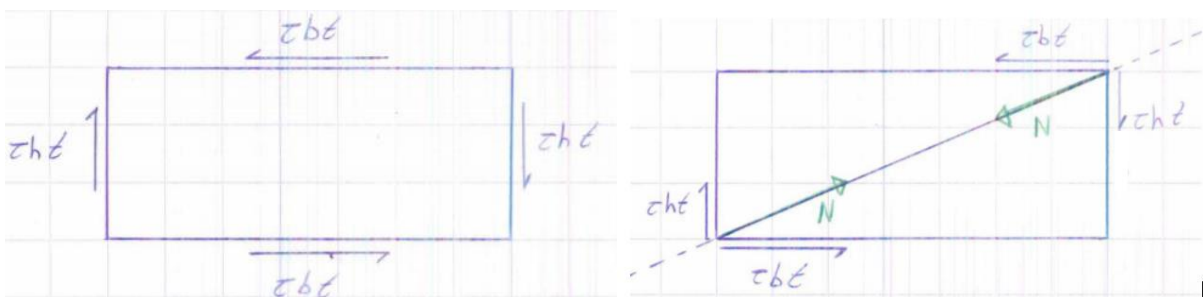
$$\tau = G \cdot \gamma$$

$$u_{diag} = u \cdot \frac{b}{l_{diag}}$$

$$k = \frac{F}{u} = \frac{N}{u_{diag}} = \frac{\tau \cdot t \cdot l_{diag}}{u \cdot \frac{b}{l_{diag}}} = \frac{G \cdot \gamma \cdot t \cdot l_{diag}^2}{\gamma \cdot h \cdot b} = G \cdot t \cdot \frac{l_{diag}^2}{h \cdot b} = \frac{N}{m^2} \cdot m \cdot \frac{m^2}{m^2} = \frac{N}{m}$$



Figuur 13 Het afschuiven van een damwandplaat ten gevolge van een horizontale last (links). De uniform aangenomen schuifspanningsstroom langs het plaalement en op de elementen die de plaat omringen (rechts).



Figuur 14 Resultante kracht van de schuifstroom langs het plaalement (links). De resultanten van de schuifkrachten worden samengesteld in de richting van de diagonaal, waardoor er een equivalente normaalkracht N in de diagonaal wordt gevonden (rechts).

restart;

Stijfheid van de PWS (één wandelement)

Afschuifstijfheid van een damwandplaat

$$b := 2.69 : h := 0.50 : t := 2.5 \cdot 10^{-3} :$$

$$ldiag := \sqrt{b^2 + h^2} :$$

$$u := 1 : \gamma_l := \frac{u}{h} :$$

$$v := 0.35 : E := 210 \cdot 10^9 : G := \frac{E}{2 \cdot (1 + v)} :$$

$$\tau := G \cdot \gamma_l : [\text{N/m}^2]$$

$$R_v := \tau \cdot h \cdot t :$$

$$R_h := \tau \cdot b \cdot t : [\text{N}]$$

$$N := \sqrt{R_v^2 + R_h^2} :$$

$$udiag := \frac{u \cdot b}{ldiag} :$$

$$udiag2 := \frac{u \cdot 3}{\sqrt{3^2 + 0.54^2}} :$$

$$ldiag2 := \sqrt{3^2 + 0.54^2} : [\text{m}]$$

$$k_l := \frac{N}{udiag} : [\text{N/m}]$$

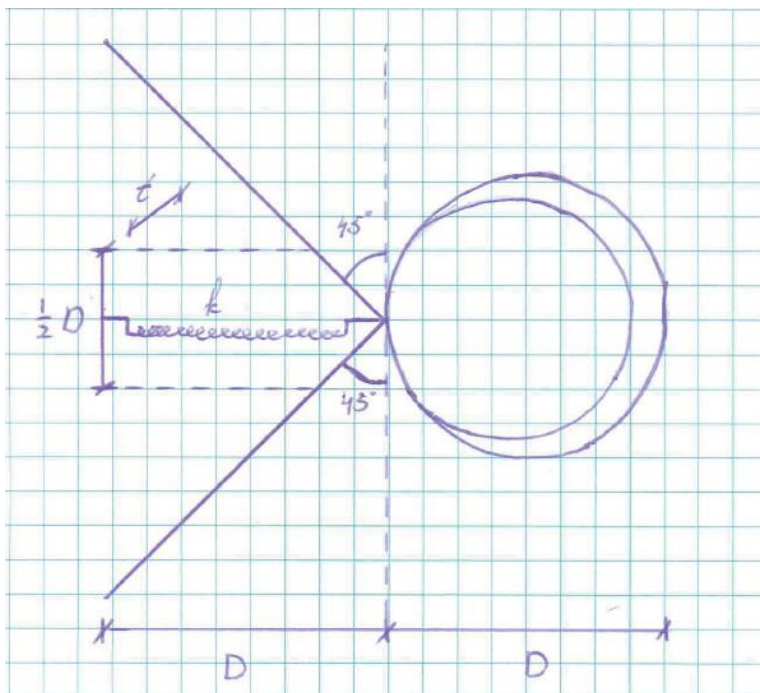
$$1.082253202 \cdot 10^9$$

(1)

Figuur 15 Berekening van de equivalente stijfheid van de diagonaal k_1 ten gevolge van de afschuifstijfheid van een damwandplaat.

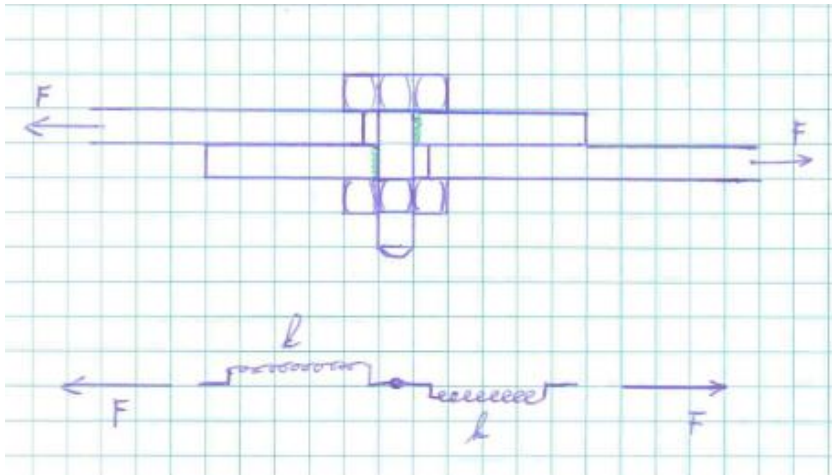
4.2 Stijfheid ten gevolge van de boutverbindingen

Voor het bepalen van de stijfheid van de boutverbindingen is de boutverbinding gemodelleerd als een veer, zoals weergegeven in Figuur 16.



Figuur 16 Boutverbinding die is gemodelleerd als een veer met D de lengte van de veer en $(\frac{1}{2}D \cdot t)$ het contactoppervlak tussen de bout en het plaatmateriaal.

Één boutverbinding verbindt twee damwandplaten aan elkaar, waardoor er per boutverbinding dus eigenlijk twee veren werken. Deze veren staan in serie geschakeld zoals weergegeven in Figuur 17.



Figuur 17 Model van een boutverbinding die twee damwandplaten aan elkaar bevestigt als een serieschakeling van twee veren.

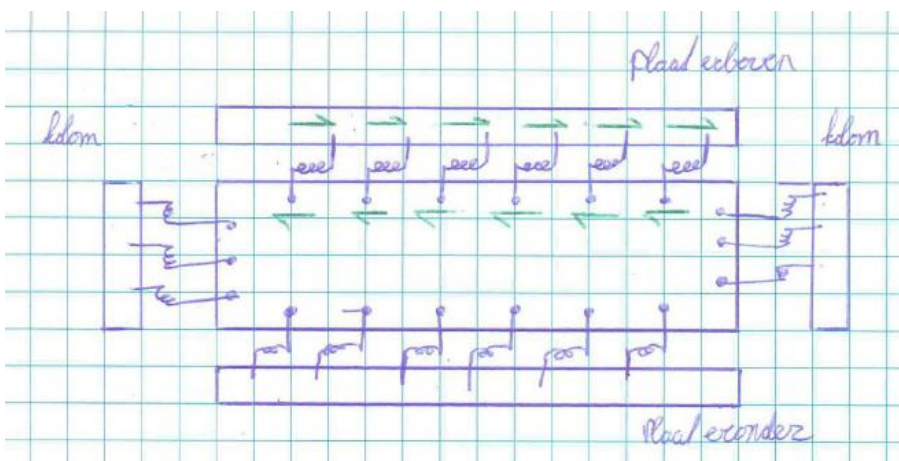
De veerstijfheid van de boutverbinding is berekend aan de hand van

$$k = \frac{E \cdot A}{l} = \frac{E \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot D \cdot t\right)}{D} = \frac{1}{2} \cdot E \cdot t = 2,63 \cdot 10^8 \frac{N}{m}$$

$$k_b = \frac{1}{\frac{1}{k} + \frac{1}{k}} = \frac{1}{\frac{1}{2,63 \cdot 10^8} + \frac{1}{2,63 \cdot 10^8}} = 1,31 \cdot 10^8 \frac{N}{m}$$

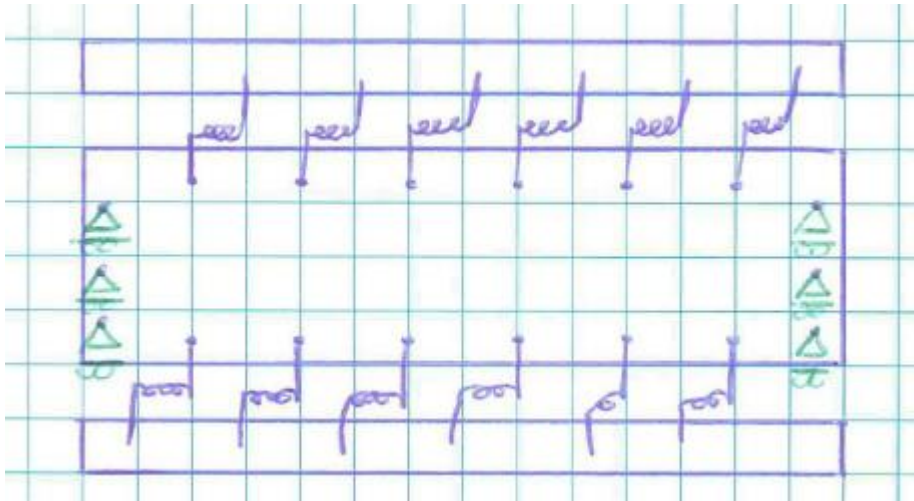
Hierbij is een plaatdikte van 2,5 millimeter gebruikt.

De damwandplaten zijn verbonden middels een horizontale boutrij van 21 bouten. De damwandplaat is verbonden met de kolom door een verticale boutrij met 8 bouten. De schematisering van de verbinding van de damwandplaat met de kolommen aan de korte zijden en de verbinding van de damwandplaten onderling is weergegeven in Figuur 18.



Figuur 18 Verbinding van de damwandplaat met omliggende constructie elementen, waarbij de boutverbindingen zijn gemodelleerd als veren. Het aantal veren weergegeven in de afbeelding is niet het werkelijk aantal veren.

De verticale vrijheidsgraad is weggenomen door het de verticale rij bouten te modelleren als een roloplegging. Het versimpelde model is afgebeeld in Figuur 19.



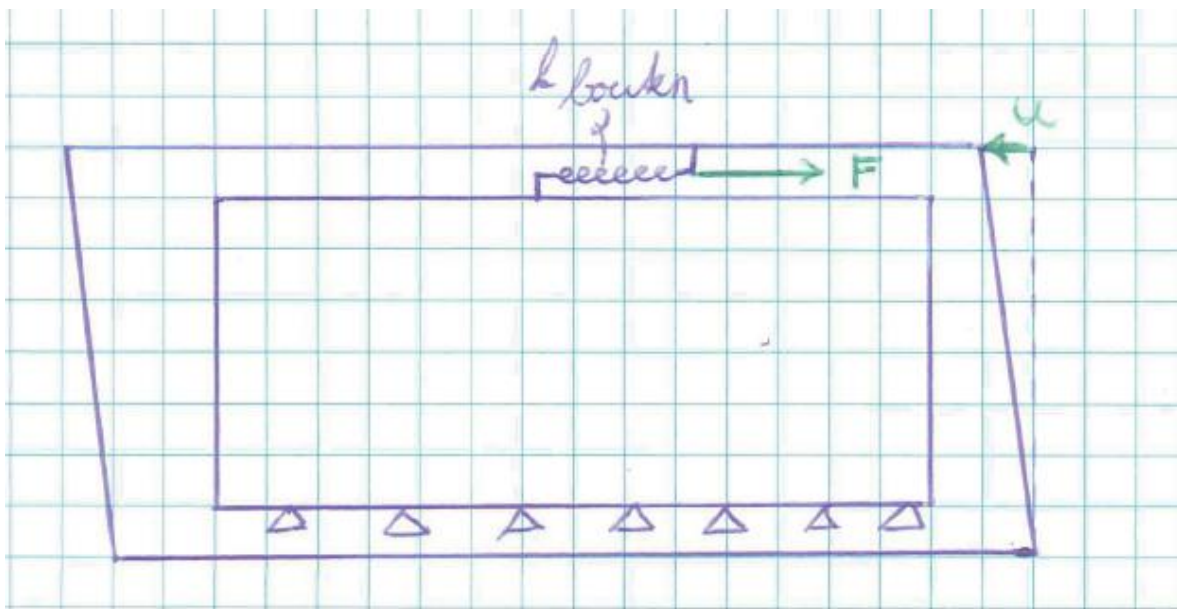
Figuur 19 Het model is versimpeld door de verticale boutrij te schematiseren als rolopleggingen waardoor de verticale vrijheidsgraad is weggenomen.

De bouten in één horizontale rij bouten staan parallel geschakeld. Aan de hand hiervan is de veerstijfheid van één horizontale boutrij berekend.

$$k_{\text{boutrij}} = 21 \cdot k_b = 21 \cdot 1,31 \cdot 10^8 = 2,76 \cdot 10^9 \frac{N}{m}$$

De twee horizontale boutrijen staan in serie geschakeld. De hieronder berekende stijfheid is de veerstijfheid van de horizontale veer weergegeven in Figuur 20.

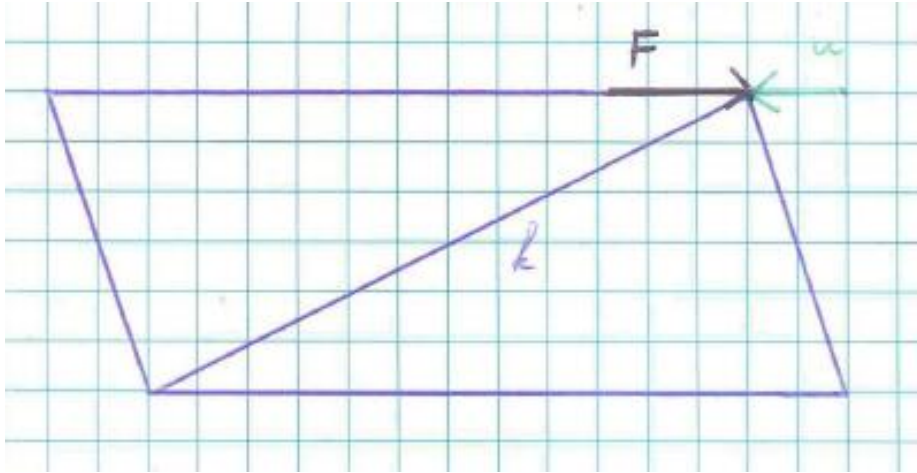
$$k_{\text{bouten}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{boutrij}}} + \frac{1}{k_{\text{boutrij}}}} = \frac{1}{\frac{1}{2,76 \cdot 10^9} + \frac{1}{2,76 \cdot 10^9}} = 1,38 \cdot 10^9 \text{ N/m}$$



Figuur 20 Model waarbij de veren onder- en bovenaan het plaalement zijn vervangen door een oplegging aan de onderkant van het plaalement en een veer met een equivalente veerstijfheid bovenaan het plaalement. De veer heeft een stijfheid van $1,38 \cdot 10^9 \text{ N/m}$. De vervorming van de omliggende elementen is ook afgebeeld.

De vervorming van de omliggende elementen van de damwandplaat resulteert in een indrukking van de veer, waardoor er een horizontale kracht ontstaat. Door deze horizontale kracht F te verschuiven naar het hoekpunt van de damwandplaat waar een verplaatsing u

optreedt ten gevolge van de horizontale belasting op de siloconstructie is er een stijfheid in horizontale richting gevonden. Wanneer de kracht F en de verplaatsing u worden ontbonden in de richting van de diagonaal kan de stijfheid van de diagonaal worden berekend.



Figuur 21 De kracht F ten gevolge van de veren is verschoven naar het rechter hoekpunt van de damwandplaat waar ook de horizontale verplaatsing u optreedt.

Aan de hand van het model in Figuur 21 is de equivalente stijfheid van de diagonaal berekend. Er wordt een eenheidsverplaatsing van $u = 1$ meter opgelegd.

$$F_{hor} = k_{bouten} \cdot u \quad (1)$$

$$\frac{u}{u_{diag}} = \frac{l_{diag}}{b} \quad (2)$$

$$N = k_2 \cdot u_{diag} \quad (3)$$

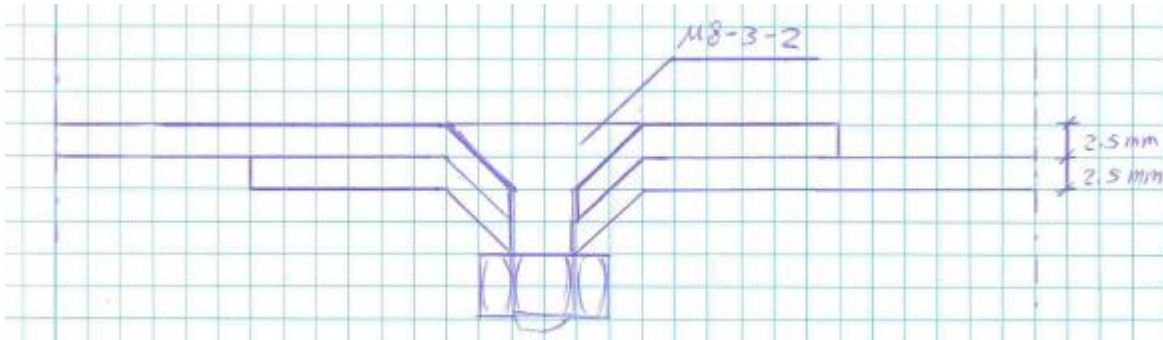
$$\frac{N}{F_{hor}} = \frac{l_{diag}}{b} \quad (4)$$

Uit vergelijking (1), (2), (3) en (4) volgt

$$\begin{aligned} k_2 = \frac{N}{u_{diag}} &= \frac{\frac{l_{diag}}{b} \cdot F_{hor}}{u_{diag}} = \frac{\frac{l_{diag}}{b} \cdot k_{bouten} \cdot u}{\frac{u \cdot b}{l_{diag}}} = \frac{\frac{l_{diag}}{b} \cdot k_{bouten}}{\frac{b}{l_{diag}}} = \frac{l_{diag}^2}{b^2} \cdot k_{bouten} \\ &= \frac{b^2 + h^2}{b^2} \cdot k_{bouten} = \left(1 + \frac{h^2}{b^2}\right) \cdot k_{bouten} = \left(1 + \frac{0.5^2}{2.69^2}\right) \cdot 1,38 \cdot 10^9 \\ &= 1,43 \cdot 10^9 \text{ N/m} \end{aligned}$$

4.3 Invloed van de gatspeling

Voor de gatspeling is er ingezoomd op de boutverbindingen tussen de twee damwandplaten. Op de plaats van de boutverbinding is er aan beide kanten van het boutgat een inkeping (zie Figuur 22). Door deze inkeping vallen de damwandplaten in elkaar ter plaatse van de boutverbinding. Wanneer de bout strak wordt vastgedraaid zal de gatspeling nihil zijn. Voor zowel de horizontale als de verticale rij bouten wordt aangenomen dat de boutverbindingen voldoende strak zijn aangedraaid, waardoor de gatspeling niet is meegenomen in de berekening van de stijfheid van het wandelement.



Figuur 22 Schets van de boutverbinding tussen twee damwandplaten.³

4.4 Totale equivalente stijfheid van de diagonaal

Voor de totale stijfheid van de diagonaal zijn de afschuifstijfheid en de stijfheid ten gevolge van de boutverbindingen bij elkaar opgeteld. Het plaatmateriaal en de boutverbindingen zijn geschematiseerd als een in serie geschakeld systeem van veren waarbij de afschuifstijfheid gelijk is aan $k_1 = 1,08 \cdot 10^9 \text{ N/m}$ en de stijfheid ten gevolge van de boutverbinding is gelijk aan $k_2 = 1,43 \cdot 10^9 \text{ N/m}$.

De totale equivalente stijfheid van de stalen diagonaal (S355) wordt verkregen door

$$k_d = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} = \frac{1}{\frac{1}{1,08 \cdot 10^9} + \frac{1}{1,43 \cdot 10^9}} = 6,15 \cdot 10^8 \text{ N/m}$$

Aan de hand van onderstaande relatie wordt het oppervlak van de doorsnede van de diagonaal verkregen

$$k_d = \frac{EA}{l} \text{ geeft } A = \frac{k_d \cdot l}{E} = \frac{6,15 \cdot 10^8 \cdot \sqrt{2,69^2 + 0,50^2}}{210 \cdot 10^9} = 0,0080 \text{ m}^2$$

Onderstaande formule geeft de oppervlakte van de doorsnede van de diagonaal voor een damwandplaat van het PWS-systeem. De formule volgt uit het combineren van de formule voor de afschuifstijfheid (blz. 17) met de formules voor de boutstijfheid (blz. 19 en 20) en vervolgens de uitdrukking voor $G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$ te substitueren.

$$A = \frac{21 \cdot t \cdot (b^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{8 \cdot b^2 + 42 \cdot (1 + \nu) \cdot b \cdot h}$$

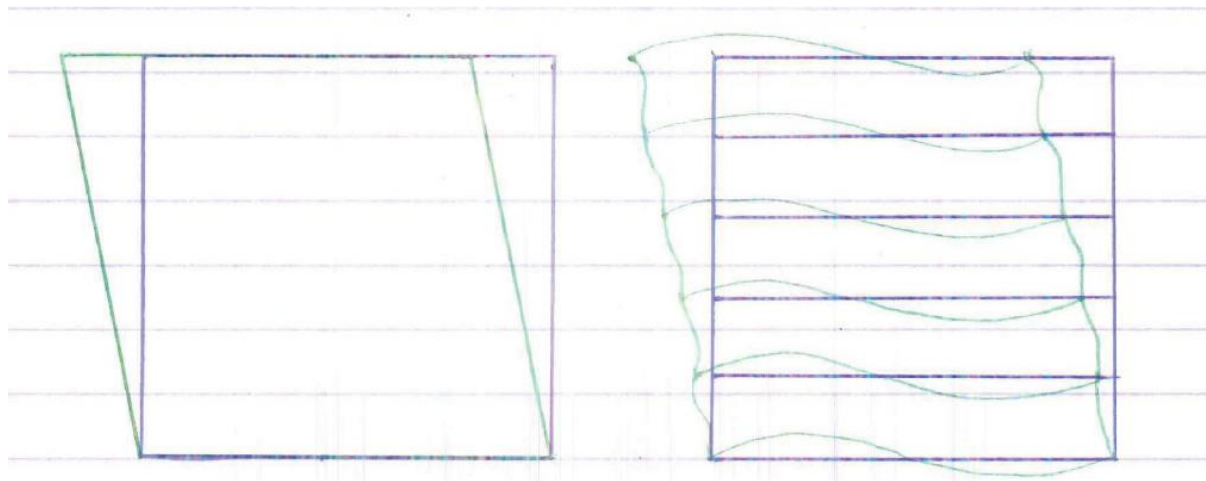
³ Schets gebaseerd op de ontwerptekeningen van de damwandplaat verstrekt door de opdrachtgever ir. A. Schroten.

5 De stijfheid van een sandwichpaneel van het GWS-systeem

In hoofdstuk 5 wordt de equivalente stijfheid van een diagonaal voor een sandwichpaneel berekend. Voor de opbouw van het sandwichpaneel wordt er verwezen naar bijlage 1. Voor het bepalen van de stijfheid van het sandwichpaneel speelt de afschuifstijfheid een hoofdrol.

5.1 Model van het sandwichpaneel

Uit bijlage 4 volgt dat op plaatniveau de afschuifstijfheid veel groter is dan de stijfheid ten gevolge van de vierendeelwerking. Hierdoor is er alleen naar de afschuifstijfheid gekeken en wordt voor een enkel wandelement de vierendeelwerking verwaarloosd. Het verschil tussen schuifpaneelwerking en vierendeelwerking is afgebeeld in Figuur 23. De vierendeelwerking is wel vertegenwoordigd in het MatrixFrame model door het oppervlak aan materiaal en het traagheidsmoment van de U-profielen te verplaatsen naar de horizontale liggers aan de boven- en onderkant van het sandwichpaneel (zie bijlage 6). Hierdoor is de vierendeelwerking niet meegenomen in de vervorming van een enkel wandelement, maar wel in de vervorming van de gehele silowand.

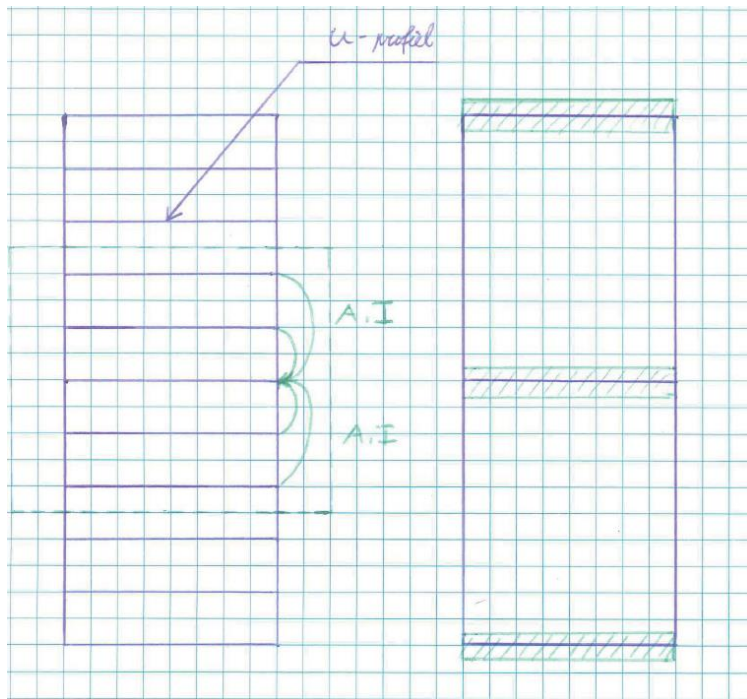


Figuur 23 Links de schuifpaneelwerking dat een veel grotere stijfheid heeft dan de stijfheid ten gevolge van de vierendeelwerking. In het groen is het vervormde wandelement geschetst.

De lasverbinding tussen het sandwichpaneel en de bracket is oneindig stijf. De afschuifstijfheid en de verbinding tussen het sandwichpaneel en de bracket worden gemodelleerd als een in serie geschakeld veersysteem, hierdoor heeft een oneindig stijve verbinding geen invloed op de stijfheid van het sandwichpaneel. De gelaste brackets zijn door middel van een boutverbinding verbonden met de kolom. Deze kolom is na het vastdraaien van de bouten gevuld met beton. Door het storten van beton in de stalen kolom is gatspeling uitgesloten. Bij belasting zal het plaatmateriaal om de boutverbinding in geringe mate elastisch vervormen, omdat de bout ook weerstand ondervindt van het beton dat in de kolom zit verwerkt. De boutverbinding tussen bracket en kolom is daarom gemodelleerd als een oneindig stijve verbinding. De afschuifstijfheid van de twee plaatdelen is de enige component die wordt meegenomen voor het berekenen van de stijfheid van een enkel wandelement van het GWS-systeem.

Het sandwichpaneel heeft een hoogte van 1236 millimeter en een breedte 2710 millimeter. Elk paneel heeft 6 koudgeformde U-profielen tussen de plaatdelen. Om de vierendeelwerking te verschuiven naar de horizontale liggers (eveneens u-profielen) wordt het oppervlak en het traagheidsmoment van de u-profielen (twee boven, twee onder) toegevoegd aan het oppervlak en het traagheidsmoment van de doorsnede van de U-profielen boven- en

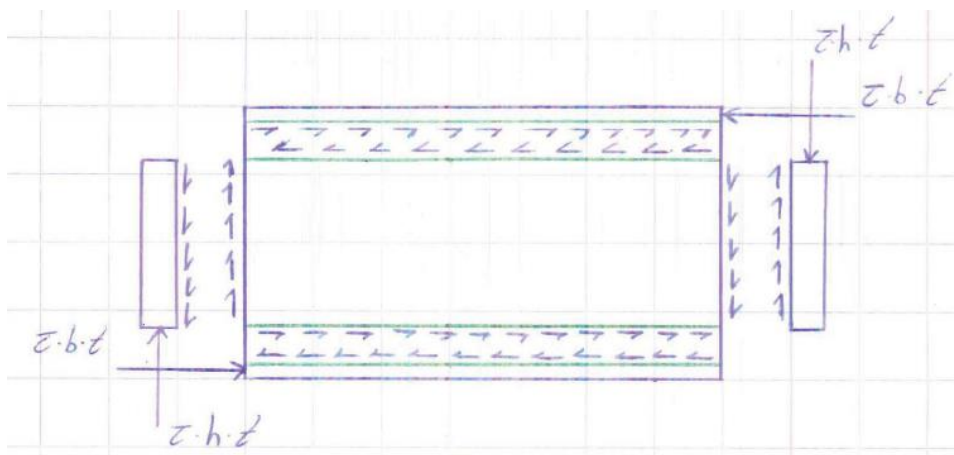
onderaan het sandwichpaneel. Voor twee sandwichpanelen is de verschuiving van de vierendeelwerking afgebeeld in Figuur 24.



Figuur 24 Oppervlakte en traagheidsmoment van de doorsnede van de koudgevormde U-profielen is toegevoegd aan de horizontale liggers aan de boven- en onderkant van een sandwichpaneel. In de figuur rechts is het model afgebeeld, waar de horizontale liggers een grotere doorsnede en een groter traagheidsmoment hebben.

5.2 De afschuifstijfheid van een wandelement

Voor het bepalen van de afschuifstijfheid van een sandwichpaneel is een soortgelijk model gebruikt als bij de bepaling van de afschuifstijfheid van een damwandplaat. Het verschil tussen de twee modellen is het ontbreken van een verbinding tussen de lange zijden van de sandwichpanelen bij het GWS-systeem. Door het ontbreken van deze verbinding is er aan de bovenkant en aan de onderkant van het sandwichpaneel een snede gemaakt om inzicht te krijgen in de schuifkrachten die werken in het paneel (zie Figuur 25). Vervolgens is de resultante van deze schuifkrachten berekend en is er een equivalente normaalkracht in de diagonaal gevonden zoals afgebeeld in Figuur 14.



Figuur 25 Plaatdeel van een sandwichpaneel waarbij boven- en onderin het plaatdeel een snede (groen) is gemaakt om inzicht te krijgen in de schuifkrachten. Aan de hand van de schuifkrachten is de resultante in verticale en horizontale richting berekend.

In Figuur 26 is de equivalente stijfheid van de diagonaal voor de afschuifstijfheid van één plaatdeel berekend.

Afschuifstijfheid van één plaatdeel

$$b := 2.71 : h := 1.236 : t := 2 \cdot 10^{-3} :$$

$$l_{diag} := \text{sqrt}(b^2 + h^2) :$$

$$u := 1 : \gamma := \frac{u}{h} : v := 0.35 :$$

$$E := 210 \cdot 10^9 : G := \frac{E}{2 \cdot (1 + v)} :$$

$$\tau := G \cdot \gamma : [\text{N/m}^2]$$

$$R_v := \tau \cdot h \cdot t :$$

$$R_h := \tau \cdot b \cdot t : [\text{N}]$$

$$N := \text{sqrt}(R_v^2 + R_h^2) :$$

$$u_{diag} := \frac{u \cdot b}{l_{diag}} : [\text{m}]$$

$$k_p := \frac{N}{u_{diag}} : [\text{N/m}]$$

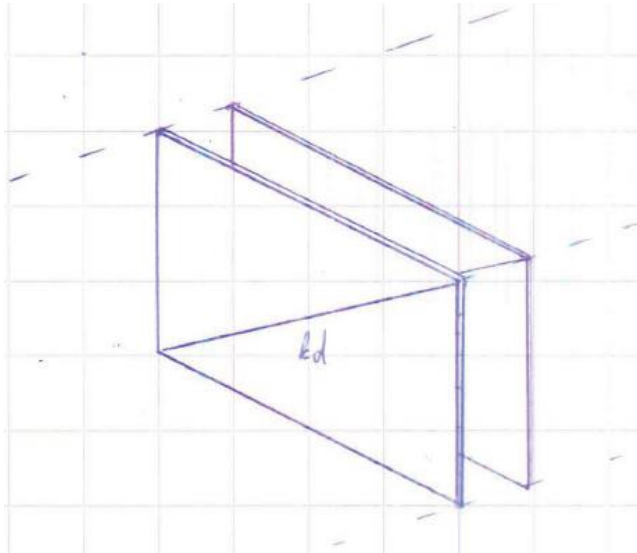
$$4.120114749 \cdot 10^8 \quad (1)$$

Figuur 26 Berekening van de equivalente stijfheid van de diagonaal voor de afschuifstijfheid van het één plaatdeel.

Er volgt een stijfheid van de diagonaal van $k_p = 4,12 \cdot 10^8 \text{ N/m}$.

5.3 Totale equivalente stijfheid van de diagonaal van een sandwichpaneel

Twee plaatdelen staan parallel geschakeld, zoals afgebeeld in Figuur 27.



Figuur 27 Twee plaatdelen zijn geschematiseerd als twee veren die parallel staan geschakeld. Bij een parallelschakeling kunnen de stijfheden rechtstreeks bij elkaar worden opgeteld.

Door twee plaatdelen te schematiseren als twee veren die parallel staan geschakeld is de totale equivalente stijfheid van de diagonaal van een sandwichpaneel

$$k_{tot} = k_p + k_p = 4,12 \cdot 10^8 + 4,12 \cdot 10^8 = 8,24 \cdot 10^8 \text{ N/m}$$

Vervolgens is het oppervlak van de doorsnede van de diagonaal berekend.

$$A = \frac{k_{tot} \cdot l_{diag}}{E} = \frac{8,24 \cdot 10^8 \cdot \sqrt{2,71^2 + 1,236^2}}{210 \cdot 10^9} = 0,012 \text{ m}^2$$

Onderstaande formule geeft de oppervlakte van de doorsnede van de diagonaal voor een sandwichpaneel van het GWS-systeem. De formule volgt uit het combineren van de formules in Figuur 26 en bovenstaande formules. Daarnaast is $G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$ gesubstitueerd.

$$A = \frac{t \cdot (b^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{(1 + \nu) \cdot b \cdot h}$$

6 Input van het MatrixFrame model

Voor de elementen van de silowand is in MatrixFrame de handmatige profielinvoer gebruikt, waarbij het oppervlakte van het profiel (A), de korte duur E-modulus en het traagheidsmoment (I) is ingevoerd. Het betreft een tweedimensionaal model. In bijlage 5 zijn de doorsnedegrootheden berekend van het PWS-systeem en is de schematisering van de profielen van de horizontale liggers in het model toegelicht.

6.1 Input voor het PWS-systeem

In Tabel 5 zijn de profielen van de kolommen in de onderconstructie weergegeven. Voor de invoergegevens van de elementen in de silowand zie Tabel 6

Tabel 5 Profielen van de elementen in de onderconstructie.

Constructieonderdeel	Staalsoort	Profiel
Trekdiagonalen onderconstructie	S355	Kokerprofiel* 80x8 mm
Kolom A en E (zie Figuur 7)	S355	HEA220
Kolommen B, C en D (zie Figuur 7)	S355	HEA240

*Voor een afbeelding van het kokerprofiel zie Tabel 1.

Tabel 6 Doorsnedegrootheden van de elementen in de silowand van een PWS-systeem.

	$E \left[\frac{kN}{m^2} \right]$	$A [m^2]$	$I [m^4]$
Kolom	$35,6 \cdot 10^6$	$A_c = 8,2512 \cdot 10^{-2}$ $A_s = 2,6607 \cdot 10^{-3}$ $A_{tot} = 8,5173 \cdot 10^{-2}$	$6,6639 \cdot 10^{-4}$
Horizontale liggers	$210 \cdot 10^6$	$3,375 \cdot 10^{-4}$	$5,1258 \cdot 10^{-7}$
Horizontale liggers onderregel	$210 \cdot 10^6$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	$5,3641 \cdot 10^{-6}$
Diagonalen	$210 \cdot 10^6$	$8,0159 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-4}$

De damwandplaten hebben een breedte van 2,69 meter terwijl in het model de breedte van een silocel 3 meter is. Om de diagonaal in het model dezelfde richting en lengte te geven als de diagonaal met de equivalente stijfheid van een damwandplaat zoals berekend in hoofdstuk 4 zijn er stijve verbindingen van 0,155 meter lengte toegevoegd tussen de kolom en diagonaal van elk vakwerk. De stijve elementen hebben een profiel van 50 keer de oppervlakte en 50 keer het traagheidsmoment van de horizontale liggers. Voor de invloed van de stijve verbinding op de krachtswerking in de diagonaal en de knoopverplaatsing van het raamwerk zie bijlage 7.

6.2 Input voor het GWS-systeem

De profielen in de onderconstructie van het GWS-systeem zijn gelijk aan de profielen in de onderconstructie van het PWS-systeem (zie Tabel 5). Voor de berekening van de doorsnede grootheden van de elementen in de silowand van het GWS-systeem zie bijlage 6.

Bij het GWS-systeem is eveneens de handmatige profielinvoer gebruikt voor het invoeren van de profielen in MatrixFrame van de constructie elementen in de silowand. De invoergegevens zijn weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7 Doorsnede grootheden van de elementen van het GWS-systeem voor de handmatige profiel invoer in MatrixFrame.

	$E \left[\frac{kN}{m^2} \right]$	$A [m^2]$	$I [m^4]$
Kolom	$35,6 \cdot 10^6$	$A_c = 7,0713 \cdot 10^{-2}$ $A_s = 2,4607 \cdot 10^{-3}$ $A_{tot} = 7,3173 \cdot 10^{-2}$	$4,9082 \cdot 10^{-4}$
Horizontale liggers	$210 \cdot 10^6$	$3,15 \cdot 10^{-3}$	$1,1404 \cdot 10^{-6}$
Diagonalen	$210 \cdot 10^6$	0,012	$1 \cdot 10^{-4}$

De sandwichpanelen hebben een breedte van 2,71 meter, de silocellen hebben echter een breedte van 3 meter. Daarom zijn er in dit model ook stijve verbindingen toegevoegd voor de verbinding tussen de diagonaal en de kolom. De stijve verbindingen hebben 50 keer het traagheidsmoment en 50 keer het oppervlak van de horizontale liggers bovenaan het sandwichpaneel. Door het invoegen van deze stijve verbindingen correspondeert de richting van de diagonaal met de richting waarvoor de stijfheid berekend is in hoofdstuk 5.

Het aantal sandwichpanelen per silowand ($B \times H = 3 \times 18$ meter) van het GWS-systeem is gelijk aan n .

$$n = \frac{18000}{1236} = 14,56 \text{ panelen}$$

Gezien de stijfheid van de sandwichpanelen in het model alleen is berekend aan de hand van de afschuiving van de plaalementen is de afschuifstijfheid voor een paneel met een hoogte van 563 millimeter berekend (zie Figuur 28).

```

restart;
Stijfheid van de GWS
Afschuifstijfheid van één plaatdeel
b := 2.71 : h := 0.563 : t := 2 · 10-3 :
ldiag := sqrt(b2 + h2) :
u := 1 : γ :=  $\frac{u}{h}$  : ν := 0.35 :
E := 210 · 109 : G :=  $\frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$  :
τ := G · γ : [N/m2]
Rv := τ · h · t :
Rh := τ · b · t : [N]
N := sqrt(Rv2 + Rh2) :
udiag :=  $\frac{u \cdot b}{ldiag}$  : [m]
kp :=  $\frac{N}{udiag}$  : [N/m]

```

$$7.810830519 \cdot 10^8 \quad (1)$$

Een sandwichpaneel bestaat uit twee plaatdelen die parallel staan geschakeld

```

n_plaat := 2 :
k_tot := n_plaat · kp, [N/m]

```

$$1.562166104 \cdot 10^9 \quad (2)$$

```

A :=  $\frac{k_{tot} \cdot l_{diag}}{E}$ ; [m2]

```

$$0.02058982249 \quad (3)$$

Figuur 28 Berekening van de stijfheid van een sandwichpaneel van 563 meter hoog. Ook is de oppervlakte van de diagonaal met een equivalente stijfheid berekend.

Uit bovenstaande figuur volgt een voor het oppervlak van de diagonaal met equivalente stijfheid

$$A_{diag} = 0,021 \text{ m}^2$$

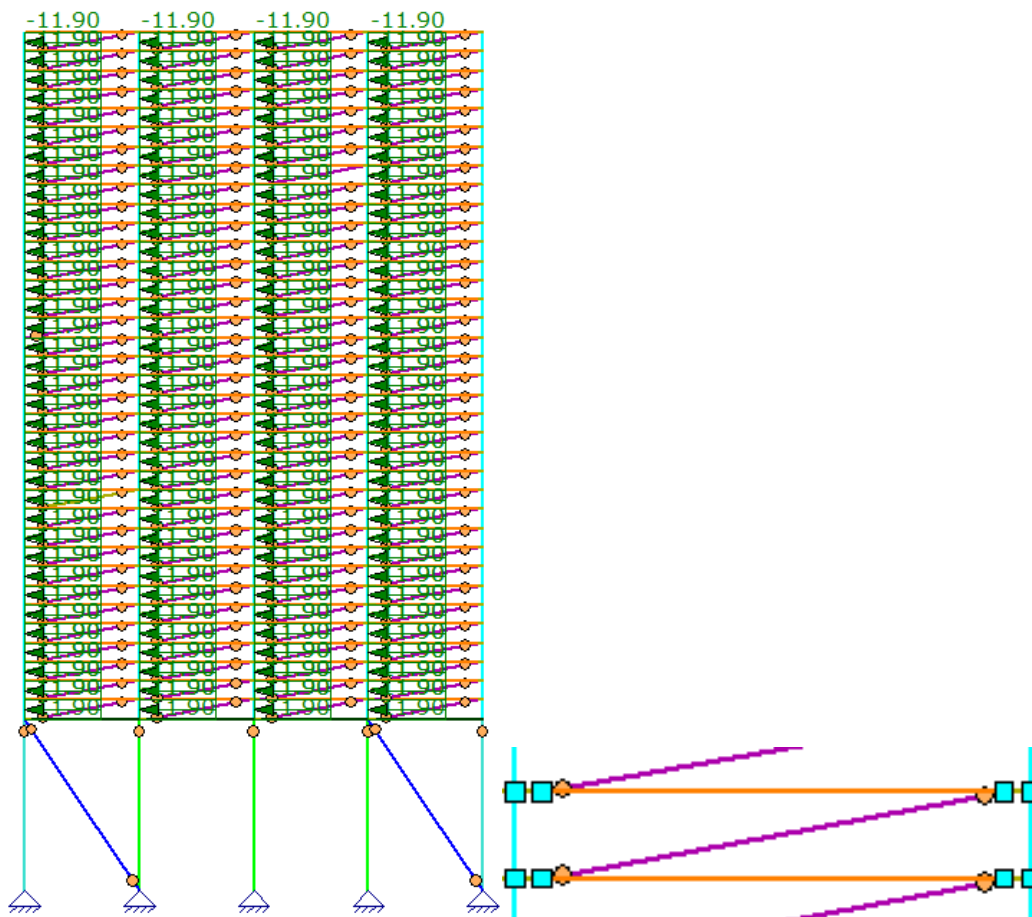
7 MatrixFrame berekening silowand met stijfheid

In hoofdstuk 7 is de profielwandsilo gemodelleerd in MatrixFrame met de inputgegevens zoals gespecificeerd in hoofdstuk 6. Vervolgens is het ook het GWS-systeem doorgerekend. Uit de berekening volgen de oplegreacties van de constructie en de knoopverplaatsingen van de ligger in de onderregel van de silowand. Voor beide systemen is eerst de invloed van de buigstijfheid van de wandelementen in de silowand onderzocht. Aan de hand van de resultaten is het model met een oneindig stijve silowand (zie Figuur 7) vergeleken met de modellen waarbij aan de silowand een stijfheid is toegekend. De afmetingen van de modulaire silo's die zijn beschouwd in dit hoofdstuk zijn vermeld in paragraaf 3.1.

7.1 Het Berekening van het PWS-systeem

7.1.1 Invloed van de buigstijfheid

Voor de berekening van de belasting op de siloconstructie zie bijlage 2. De invloed van de buigstijfheid moet een minimale rol spelen wil het model corresponderen met de werkelijkheid. In werkelijkheid zijn de wandelementen namelijk geen vakwerken met een diagonaal maar plaatelementen die de kolommen in de bovenconstructie zijdelings ondersteunen. Het mechanica-model en het model van de damwandplaat is afgebeeld in Figuur 29.



Figuur 29 Tweedimensionaal MatrixFrame model van het PWS-systeem met een horizontale verdeelde last 11,9 kN/m ten gevolge van een aardbeving, waarbij de silowand bestaat uit 4 silocellen met elk 36 damwandplaten (links). Rechts is het model van één damwandplaat uitvergroet. De ronde knopen zijn scharnieren en de vierkante knooppunten zijn momentvast verbindingen.

De invloed van de buigstijfheid van de wandelementen is gecontroleerd door eerst een MatrixFrame berekening uit te voeren met de berekende profielen zoals weergegeven in

Tabel 6. Vervolgens is bij de volgende berekening het traagheidsmoment van de elementen in de silowand verdubbeld. De verkregen oplegreacties zijn weergegeven in Tabel 8.

Tabel 8 Vergelijking van de oplegreacties verkregen uit de MatrixFrame berekening met correcte profielen en de oplegreacties verkregen uit de berekening waarbij alle elementen in de silowand een dubbel zo groot traagheidsmoment hebben.

Oplegreactie	PWS-systeem met stijfheid [kN]	PWS-systeem met stijfheid en dubbele I [kN]	Verschil [kN]	Percentage
A_v	-1273,6	-1186,1	87,5	6,9%
B_v	+378,2	+378,8	0,6	0,2%
C_v	-46,5	+90,2	136,7	*
D_v	-402,6	-428,1	25,5	6,3%
E_v	+1144,6	+1145,2	0,6	0,1%
A_h	0	0	0	0
B_h	+468,6	+436,4	32,2	6,9%
C_h	0	0	0	0
D_h	0	0	0	0
E_h	+388,2	+420,4	32,2	8,3%

*Waarde voor C_v verkregen uit MatrixFrame ligt erg dicht bij 0, hierdoor is de percentuele afwijking zeer hoog en is deze niet meegenomen.

Uit Tabel 8 volgt dat bij een verdubbeling van de buigstijfheid (EI) van de elementen in de silowand de afwijking in de oplegreacties onder de 10 procent blijft. De fout in de buigstijfheid is een factor 2, dit resulteert in een foutmarge in de oplegreacties van minder dan 10 procent. Hieruit is te concluderen dat de invloed van de buigstijfheid van de elementen in de gemodelleerde silowand op de krachtswerking in de onderconstructie is te verwaarlozen. De vierendeelwerking gerelateerd aan de buigstijfheid speelt een ondergeschikte rol in het model van de silowand van het PWS-systeem.

7.1.2 Invloed van de stijfheid van de silowand op de oplegreacties

De invloed van de stijfheid van de silowand op de oplegreacties is onderzocht door voor een gelijke horizontale verdeelde belasting de oplegreacties van de siloconstructie met een oneindig stijve silowand (zie Figuur 7) te vergelijken met de oplegreacties van de siloconstructie met een stijve silowand (zie Figuur 29). De resultaten zijn weergegeven in Tabel 9.

Tabel 9 Vergelijking van de oplegreacties van een siloconstructie met een oneindig stijve silowand en de oplegreacties van een siloconstructie met een berekende stijfheid. De positieve x-richting is naar rechts en de positieve z-richting naar beneden.

Oplegreactie	PWS-systeem met stijfheid [kN]	PWS-systeem oneindig stijf [kN]	Richting komt overeen	Vershil [kN]	Percentage
A_v	-1273,6	-799,4	Ja	472,2	59%
B_v	+378,2	-57,1	Nee	435,3	*
C_v	-46,5	-273	Ja	226,5	83,0%
D_v	-402,6	+59,3	Nee	461,9	*
E_v	+1144,6	+1070,2	Ja	74,4	7,0%
A_h	0	0	-	0	0
B_h	+468,6	+367,3	Ja	101,3	27,6%
C_h	0	0	-	0	0
D_h	0	0	-	0	0
E_h	+388,2	+489,5	Ja	101,3	20,7%

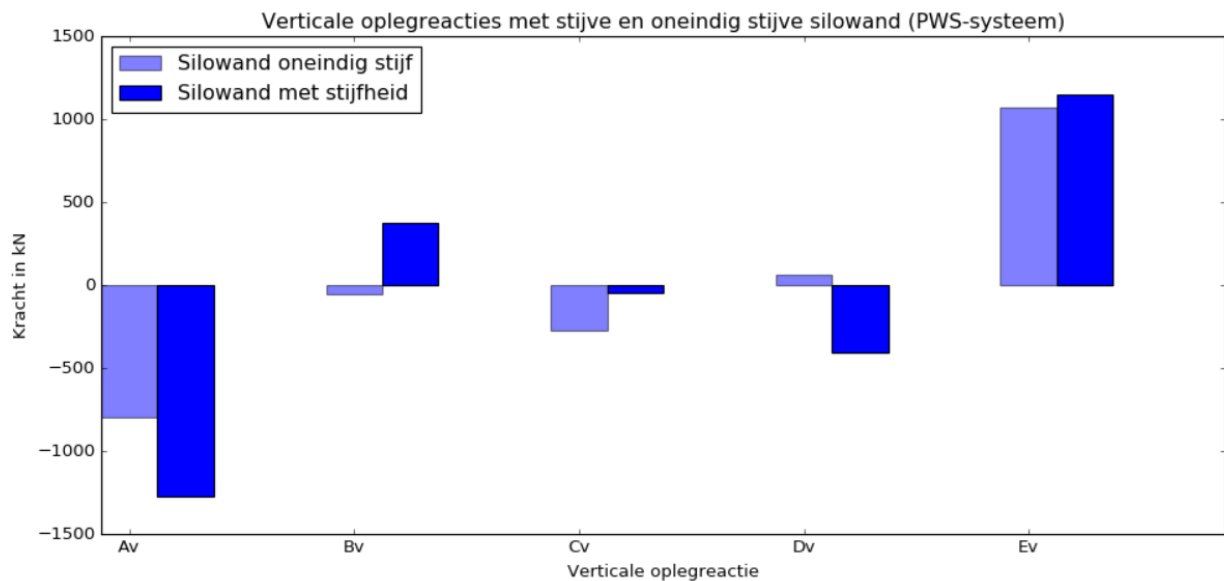
*Waarde verkregen uit MatrixFrame ligt erg dicht bij 0, hierdoor is de percentuele afwijking zeer hoog en is deze niet meegenomen.

Uit Tabel 9 volgt dat de oplegreacties per model sterk verschillen. Opvallend bij het toekennen van de berekende stijfheid aan de silowand oplegreactie C_v 226,5 kN in absolute waarde daalt. De oplegreacties van de buitenste kolommen A_v en E_v zijn door het toekennen van de berekende stijfheid aan de silowand toegenomen in absolute grootte. De percentuele afwijking is relatief klein vergeleken met de afwijkingen van de oplegreacties onder kolom C. De percentuele afwijking van de verticale oplegreacties van B_v en D_v is zeer hoog, ook komt de richting van deze oplegreacties niet overeen tussen beide modellen. Oplegreacties B_v en D_v zijn ook sterk toegenomen in absolute grote. De verschillen tussen de oplegreacties zijn afgebeeld in Figuur 30.

De horizontale oplegreactie B_h is toegenomen in grootte. De linker trekdiagonaal in de onderconstructie neemt dus meer horizontale belasting op bij een silowand met een berekende stijfheid dan bij een oneindig stijve silowand. Het tegenovergestelde geldt voor oplegreactie E_h , deze oplegreactie is afgenomen in grootte. De rechter trekdiagonaal in de onderconstructie neemt minder horizontale belasting op bij het toekennen van de berekende stijfheid aan de silowand. Voor beide horizontale oplegreacties ontstaan verschillen van meer dan 20%. Bij de oneindig stijve silowand is oplegreactie E_v de grootste met een waarde van +1070,2 kN. Wanneer er een stijfheid aan de silowand wordt toegekend wordt oplegreactie A_v de grootste, met een waarde van -1273,6 kN. Door het vergelijken van deze oplegreacties is geconcludeerd dat de grootste oplegreactie 19% in absolute waarde toeneemt.

Kortom, de wandstijfheid heeft wel degelijk invloed op de grootte van de oplegreacties. Daarnaast geldt voor B_v en D_v dat de wandstijfheid ook invloed heeft op de richting van de oplegreacties. Ook neemt de linker trekdiagonaal in de onderconstructie meer horizontale

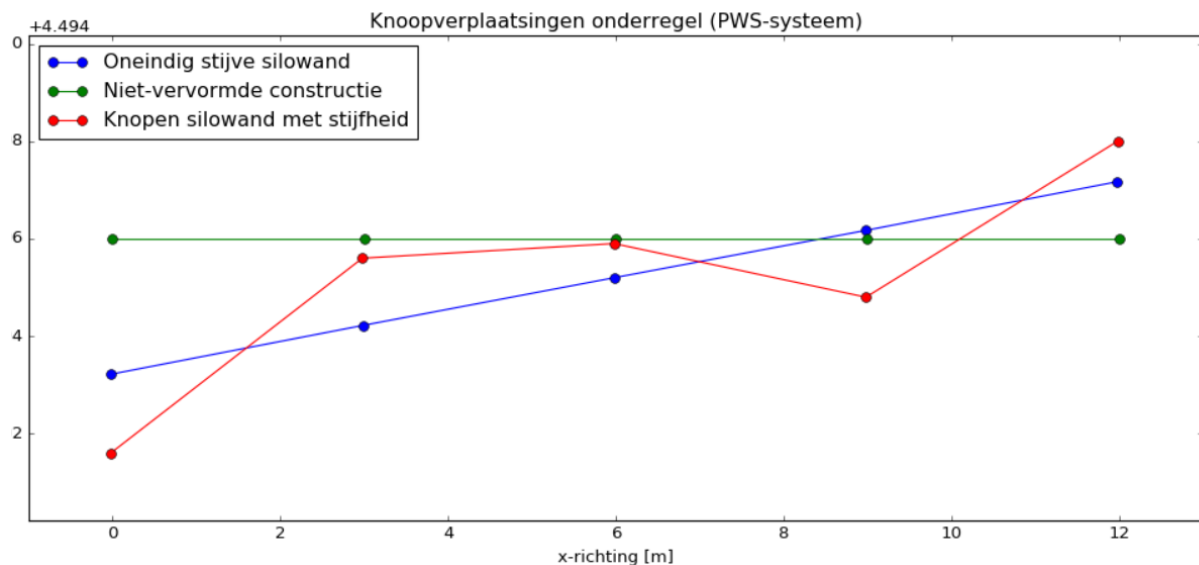
belasting op bij een stijve silowand dan bij een oneindig stijve silowand. Het omgekeerde geldt voor de rechter trekdiagonaal in de onderconstructie.



Figuur 30 Staafdiagram met de grootte van de oplegreactie op de y-as en de oplegging op de x-as.

7.1.3 Invloed van de stijfheid van de silowand op het vervormingsgedrag

Voor het onderzoeken van het vervormingsgedrag is er gekeken naar de knoopverplaatsingen van de onderste regel van de silowand bij een silo met een oneindig stijve silowand en een silo waarbij aan de silowand een stijfheid is toegekend. In Figuur 34 zijn de knoopverplaatsingen voor beide modellen afgebeeld.



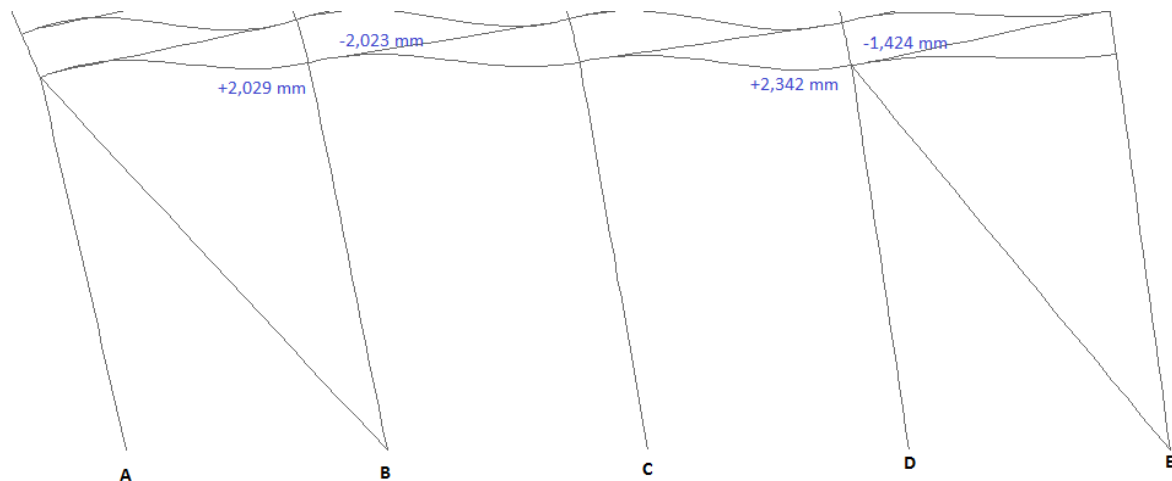
Figuur 31 Knoopverplaatsingen van de knopen in de onderregel van de bovenconstructie voor een oneindig stijve silowand en een silowand met de berekende stijfheid.

Uit bovenstaand figuur volgt dat bij het toekennen van een stijfheid aan de silowand de verplaatste knopen niet meer op één rechte lijn liggen zoals bij de oneindig stijve silowand het geval is. Aan de knoopverplaatsingen is te zien dat de onderregel van de silowand welft, er is een duidelijke S-vorm te herkennen. Bij het model met een oneindig stijve silowand geldt de

hypothese van Bernoulli. Volgens de hypothese van Bernoulli blijven vlakke doorsneden vlak en staan deze zowel voor als na de vervorming loodrecht op de vezelrichting. Het resultaat hiervan is dat de ligger in de vervormde toestand nog steeds recht is. Dit is het geval bij een oneindig stijve silowand, dit geldt echter niet meer bij de silowand met een stijfheid.

Kortom, de hypothese van Bernoulli geldt niet voor een siloconstructie waarbij er een stijfheid is toegekend aan de silowand, terwijl dit met een oneindig stijve silowand wel het geval is.

In Figuur 32 zijn de staafvervormingen afgebeeld behorend bij de knoopverplaatsingen in Figuur 31. De vervorming van de gehele constructie is te vinden in bijlage 8.



Figuur 32 Staafvervorming bij het PWS-systeem met een silowand met stijfheid, de extreme doorbuigingen van de staven in de onderregel van de silowand zijn weergegeven in de figuur. De maximale doorbuiging van de staven is groter dan 2 millimeter.

7.1.4 Stabiliteitsverbanden vervangen door een roloplegging

In deze paragraaf zijn de stabiliteitsverbanden vervangen door een roloplegging, zoals afgebeeld in Figuur 9. Het verschil is dat hier een stijfheid is toegekend aan de silowand. De oplegreacties verkregen uit het MatrixFrame model zijn vergeleken met de oplegreacties ten gevolge van de opname van het moment verkregen uit de handberekening.

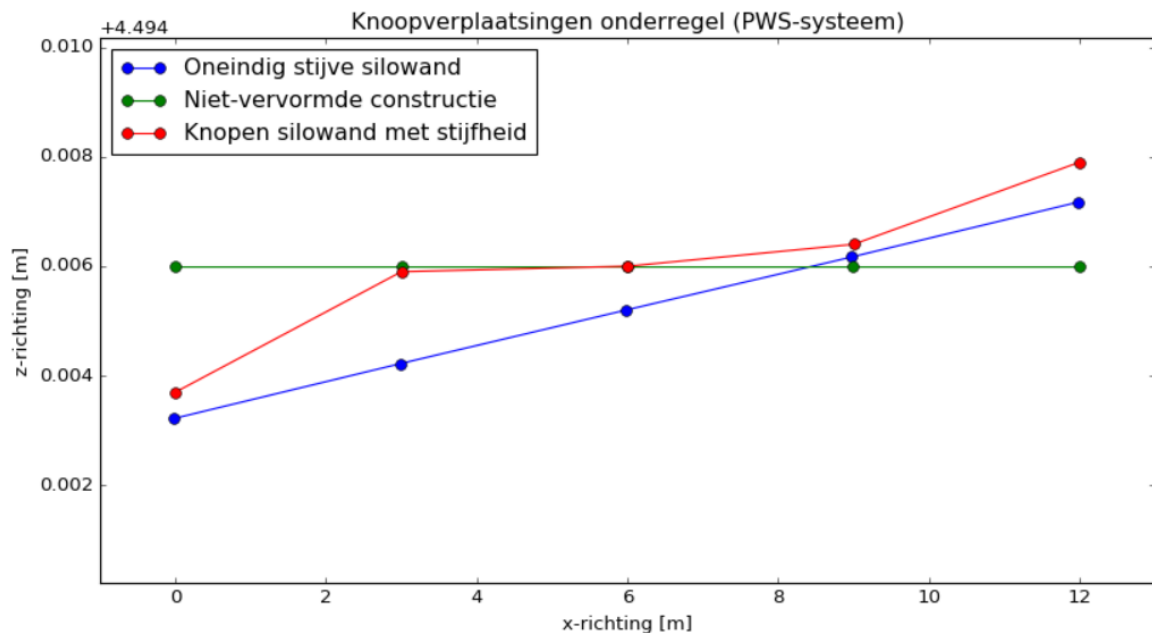
Tabel 10 Verticale oplegreacties verkregen uit de handberekening worden vergeleken met de verticale oplegreacties verkregen uit MatrixFrame. Bij het model in MatrixFrame zijn de stabiliteitsverbanden vervangen door een roloplegging.

Oplegreactie	Handberekening [kN]	MatrixFrame [kN]	Richting komt overeen	Afwijking
A_v	-512,4	-647,6	Ja	26,4%
B_v	-256,2	-47,5	Ja	81,5%
C_v	0	17,0	-	*
D_v	+256,2	+137	Ja	46,5%
E_v	+512,4	+541,1	Ja	5,6%

*Waarde ligt erg dicht bij 0, wat resulteert in zeer grote percentuele afwijking.

Uit Tabel 10 volgt dat door het toekennen van een stijfheid aan de silowand de grootste oplegreactie A_v 26,4% in absolute waarde toeneemt, ten opzichte van de oplegreactie verkregen uit de handberekening. Daarnaast vertonen de andere verticale oplegreacties ook erg grote verschillen. Opvallend is dat de verticale oplegreactie C_v bij de MatrixFrame berekening ongelijk is aan 0. De oplegreactie met de kleinste afwijking is oplegreactie E_v , deze neemt 5,6% toe in grootte.

Vervolgens is er gekeken naar de knoopverplaatsingen van de knooppunten in de onderregel van de silowand.



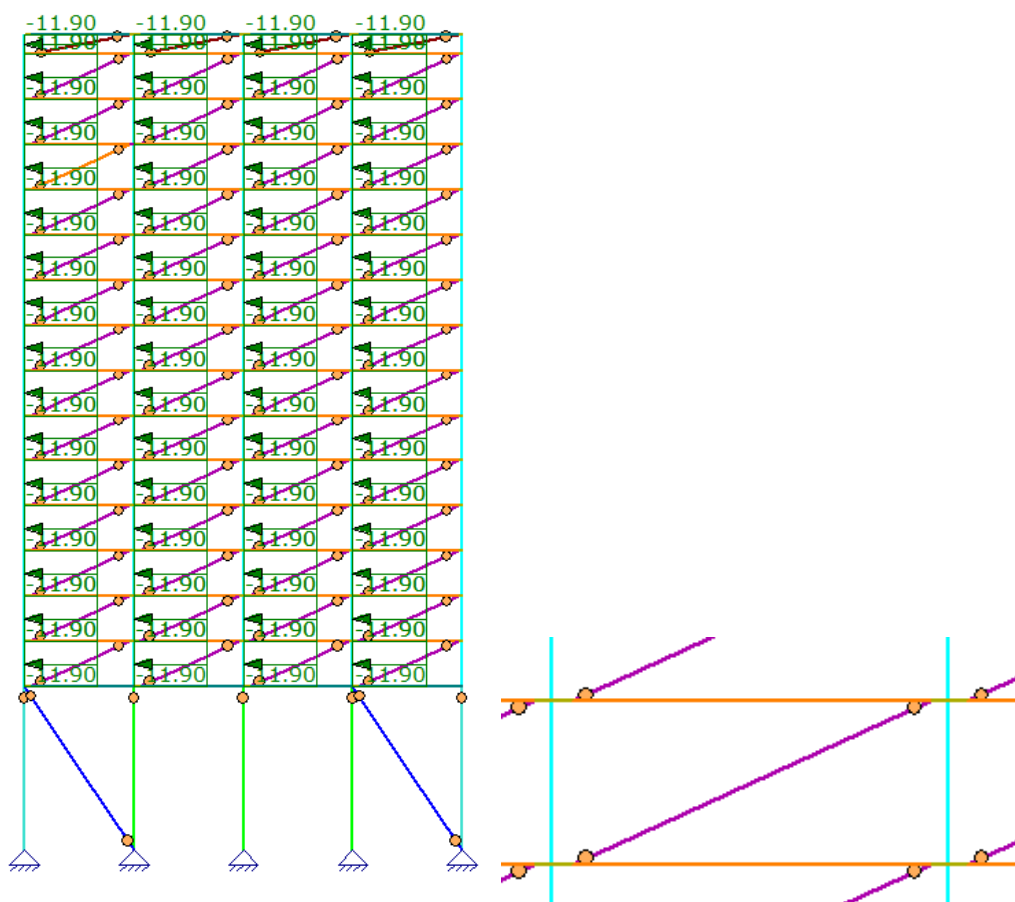
Figuur 33 Verplaatsingen van de knopen in de onderregel van de silowand waarbij de stabiliteitsverbanden in de onderconstructie zijn vervangen door een roloplegging die de horizontale vrijheidsgraad van het punt linksonder in de silowand wegneemt.

Uit Figuur 33 volgt dat door het vervangen van de stabiliteitsverbanden door een roloplegging de ligger in de onderregel roteert om het punt midden onderin de silowand. De knopen liggen nadat de vervorming is opgetreden niet op een rechte lijn, wat bij een oneindig stijve silowand wel het geval is.

7.2 Berekening van het GWS-systeem

7.2.1 Invloed van de buigstijfheid

Het mechanica-model van het GWS-systeem met belasting is afgebeeld in Figuur 34. Het PWS-systeem in Figuur 29 heeft dezelfde buitenafmetingen als onderstaand model, daarnaast is de horizontale belasting gelijk voor beide modellen. De verschillen met het PWS-systeem zitten in de stijfheid van de diagonalen, die gebaseerd zijn op de afschuifstijfheid van een sandwichpaneel en in de profielen die andere doorsnedegrootheden hebben. Daarnaast hebben de sandwichpanelen in het GWS-systeem een andere vorm dan de damwandplaten in het PWS-systeem.



Figuur 34 Tweedimensionaal MatrixFrame model van het GWS-systeem met de horizontaal verdeelde belasting ten gevolge van een aardbeving (links). Rechts is het model van één sandwichpaneel afgebeeld, de verschillende kleuren maken onderscheid tussen de verschillende profielen die zijn gebruikt.

Allereerst is de invloed van de buigstijfheid gecontroleerd door de oplegreacties te vergelijken voor het model met de profielen zoals weergegeven in Tabel 7 en het model waarbij aan de elementen in de silowand een dubbel zo groot traagheidsmoment is toegekend. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 11.

Tabel 11 Vergelijking van de oplegreacties van het GWS-systeem met correcte profielen en het model waarbij het traagheidsmoment van de elementen in de silowand is verdubbeld.

Oplegreactie	GWS-systeem met stijfheid [kN]	GWS-systeem met stijfheid en dubbele I [kN]	Vershil [kN]	Percentage
A_v	-994,7	-990,8	3,9	0,4%
B_v	+228,9	+221,2	7,7	3,4%
C_v	-140,2	-141,6	1,4	1,0%
D_v	-235,7	-225,5	10,2	4,3%
E_v	+1141,7	+1136,7	5	0,4%
A_h	0	0	0	0
B_h	+394,5	+395,4	0,9	0,2%
C_h	0	0	0	0
D_h	0	0	0	0
E_h	+455,9	+455,1	0,8	0,2%

De invloed van de buigstijfheid op de oplegreacties is zeer beperkt. Bij het verdubbelen van de buigstijfheid van de elementen in de silowand blijft de percentuele fout voor alle oplegreacties onder de 5%. Hieruit is te concluderen dat de buigstijfheid een ondergeschikte rol speelt in het model van de silowand zoals weergegeven in Figuur 34. De invloed van de buigstijfheid van de elementen in de silowand is te verwaarlozen voor het bepalen van de krachtswerking in de onderconstructie van het GWS-systeem.

7.2.2 Invloed van de stijfheid van de silowand op de oplegreacties

Het bepalen van de invloed van de wandstijfheid op de oplegreacties is op dezelfde manier gedaan als bij het PWS-systeem (zie paragraaf 7.1.2).

Tabel 12 Vergelijking van de oplegreacties van het GWS-systeem met een silowand met de berekende stijfheid en het GWS-systeem met een oneindig stijve silowand.

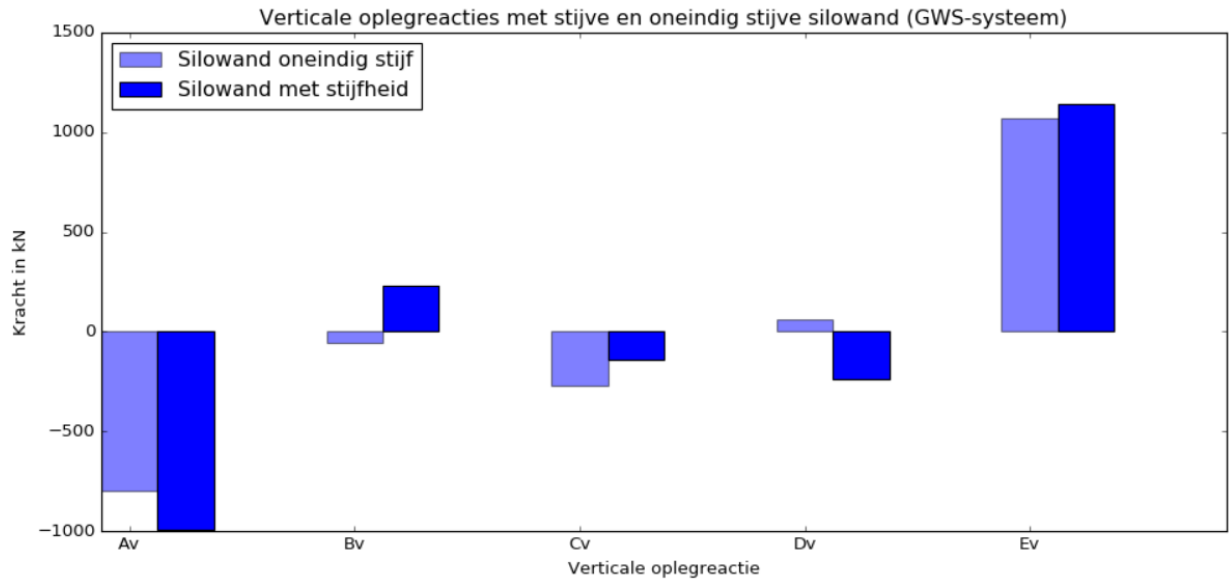
Oplegreactie	GWS-systeem met stijfheid [kN]	GWS-systeem oneindig stijf [kN]	Richting komt overeen	Verskil [kN]	Percentage
A_v	-994,7	-799,4	Ja	195,3	24,4%
B_v	+228,9	-57,1	Nee	286	*
C_v	-140,2	-273	Ja	132,8	48,6%
D_v	-235,7	+59,3	Nee	295	*
E_v	+1141,7	+1070,2	Ja	71,5	6,7%
A_h	0	0	-	0	0
B_h	+394,5	+367,3	Ja	27,2	7,4%
C_h	0	0	-	0	0
D_h	0	0	-	0	0
E_h	+455,9	+489,5	Ja	33,6	6,9%

*Waarde verkregen uit MatrixFrame ligt erg dicht bij 0, hierdoor is de percentuele afwijking zeer hoog en is deze niet meegenomen.

Uit Tabel 12 is op te maken dat ook voor het GWS-systeem de stijfheid van de silowand invloed heeft op de oplegreacties. Zo zijn bij oplegreacties B_v en D_v zeer grote percentuele verschillen, omdat de oplegreactie bij een oneindig stijve silowand dicht bij 0 ligt. Hier is tevens de richting van de oplegreactie in een andere richting dan bij het GWS-systeem met een oneindig stijve silowand. Bij het model met de stijve silowand werkt oplegreactie B_v in positieve z-richting (naar beneden) terwijl bij een oneindig stijve silowand de oplegreactie in negatieve z-richting werkt (naar boven). Voor oplegreactie D_v geldt dat bij de stijve silowand de oplegreactie in negatieve z-richting werkt (naar beneden) terwijl bij de oneindig stijve silowand deze oplegreactie in de positieve z-richting (naar boven) is gericht. Door het toekennen van stijfheid aan de silowand ontstaan wordt de grootste oplegreactie E_v 6,7% groter.

Daarnaast is te zien dat bij het toekennen van de stijfheid aan de silowand de oplegreactie C_v onder de centrale kolom in absolute grote afneemt en de oplegreacties onder de buitenste kolommen (A_v en E_v) nemen in absolute grootte toe (zie Figuur 35).

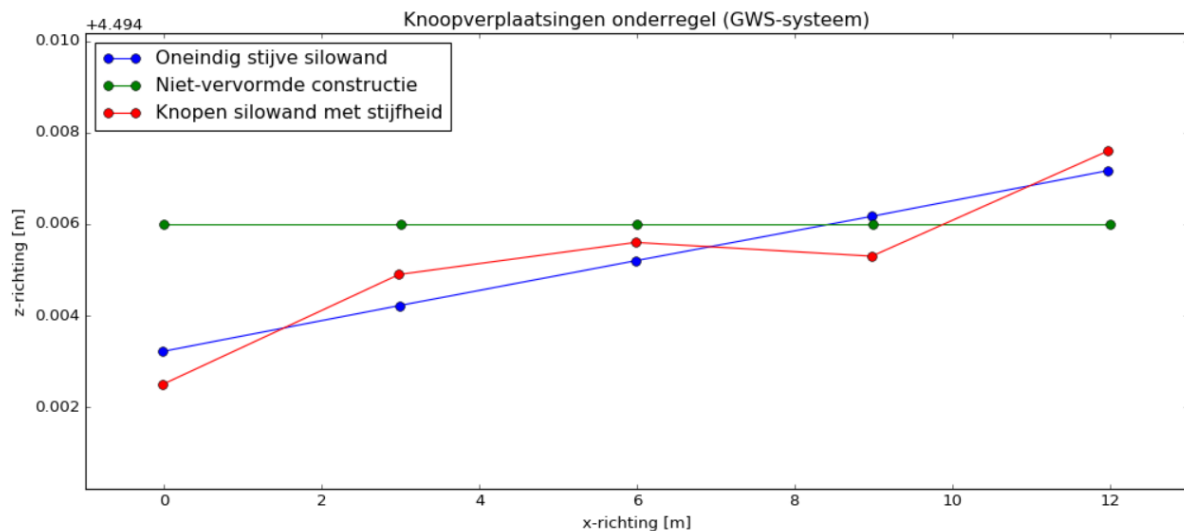
Uit het verschil tussen de horizontale oplegreacties tussen beide modellen kan worden opgemaakt dat de linker trekdiagonaal in de onderconstructie meer horizontale belasting opneemt met een stijve silowand dan met een oneindig stijve silowand. Ook is te concluderen dat de rechter trekdiagonaal in de onderconstructie juist minder horizontale belasting opneemt bij het toekennen van de berekende stijfheid aan de silowand.



Figuur 35 Staafdiagram waar de grootte van de oplegreacties is uitgezet per oplegreactie bij een stijve silowand en bij een oneindig stijve silowand.

7.2.3 Invloed van de wandstijfheid op het vervormingsgedrag

Voor het GWS-systeem zijn eveneens de knoopverplaatsingen van de ligger in de onderregel van de silowand afgebeeld (zie Figuur 36).

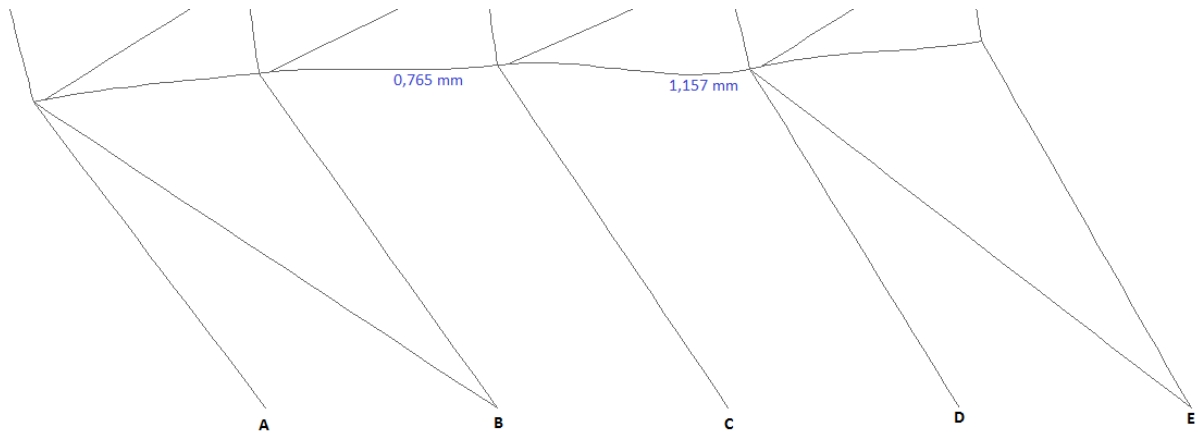


Figuur 36 Knoopverplaatsingen van de onderregel van de silowand voor een GWS-systeem met een oneindig stijve silowand en een GWS-systeem met een silowand waaraan een stijfheid is toegekend.

Net zoals bij het PWS-systeem is er bij het GWS-systeem een S-vorm te herkennen in de vervorming van de knooppunten, de onderregel welft. Ook hier vervormt de ligger onderregel niet volgens de hypothese van Bernoulli, de verplaatste knopen liggen niet op een rechte lijn.

Bij het toekennen van een stijfheid aan de silowand van een GWS-systeem geldt dat de onderregel niet vervormt volgens de hypothese van Bernoulli, bij een oneindig stijve silowand is dit wel het geval.

In Figuur 37 is de staafdoorbuiging afgebeeld die correspondeert met de knoopverplaatsingen afgebeeld in Figuur 36.



Figuur 37 Extreme doorbuigingen van de staven in de onderregel. De horizontale liggers tussen kolommen A en B en tussen kolommen D en E hebben geen extreme doorbuiging.

De maximale staafdoorbuiging is groter dan 1 millimeter. Er zijn twee staven die geen extreme doorbuiging hebben tussen de knooppunten. De vervorming van de gehele gladwandsilo is afgebeeld in bijlage 8.

7.2.4 Stabiliteitsverbanden vervangen door een roloplegging

In deze paragraaf zijn de stabiliteitsverbanden in de onderconstructie van een GWS-systeem vervangen door een roloplegging, zoals afgebeeld in Figuur 9. Het verschil is dat hier een stijfheid is toegekend aan de silowand. De oplegreacties verkregen uit het MatrixFrame model zijn vergeleken met de oplegreacties ten gevolge van de opname van het moment verkregen uit de handberekening.

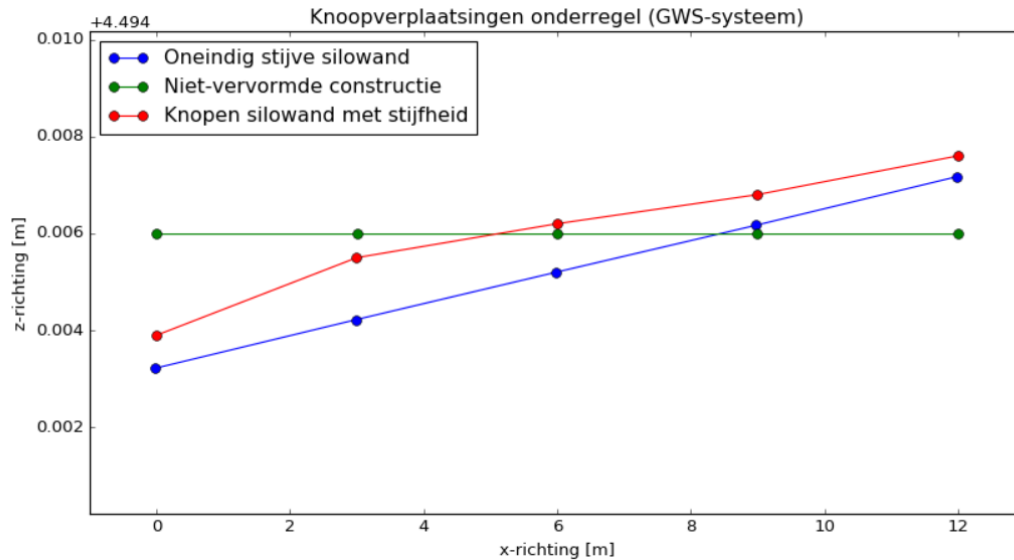
Tabel 13 Verticale oplegreacties verkregen uit de handberekening worden vergeleken met de verticale oplegreacties verkregen uit MatrixFrame. Bij het model in MatrixFrame zijn de stabiliteitsverbanden vervangen door een roloplegging.

Oplegreactie	Handberekening [kN]	MatrixFrame [kN]	Richting komt overeen	Afwijking
A_v	-512,4	-616,7	Ja	20,4%
B_v	-256,2	-157,7	Ja	38,4%
C_v	0	60,6	-	*
D_v	+256,2	+256,9	Ja	0,27%
E_v	+512,4	+457	Ja	10,8%

*Waarde ligt erg dicht bij 0, wat resulteert in zeer grote percentuele afwijking.

Uit Tabel 13 volgt dat door het toekennen van een stijfheid aan de silowand de grootste oplegreactie A_v 20,4% in absolute waarde toeneemt, ten opzichte van de oplegreactie verkregen uit de handberekening. Daarnaast vertonen verticale oplegreacties C_v en B_v , ook erg grote verschillen. Opvallend is dat de verticale oplegreactie C_v bij de MatrixFrame berekening ongelijk is aan 0. De oplegreactie met de kleinste afwijking is oplegreactie D_v , deze neemt 0,27% toe in grootte.

Vervolgens is er gekeken naar de verplaatsingen van de knopen in de onderregel van de silowand.



Figuur 38 Verplaatsingen van de knopen in de onderregel van de silowand van een GWS-systeem. Bij het model van het GWS-systeem met een stijve silowand zijn de stabiliteitsverbanden vervangen door een roloplegging.

Opvallend is dat bij het GWS-systeem met een stijve silowand door het invoegen van een roloplegging de knoopverplaatsingen een rechte lijn beter benaderen dan wanneer het model met stabiliteitsverbanden wordt doorgerekend (zie Figuur 36 en Figuur 38). Daarnaast lijkt het erop dat de silowand niet roteert om het punt midden onderin de silowand, dit punt heeft namelijk een verticale verplaatsing.

8. Conclusies en aanbevelingen

Het doel van dit onderzoek is het bepalen van de invloed van de wandstijfheid van zowel een profielwandsilo als een gladwandsilo op de oplegreacties en op de knoopverplaatsingen van de onderregel van de silowand ten gevolge van een horizontale last. Aan de hand van de onderzoeksresultaten in hoofdstuk 7 zijn er conclusies getrokken die hier apart worden besproken voor een profielwandsilo en een gladwandsilo.

8.1 Algemene conclusies

- Door het toekennen van een stijfheid aan de silowand liggen verplaatste knopen van de ligger in de onderregel van de silowand niet op een rechte lijn, de ligger welft. Bij een oneindig stijve silowand liggen de verplaatste knopen op een rechte lijn (hypothese van Bernoulli).
- Een aanpassing in de handberekening uit de praktijk (zie blz. 13) resulteert in verschillen van minder dan 10 procent tussen de verticale oplegreacties verkregen uit MatrixFrame en de oplegreacties verkregen uit de handberekening.

8.2 Conclusies voor een profielwandsilo

- Bij het toekennen van een stijfheid aan de silowand van de profielwandsilo wordt de absolute waarde van de grootste oplegreactie 19% groter.
- De wandelementen van de profielwandsilo bestaan uit damwandplaten die als vakwerk met één diagonaal worden geschematiseerd. Hierbij kan voor het berekenen van het oppervlak van de doorsnede van een diagonaal met een equivalente stijfheid van een damwandplaat onderstaande formule worden gehanteerd:

$$A = \frac{21 \cdot t \cdot (b^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{8 \cdot b^2 + 42 \cdot (1 + \nu) \cdot b \cdot h}$$

Met $b = \text{breedte damwandplaat [m]}$
 $h = \text{hoogte damwandplaat [m]}$
 $\nu = \text{poisson ratio staal} = 0,35$
 $t = \text{dikte damwandplaat [m]}$
 $A = \text{oppervlakte doorsnede diagonaal [m}^2\text{]}$

8.3 Conclusies voor een gladwandsilo

- Bij het toekennen van de een stijfheid aan de silowand van de gladwandsilo wordt de grootste oplegreactie 6,7% groter.
- De wandelementen van de gladwandsilo bestaan uit sandwichpanelen die als vakwerk met één diagonaal worden geschematiseerd. Hierbij kan voor het berekenen van het oppervlak van de doorsnede van een diagonaal met een equivalente stijfheid van een sandwichpaneel onderstaande formule worden gehanteerd:

$$A = \frac{t \cdot (b^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}}{(1 + \nu) \cdot b \cdot h}$$

Met $b = \text{breedte damwandplaat [m]}$
 $h = \text{hoogte damwandplaat [m]}$
 $\nu = \text{poisson ratio staal} = 0,35$
 $t = \text{dikte damwandplaat [m]}$
 $A = \text{oppervlakte doorsnede diagonaal [m}^2\text{]}$

8.4 Aanbevelingen

In dit onderzoek is een wandelement van zowel de gladwandsilo als de profielwandsilo gemodelleerd als een vakwerk met één diagonaal. Deze diagonaal representeert de stijfheid van een wandelement. In het model van de profielwandsilo is voor elk vakwerk een horizontale ligger nodig die in werkelijkheid ook niet in de silowand is verwerkt. Doordat er een model voor de horizontale ligger is geïntroduceerd wijkt het model af van de fysieke werkelijkheid. Wanneer een wandelement in MatrixFrame wordt gemodelleerd aan de hand van een tweedimensionaal plaatelement blijft het model dicht bij de realiteit. Daarom wordt er aanbevolen om in vervolgonderzoek de silowand van de profielwandsilo in MatrixFrame te modelleren met tweedimensionale plaatelementen met een equivalente stijfheid.

Een volgende aanbeveling betreft de controle in MatrixFrame van de handberekening uit de praktijk. Bij de handberekening uit de praktijk is namelijk aangenomen dat de horizontale last uniform wordt verdeeld over de aanwezige trekdiagonalen, uit de resultaten blijkt dat dit bij de MatrixFrame berekening niet het geval is. Er wordt geadviseerd om in de MatrixFrame berekening de horizontale kracht, die bij de handberekening aangrijpt in het massazwaartepunt van de silowand, te verdelen over de silocellen. De horizontale kracht grijpt dan aan in het massazwaartepunt van elke silocel. Er wordt verwacht dat dit resulteert in een gelijkmatigere verdeling van de horizontale belasting over de aanwezige stabiliteitsverbanden. Daarnaast speelt bij de opname van de horizontale last de rekstijfheid (EA) van de stabiliteitsverbanden een rol. Er wordt aanbevolen om de invloed van de rekstijfheid (EA) op de oplegreacties te onderzoeken, om zo de afwijkingen tussen de handberekening uit de praktijk en de controle in MatrixFrame te minimaliseren.

Bibliografie

- Cement&beton centrum. (2017). *Mechanische eigenschappen van beton*. Opgehaald van <http://www.cementenbeton.nl/materiaal/materiaaleigenschappen/mechanische-eigenschappen/materiaaleigenschappen-normaal--en-zwaarbeton>
- Normcommissie 351001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". (2011, December). NEN-EN 1991-1-4+A1+C2 - Eurocode 1: Belastingen op constructies - Deel 1-4: Algemene belastingen - Windbelasting. Delft, Nederland.
- Normcommissie 351001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". (2011, December). NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB - Nationale bijlage bij NEN-EN 1990+A1+A1/C2: Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp. Delft, Nederland.
- Normcommissie 351001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". (2015, December). NPR9998 Grondslagen voor aardbevingsbelastingen. Delft, Nederland.
- PETKUS. (2017). *Products storing*. Opgehaald van PETKUS: <http://www.petkus.com/products/-/info/storing/profile-wall-silo/profile-wall-silo>
- Reimbert, M. L., & Reimbert, A. M. (1976). Posts Supporting Silos. In M. L. Reimbert, & A. M. Reimbert, *SILOS Theory and Practise* (pp. 91-93). Trans Tech Publications.

Bijlagen

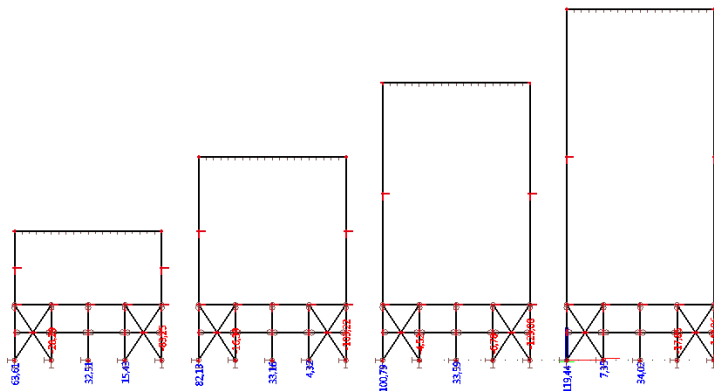
Bijlage 1: Beschrijving van de profielwandsilo

De achtergrondinformatie in deze bijlage is verstrekt door de opdrachtgever Ir. A. Schroten. Indien er achtergrondinformatie van een andere bron wordt gebruikt zal deze bron worden vermeld.

Het silo-systeem is een profielwandsilo (PWS) of gladwandsilo (GWS) dat onder andere wordt gemaakt door het bedrijf PETKUS. De silo's worden gebruikt voor het opslaan van bulkgoederen en bestaan uit wandelementen die koud op elkaar worden gestapeld of met schroeven aan elkaar worden bevestigd. De kolommen van de cellen zijn holle staalprofielen gevuld met beton. Het betreft hier een modulaire silo, die wordt samengesteld uit het gewenste aantal silocellen, elk met een eigen trechter. De constructie is gemaakt van gegalvaniseerd staal, er is dus een laag zink aangebracht op het staal waardoor roest wordt voorkomen. De wandelementen variëren in lengte van 2000 mm tot 4000 mm. (PETKUS, 2017)

De veel voorkomende afmetingen van de profielwandsilo zijn:

- Totale breedte van $4 \times 3 = 12$ meter
- De hoogte van de stalen draagconstructie onder de silo is 4,5 meter.
- De plaathogtes variëren van 6 meter tot 12, 18 en 24 meter (Figuur 39).



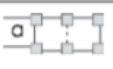
Figuur 39 Mechanicaschema's van de verschillende modules van de profielwandsilo.

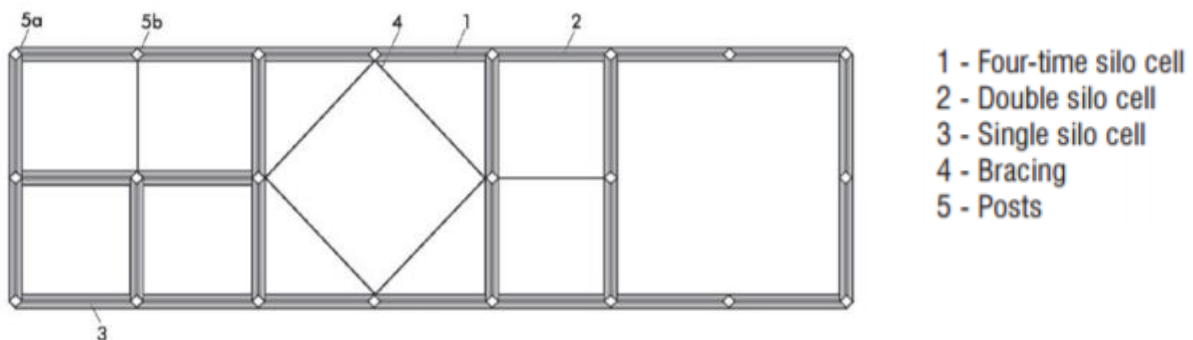


Figuur 40 Foto van de profielwandsilo met een plaathoogte van 24 meter. (PETKUS, 2017)

In Figuur 40 is een de profielwandsilo afgebeeld. De profielwandsilo wordt voornamelijk gebouwd op industrieterreinen waar het staat ingebouwd tussen de andere constructies. In Tabel 14 zijn de verschillende afmetingen van de silocellen vermeld. De silocellen met relatief kleine afmetingen worden aangeboden in een verschillend aantal afmetingen, in tegenstelling tot de grotere silocellen die maar in één afmeting verkrijgbaar is. Figuur 41 benoemt de verschillende elementen uit de dwarsdoorsnede van de profielwandsilo.

Tabel 14 Mogelijke dimensies van de verschillende silocellen waaruit de profielwandsilo bestaat. (PETKUS, 2017)

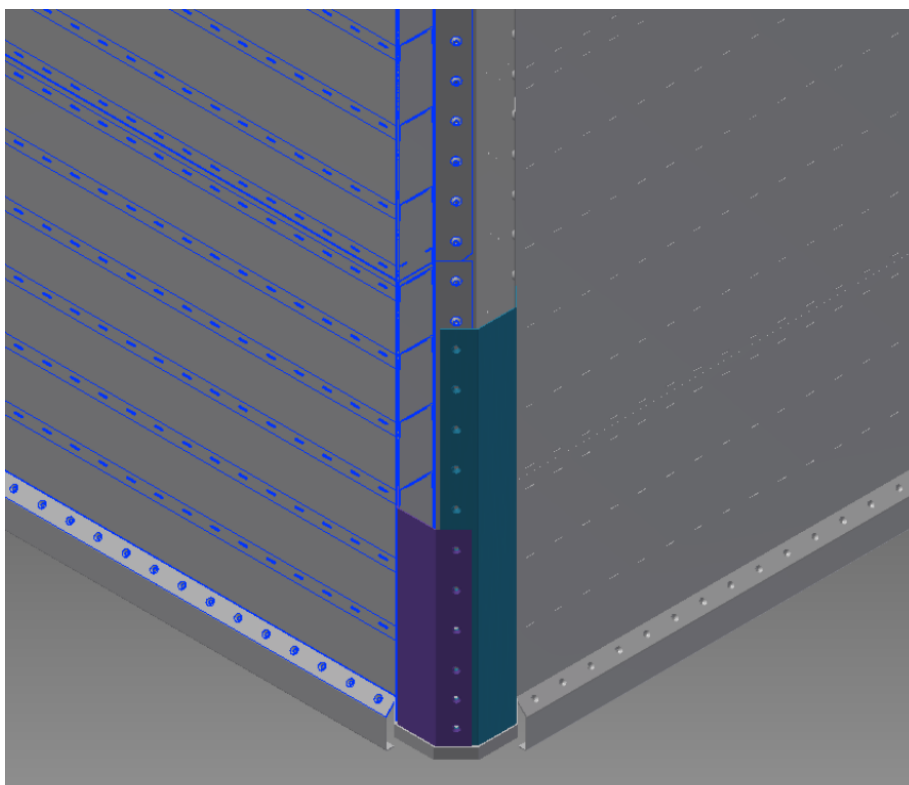
Type of Silo	Axial dimensions a, mm					
	2000	2250	2500	3500	3750	4000
		2000	2250			
			2000			



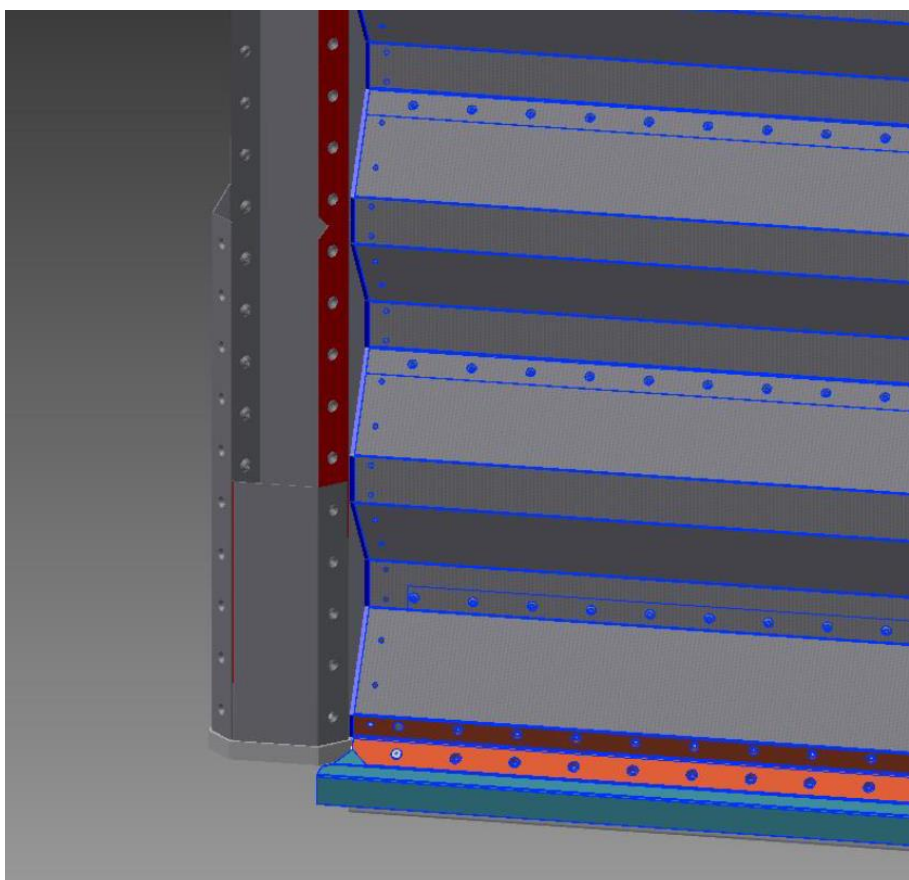
Figuur 41 Boven-aanzicht van de verschillende formaten silocellen. De specifieke afmetingen voor de verschillende silocellen zijn te vinden in Tabel 14. (PETKUS, 2017)

Tabel 15 Vergelijking van het PWS- en het GWS- systeem.

	Profielwandsilo	Gladwandsilo
Opbouw wand	Damwandprofiel, enkelvoudig	Stalen sandwichconstructie, twee platen voor de wand die op afstand worden gehouden door een koudgevoormd U-profiel. Met op de kopse kanten een vastgelast plaatdeel voor de verbinding
Bevestiging constructie aan	Alle vier de zijden door middel van bouten	Twee zijden, links en rechts Lange zijden worden op elkaar gesteld
Kwaliteit staal	S220 tot en met S350	S220 tot en met S350
Verbinding aan kolommen	Gelaste bracket	Gelaste bracket
Kolommen	Holle stalen kolom die bestaat uit 4 brackets, gevuld met beton	Holle stalen kolom die bestaat uit 4 brackets, gevuld met beton
Verbinding brackets	Schroeven	Schroeven



Figuur 42 Opbouw van een GWS-systeem.



Figuur 43 Opbouw van een PWS-systeem.

Bijlage 2: Belastingen op de silo

Voor de belastingen op de constructie wordt een fictieve siloconstructie in Delfzijl (Groningen) beschouwd. De fictieve silo heeft een onderconstructie met een hoogte van 4,5 meter en een silowand van 18 meter hoog, de totale hoogte is 22,5 meter. Voor de belastingen is gekeken naar een silo met een breedte van 12 meter en een diepte van 3 meter. Enkel de invloed van de wandstijfheid op de verticale oplegreacties in de ten gevolge van een horizontale last is beschouwd in dit rapport. Voor het model in MatrixFrame is met de maatgevende horizontale belasting gerekend.

Windbelasting

De windbelasting op de siloconstructie is berekend aan de hand van NEN-EN 1991-1-4+A1+C2 waarbij de nationale voorschriften gegeven in NEN-EN-1991-1-4+A1+C2:2011/NB:2011 zijn gevolgd.

De silo ligt in windgebied II op een industrieterrein omringt door bouwwerken, het betreft een bebouwd gebied. De constructie heeft een referentiehoogte (z_e) van 22,5 meter. De extreme stuwdruk (q_p) voor deze referentiehoogte is gelijk aan

$$q_p = 0,90 + \left(\frac{0,07}{5} \cdot 2,5 \right) = 0,935 \text{ kN/m}^2$$

De extreme stuwdruk is lineair geïnterpoleerd tussen een referentiehoogte van respectievelijk 20 en 25 meter.

Voor de uitwendigedrukcoëfficiënten is de $C_{pe,10}$ gebruikt, dit is de coëfficiënt die wordt gebruikt voor het ontwerp en berekening van de hoofddraagconstructie van gebouwen. De uitwendigedrukcoëfficiënt voor winddruk is gelijk aan +0,8 en voor windzuiging geldt een coëfficiënt van -0,5. De verdeelde windbelasting wordt berekend aan de hand van

$$w_{e;stuw} = q_p \cdot C_{pe,10} = 0,935 \cdot 0,8 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e;zuig} = q_p \cdot C_{pe,10} = 0,935 \cdot -0,5 = -0,48 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{stuw} = w_{e;stuw} \cdot b = 0,75 \cdot 3 = 2,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{zuig} = w_{e;zuig} \cdot b = -0,48 \cdot 3 = -1,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Horizontale belasting ten gevolge van een aardbeving

Het elastische responsspectrum van de siloconstructie wordt berekend volgens de NEN-EN 1998 NPR9998:2015.

Uit de norm volgt voor Delfzijl een referentiewaarde voor de piekgrondversnelling ($a_{g;ref}$) van 0,16g, met een herhalingsperiode van 475 jaar. Er wordt aangenomen dat de fictieve siloconstructie gebouwd is op een ondergrond met 'normale bodemcondities' volgens de NEN-EN 1998.

Aan de hand van de referentiewaarde voor de piekgrondversnelling zijn de spectrale versnellingen voor korte trillingsperiodes (S_s) en lange trillingsperiodes (S_1) berekend.

$$S_s = 2,2 \cdot a_{g;ref} \cdot k_{ag} = 2,2 \cdot 0,16 \cdot 1,1 = 0,39g$$

$$S_1 = 0,654 \cdot a_{g;ref} \cdot k_{ag} = 0,654 \cdot 0,16 \cdot 1,1 = 0,12g$$

Waarbij $k_{ag} = 1,1$ voor gebouwen die niet bestemd zijn voor het verblijf van mensen.

Vervolgens worden de rekenwaarden van de coëfficiënten voor korte trillingsperiode (F_a) en voor lange trillingsperiode (F_v) berekend.

$$F_a = -0,50 \cdot \ln(a_{g;ref} \cdot k_{ag}) + 0,65 = -0,50 \cdot \ln(0,16 \cdot 1,1) + 0,65 = 1,51$$

$$F_v = -0,87 \cdot a_{g;ref} \cdot k_{ag} + 2,44 = -0,87 \cdot 0,16 \cdot 1,1 + 2,44 = 2,29$$

De rekenwaarden van de spectrale versnellingen voor korte (S_{MS}) en lange (S_{M1}) trillingsperiode volgen uit

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1,51 \cdot 0,39 = 0,59g$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 2,29 \cdot 0,12 = 0,26g$$

De onder- en bovengrens (T_B en T_C) van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is en de trillingsperiode (T) van de siloconstructie is berekend aan de hand van onderstaande formules.

$$T_C = \sqrt{\frac{S_{M1}}{S_{MS}}} = \sqrt{\frac{0,26}{0,59}} = 0,67 \text{ s}$$

$$T_B = 0,2 \cdot T_C = 0,2 \cdot 0,67 = 0,13 \text{ s}$$

$$T = c \cdot h^{0,75} = 0,085 \cdot 22,5^{0,75} = 0,88 \text{ s}$$

Met c een constante met een waarde van $0,085^4$

Sinds $T_C \leq T$ geldt er voor het elastisch responspectrum

$$S_e(T) = \frac{S_{M1}}{T^2} \cdot \eta = \frac{0,26}{0,88^2} \cdot 1,0 = 0,34g$$

Met η de dimensieloze dempingsfactor met een referentiewaarde van 1,0 voor 5% viskeuze demping.

Een waarde van 0,34g voor het elastisch responspectrum is relatief hoog voor Delfzijl, daarom is er verder gerekend met een realistischere waarde van $S_e(T) = 0,14g$.

Voor een spectrale versnelling van 0,14g kan de traagheidskracht van het eigengewicht en product worden berekend. Met behulp van de tweede wet van Newton $F = m \cdot a$ is de horizontale kracht ten gevolge van een aardbeving berekend. Allereerst is daarvoor de massa van de siloconstructie berekend. De dichtheid⁵ van het bulkgoed dat in de silo bewaard wordt is $800 \frac{kg}{m^3}$.

$$I_{silo} = d \cdot b \cdot h = 3 \cdot 12 \cdot 18 = 648 \text{ m}^3$$

$$m_{bulkgoed} = I_{silo} \cdot \rho_{bulkgoed} = 648 \cdot 800 = 518,4 \text{ ton}$$

⁴ Verstrekt door de opdrachtgever Ir. A. Schroten.

⁵ Waarde voor de dichtheid van het bulkgoed dat in de silo's wordt bewaard verstrekt door de opdrachtgever ir. A. Schroten.

De massa van het bulkgoed wanneer de silo tot de nok toe vol zit is gelijk aan 518,4 ton. Er wordt aangenomen dat het eigengewicht gelijk is aan 20 procent⁶ van het gewicht aan bulkgoed bij een volledig gevulde silo, deze aanname wordt achteraf gecontroleerd.

$$m_{eigen} = 0,2 \cdot m_{bulkgoed} = 0,2 \cdot 518,5 = 103,7 \text{ ton}$$

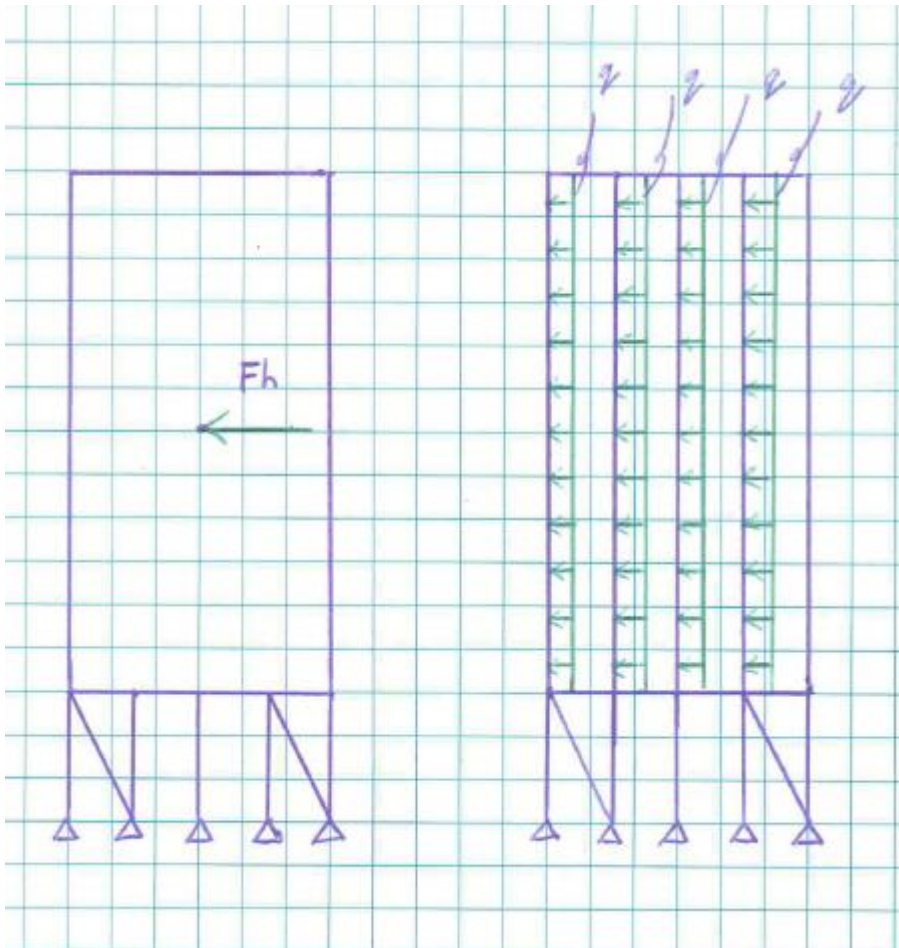
$$m_{tot} = m_{bulkgoed} + m_{eigen} = 518,4 + 103,7 = 622 \text{ ton}$$

Nu de spectrale versnelling en de massa van de bovenconstructie bekend zijn wordt de kracht op de bovenconstructie van de silo berekend.

$$F_h = m_{tot} \cdot S_e(T) = 622 \cdot 10^3 \cdot 0,14 \cdot 9,81 = 854 \text{ kN}$$

Voor de handberekening en de controle van de handberekening in MatrixFrame is aangenomen dat de gesommeerde horizontale kracht (F_h) aangrijpt in het massazwaartepunt van de bovenconstructie. Voor het model in hoofdstuk 7 is deze horizontale kracht verdeeld over de wanden zoals afgebeeld in Figuur 44 waarbij

$$q = \frac{F_h}{4 \cdot 18} = \frac{854}{4 \cdot 18} = 11,9 \text{ kN/m}$$



Figuur 44 Links de horizontale kracht ten gevolge van een aardbeving aangrijpend in het massazwaartepunt van de bovenconstructie. Rechts de horizontale verdeelde belasting q ten gevolge van een aardbeving.

onderconstructie zijn benoemd.

⁶ Realistische waarde gebruikt in de praktijk verstrekt door opdrachtgever Ir. A. Schroten.

Bijlage 3: Numerieke uitwerking van de handberekening uit de praktijk

Voor het belasting-schema in Figuur 3 zijn de oplegreacties berekend aan de hand van de handberekening die in de praktijk wordt gebruikt. De uitwerking is afgebeeld in Figuur 45.

restart :

Berekening opname horizontale kracht door de stabiliteitsverbanden

$z := 3 ; a := 3 ;$

$h_{bc} := 6 \cdot z ;$

$h_{oc} := 4.5 ;$

$b := 4 \cdot a ;$

$A := b \cdot h_{bc} ;$ Geometrie van de profielwandsilo

$Fh_{rep} := 854 ;$

$\gamma_Q := 1.0 ;$

$Fh_d := \gamma_Q \cdot Fh_{rep} ;$

854.0

(1)

$Fv_{druk} := - \left(\frac{h_{oc}}{a} \right) \cdot \left(\frac{Fh_d}{2} \right) ;$ Verticale drukkracht in kolom 1 en 4 ten gevolge van de opname van de horizontale kracht door de stabiliteitsverbanden in kN

$Fv_{trek} := + \left(\frac{h_{oc}}{a} \right) \cdot \left(\frac{Fh_d}{2} \right) ;$ Verticale trekkracht in kolommen 2 en 5 ten gevolge van de opname van de horizontale kracht door de stabiliteitsverbanden in kN

$M := \frac{Fh_d \cdot h_{bc}}{2} ;$

$d := 2 \cdot \left(2 \cdot a + \frac{a}{2} \right) ;$

$N1_5 := \frac{M}{d} ;$

$N2_4 := \frac{N1_5}{2} ;$

512.4000000

256.2000000

(2)

Lineair verband

$Av := Fv_{druk} - N1_5 ;$

$Bv := Fv_{trek} - N2_4 ;$

$Cv := 0 ;$

$Dv := Fv_{druk} + N2_4 ;$

$Ev := Fv_{trek} + N1_5 ;$

$Bh := \frac{Fh_d}{2} ;$

$Eh := \frac{Fh_d}{2} ;$

-1152.900000

384.3000000

0

-384.3000000

1152.900000

427.0000000

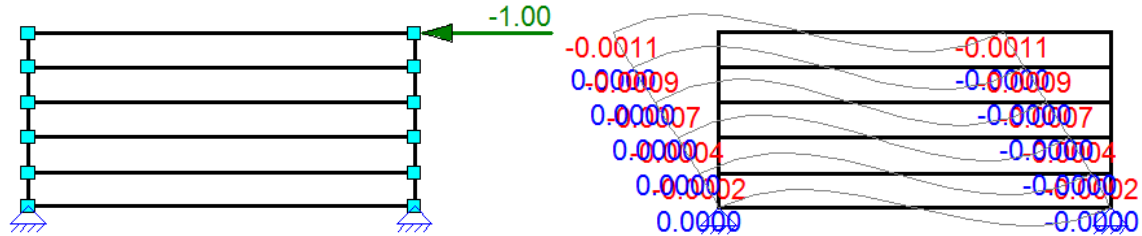
427.0000000

(3)

Figuur 45 Handberekening van de oplegreacties bij een horizontale last ten gevolge van een aardbeving.

Bijlage 4 Vierendeelwerking versus afschuifwerking

In Figuur 46 is de vierendeelwerking te zien bij een horizontale kracht van 1 kN. Bij deze horizontale kracht is de horizontale verplaatsing van het knooppunt rechtsboven gelijk aan 1,1 millimeter.



Figuur 46 Vierendeelwerking van een sandwichpaneel met een hoogte van 1.236 meter en een breedte van 2.71 meter. Links is het mechanisch schema te zien wat is gebruikt voor het bepalen van de vierendeelwerking. Rechts is de vervorming te zien bij het gebruikte mechanisch schema.

De afschuifvervorming bij een horizontale kracht van 1 kN is bepaald aan de hand van onderstaande relaties.

$$\begin{aligned}\tau &= G \cdot \gamma \\ \tau &= \frac{F}{t \cdot b} \text{ en } \gamma = \frac{u}{h} \\ \frac{F}{t \cdot b} &= G \cdot \frac{u}{h} \\ u &= \frac{F \cdot h}{t \cdot b \cdot G}\end{aligned}$$

Met t de dikte, b de breedte en h de hoogte van het sandwichpaneel. Voor het bepalen van de afschuifwerking worden dezelfde afmetingen gebruikt voor het sandwichpaneel als in Figuur 46.

De glijdingsmodulus is bepaald aan de hand van de elasticiteitsmodulus van het materiaal en de Poisson ratio van staal.

$$\begin{aligned}G &= \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{210 \cdot 10^9}{2 \cdot (1 + 0.35)} = 7,78 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 \\ u &= \frac{1000 \cdot 1.219}{2 \cdot 10^{-3} \cdot 2.71 \cdot 7,78 \cdot 10^{10}} = 0,0029 \text{ mm}\end{aligned}$$

Ten gevolge van de afschuifvervorming verschuift het knooppunt rechtsboven met 0,0029 millimeter. De afschuifvervorming is veel kleiner dan de verplaatsing ten gevolge van de vierendeelwerking van 1,1 millimeter bij een horizontale kracht van 1 kN. De afschuifstijfheid is dus veel groter dan de stijfheid ten gevolge van de vierendeelwerking, daarom is alleen de afschuifstijfheid meegenomen en is op plaatniveau de vierendeelwerking verwaarloosd.

Bijlage 5: Doorsnedegrootheden elementen PWS-systeem

In deze bijlage zijn de doorsnedegrootheden berekend die nodig zijn voor het modelleren van de stijfheid van de gehele silowand. De doorsnedegrootheden die benodigd zijn voor de handmatige profielinvoer van MatrixFrame zijn het oppervlak (A), het traagheidsmoment (I) en de elasticiteitsmodulus van het materiaal (E). De elasticiteitsmodulus van staal is bekend, deze bedraagt 210 GPa, de oppervlakten zijn berekend voor de kolommen, de horizontale liggers, de onderregel van profielwand en de diagonalen. Het betreft hier dunwandig stalen profielen, dus de kleine hoekjes worden verwaarloosd voor de berekening van oppervlak en het traagheidsmoment. Er is aangenomen dat het verwaarlozen van deze kleine hoekjes geen grote invloed heeft op de oppervlakte en de traagheidsmomenten van de doorsneden.

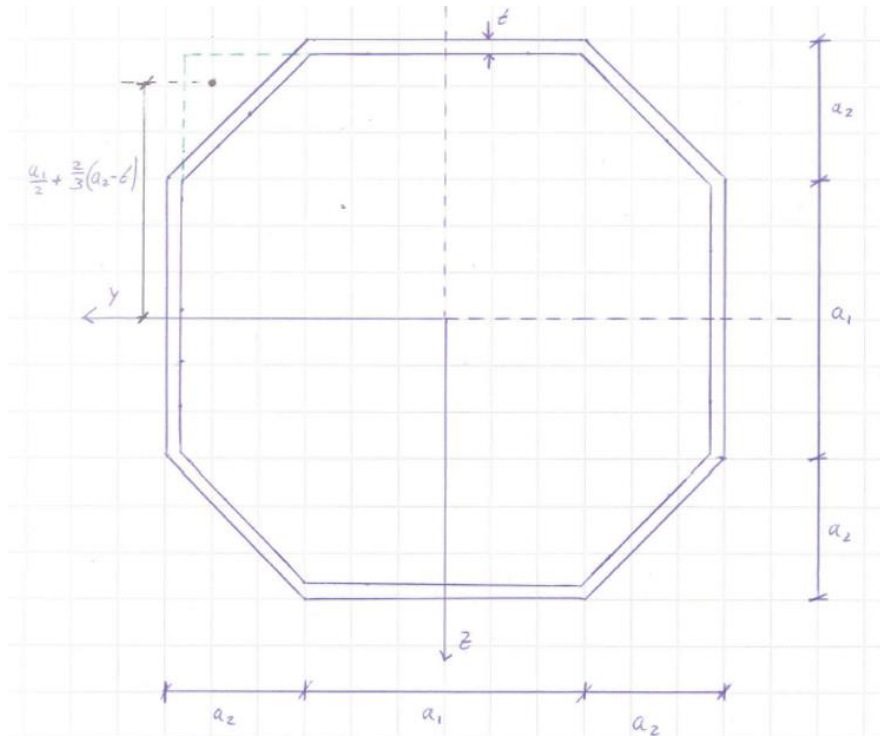
Doorsnedegrootheden van de kolom (PWS-systeem)

Het beton in dat in de kolom is gestort heeft een sterkteklasse van C20/25. Bij deze betonsterkte is de elasticiteitsmodulus gelijk aan 30,0 GPa (Cement&beton centrum, 2017). Het betreft hier de korte duur E-modulus, omdat de horizontale lasten van variabele lasten van korte duur zijn.

$$E_c = 30 \text{ GPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

Een kolom van de bovenconstructie bestaat uit een omhulsel van staal, bestaande uit brackets, die door middel van bouten aan elkaar zijn verbonden. De holle ruimte binnen deze vier brackets wordt opgevuld met in het werk gestort beton. De kolomdoorsnede is afgebeeld in Figuur 47.



Figuur 47 Doorsnede van de kolommen in de bovenconstructie. Het omhulsel bestaat uit dunwandig staal waar beton in is gestort. Het staal heeft een dikte van 2,5 millimeter. a_1 is gelijk aan 160 millimeter en a_2 is gelijk aan 75 millimeter.

$$\begin{aligned}
& \text{restart;} \\
& b := 310 ; \\
& h := 310 ; \\
& al := 160 ; \\
& a2 := \frac{b - al}{2} ; \\
& t := 2.5 ; \\
& Ac := 10^{-6} \left(4 \cdot \left(\left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} \right)^2 - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} - \frac{al}{2} \right)^2 \right) \right); \\
& \quad \quad \quad 0.08251250000
\end{aligned} \tag{1}$$

$$\begin{aligned}
& [m2] \\
& As := 10^{-6} \cdot \left(4 \cdot \left(\frac{al}{2} \cdot 2 \cdot t + \text{sqrt}(a2^2 + a2^2) \cdot t \right) \right); \\
& evalf(As); \\
& \quad \quad \quad 0.002660660172
\end{aligned} \tag{2}$$

$$\begin{aligned}
& [m2] \\
& Izz_c := 10^{-12} \cdot \left(\left(\frac{1}{12} \cdot (b - 2 \cdot t)^4 \right) - 4 \cdot \left(\frac{1}{36} \cdot \left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} - \frac{al}{2} \right)^4 + \left(\left(\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} - \frac{al}{2} \right)^2 \right) \right. \right. \right. \\
& \quad \left. \left. \left. \cdot \left(\frac{al}{2} + \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} - \frac{al}{2} \right) \right)^2 \right) \right) \right); \\
& Iyy_c := Izz_c ; \\
& \quad \quad \quad 0.0005449327214
\end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned}
& \text{Vanwege symmetrie, eenheid is [m4]} \\
& Izz_s := 10^{-12} \cdot \left(4 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t \cdot \left(\frac{al}{2} \right)^3 + \left(\frac{t \cdot al}{2} \right) \cdot \left(\frac{al}{2} \right)^2 + \frac{1}{12} \cdot t \cdot (a2 - t)^3 + (t \cdot (a2 - t)) \cdot \left(\frac{al}{2} \right. \right. \right. \\
& \quad \left. \left. \left. + \frac{(a2 - t)}{2} \right)^2 + \frac{1}{12} \cdot \left(\frac{al + 2 \cdot t}{2} \right) \cdot t^3 + \left(\frac{t \cdot al}{2} \right) \cdot \left(\frac{al + 2 \cdot t}{2} + \left(a2 - \frac{t}{2} \right) \right)^2 \right) \right); \\
& Iyy_s := Izz_s ; \text{Vanwege symmetrie} \\
& evalf(Izz_s); \\
& \quad \quad \quad 0.00003519360677
\end{aligned} \tag{4}$$

$$\begin{aligned}
& [m4] \\
& Ec := 30 \cdot 10^9 ; \\
& Es := 210 \cdot 10^9 ; \\
& [m4] \\
& E := \frac{(Es \cdot As + Ec \cdot Ac)}{(As + Ac)} ; \\
& evalf\left(\frac{E}{10^3}\right); \\
& \quad \quad \quad 3.562288437 \cdot 10^7
\end{aligned} \tag{5}$$

$$\begin{aligned}
& [kN/m2] \\
& I_kolom := \frac{(Es \cdot Izz_s + Ec \cdot Izz_c)}{E} ; \\
& evalf(I_kolom); [m4] \\
& \quad \quad \quad 0.0006663873373
\end{aligned} \tag{6}$$

Figuur 48 Berekening van het oppervlak aan staal en beton en de traagheidsmomenten in y- en z-richting in m^4 (zie Figuur 47).

Uit Figuur 47 en Figuur 48 volgen de doorsnedegrootheden van de kolom van het PWS-systeem

$$A_c = 8,2513 \cdot 10^{-2} m^2$$

$$A_s = 2,6607 \cdot 10^{-2} m^2$$

$$I_{zz;c} = I_{yy;c} = 5,4493 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_{zz;s} = I_{yy;s} = 3,5194 \cdot 10^{-5} m^4$$

In MatrixFrame kunnen alleen de doorsnedegrootheden van één profiel worden ingevoerd. Daarom moeten de rekstijfheid (EA) en de buigstijfheid (EI) van het ingevoerde profiel overeenkomen met de buigstijfheid en de rekstijfheid van het inhomogene profiel waarvan de doorsnedegrootheden in bovenstaand figuur zijn berekend. De invoer in MatrixFrame (A, I, E) voor de kolommen van het PWS-systeem is hieronder uitgewerkt. De berekening is weergegeven in figuur Figuur 48.

$$E(A_s + A_c) = E_s A_s + E_c A_c$$

$$E = \frac{E_s A_s + E_c A_c}{(A_s + A_c)} = 35,6 \text{ GPa}$$

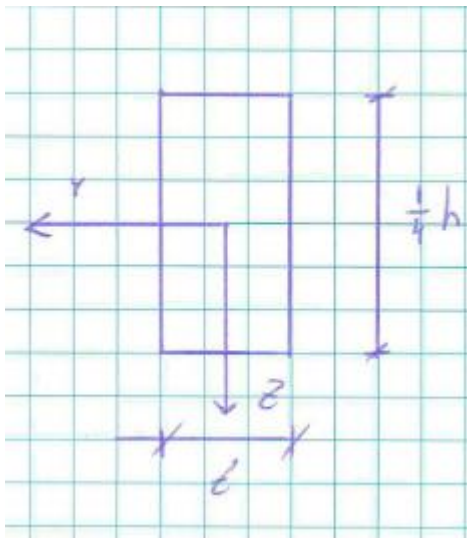
$$EI_{kolom} = E_s I_{zz;s} + E_c I_{zz;c}$$

$$I_{kolom} = \frac{E_s I_{zz;s} + E_c I_{zz;c}}{E} = 6,6639 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Modellering van de horizontale liggers

De horizontale liggers zijn gemodelleerd als $\frac{1}{4}$ van de hoogte van één damwandplaat. Deze waarde van $\frac{1}{4}h$ is zo gekozen omdat bij een te grote hoogte het plaatmateriaal dubbel wordt gebruikt in het model en dus eigenlijk sterker is dan in de werkelijkheid. Bij een te kleine dikte is het materiaal te flexibel waardoor er buigingen ontstaan die in werkelijkheid niet zullen optreden.

De profieldoorsnede van de geschematiseerde horizontale ligger is weergegeven in Figuur 49.



Figuur 49 Profiel van de geschematiseerde horizontale ligger met een hoogte van $\frac{1}{4}h$ en een breedte van $t = 2,5$ millimeter.

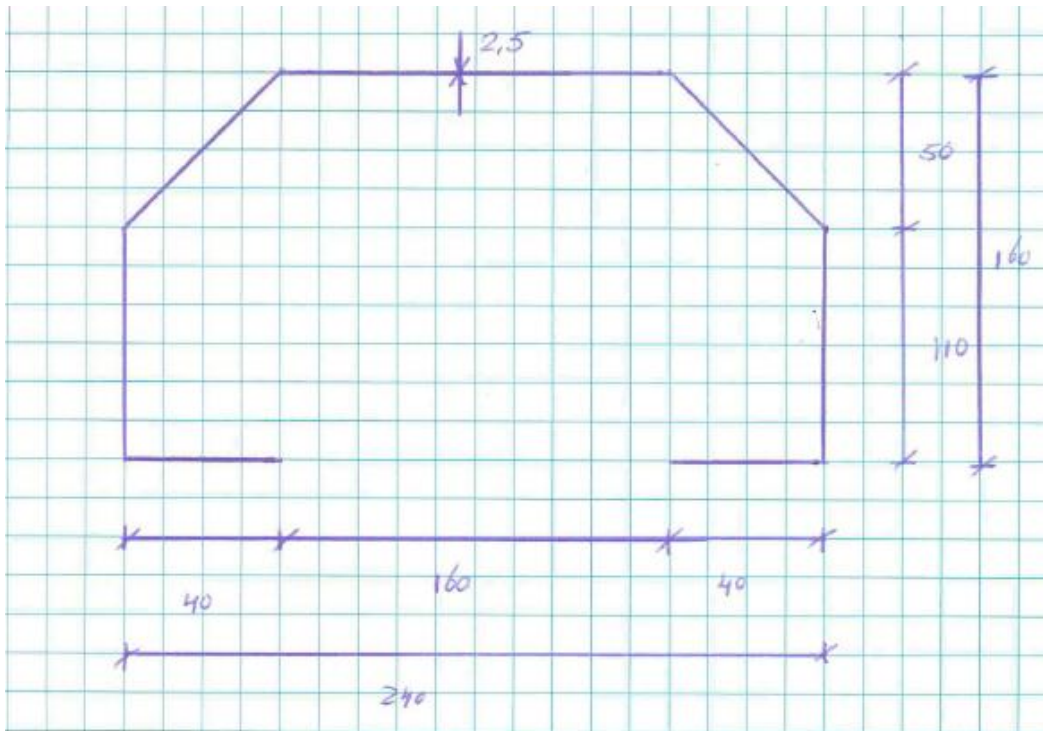
Voor het model is I_{zz} van belang, omdat er een tweedimensionaal model wordt beschouwd die niet uit het vlak zal buigen. De I_{zz} correspondeert met buiging in de richting van de z-as.

$$I_{zz} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \cdot t \cdot \left(\frac{1}{4}h\right)^3 = \frac{1}{768} \cdot t \cdot h^3 = \frac{1}{768} \cdot 2,5 \cdot 10^{-3} \cdot 0,54^3 = 5,1258 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$A = t \cdot \frac{1}{4}h = 3,375 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ en voor staal (S355) geldt } E = 210 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Doorsnedegrootheden van de liggers in de onderregel van de silowand (PWS-systeem)

Het PWS-systeem heeft onderaan de silowand horizontale liggers met een profiel zoals afgebeeld in Figuur 50.



Figuur 50 Dwarsdoorsnede van het staalprofiel⁷ dat zich in de onderregel van de profielwand bevindt. De afmetingen zijn in millimeter.

$$\begin{aligned}
 &\text{restart;} \\
 &a := 50 \cdot \text{mm} : b := 110 \cdot \text{mm} : c := 40 \cdot \text{mm} : d := 160 \cdot \text{mm} : t := 2.5 \cdot \text{mm} : \\
 &\text{mm} := 10^{-3} \cdot \text{m} : \\
 &A_{\text{tot}} := t \cdot (2 \cdot c + d + 2 \cdot a + 2 \cdot b); \\
 &z_{\text{nc}} := \frac{\left(2 \cdot c \cdot t \cdot (a + b) + 2 \cdot b \cdot t \cdot \left(a + \frac{b}{2} \right) + 2 \cdot a \cdot t \cdot \left(\frac{a}{2} \right) \right)}{A_{\text{tot}}}; \\
 &\quad \quad \quad 0.001400000000 \text{ m}^2 \\
 &\quad \quad \quad 0.06857142857 \text{ m} \quad (1) \\
 &I_{zz} := \left(2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot c \cdot t^3 + (c \cdot t) \cdot \left(a + b - z_{\text{nc}} \right)^2 \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t \cdot b^3 + b \cdot t \cdot \left(a + \frac{b}{2} - z_{\text{nc}} \right)^2 \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t \cdot a^3 + (a \cdot t) \cdot \left(z_{\text{nc}} - \frac{a}{2} \right)^2 \right) + \frac{1}{12} \cdot d \cdot t^3 + (d \cdot t) \cdot (z_{\text{nc}})^2 \right); \\
 &\quad \quad \quad 0.000005364122023 \text{ m}^4 \quad (2)
 \end{aligned}$$

Figuur 51 Berekening van het oppervlak en het traagheidsmoment van de doorsnede van het profiel in de onderregel.

⁷ Schets gebaseerd op de technische tekeningen van de profielwandsilo.

Uit Figuur 51 volgt

$$A = 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I_{zz} = 5,3641 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

En voor staal (S355) geldt $E = 210 \text{ GPa}$.

Bijlage 6: Doorsnedegrootheden elementen GWS-systeem

Doorsnedegrootheden van de kolommen

De kolommen gebruikt in het GWS-systeem hebben eenzelfde opbouw als de kolommen gebruikt in het PWS-systeem, alleen de afmetingen verschillen. Het GWS-systeem heeft kolommen waarvoor geldt $a_1 = 140 \text{ mm}$ en $a_2 = 75 \text{ mm}$ (zie Figuur 47).

$$\begin{aligned}
 & \text{restart;} \\
 & b := 290 ; \\
 & h := 290 ; \\
 & a1 := 140 ; \\
 & a2 := \frac{b - a1}{2} ; \\
 & t := 2.5 ; \\
 & Ac := 10^{-6} \left(4 \cdot \left(\left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} \right)^2 - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} - \frac{a1}{2} \right)^2 \right) \right); \\
 & \quad \quad \quad 0.07071250000
 \end{aligned} \tag{1}$$

$$\begin{aligned}
 & [m2] \\
 & As := 10^{-6} \cdot \left(4 \cdot \left(\frac{a1}{2} \cdot 2 \cdot t + \text{sqrt}(a2^2 + a2^2) \cdot t \right) \right); \\
 & \text{evalf}(As); \\
 & \quad \quad \quad 0.002460660172
 \end{aligned} \tag{2}$$

$$\begin{aligned}
 & [m2] \\
 & Izz_c := 10^{-12} \cdot \left(\left(\frac{1}{12} \cdot (b - 2 \cdot t)^4 \right) - 4 \cdot \left(\frac{1}{36} \cdot \left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} - \frac{a1}{2} \right)^4 + \left(\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} - \frac{a1}{2} \right)^2 \right) \cdot \left(\frac{a1}{2} + \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{b - 2 \cdot t}{2} - \frac{a1}{2} \right) \right) \right) \right); \\
 & Iyy_c := Izz_c ; \\
 & \quad \quad \quad 0.0003995177215
 \end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{Vanwege symmetrie, eenheid is [m4]} \\
 & Izz_s := 10^{-12} \cdot \left(4 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t \cdot \left(\frac{a1}{2} \right)^3 + \left(\frac{t \cdot a1}{2} \right) \cdot \left(\frac{a1}{2} \right)^2 + \frac{1}{12} \cdot t \cdot (a2 - t)^3 + (t \cdot (a2 - t)) \cdot \left(\frac{a1}{2} + \frac{(a2 - t)}{2} \right) + \frac{1}{12} \cdot \left(\frac{a1 + 2 \cdot t}{2} \right) \cdot t^3 + \left(\frac{t \cdot a1}{2} \right) \cdot \left(\frac{a1 + 2 \cdot t}{2} + \left(a2 - \frac{t}{2} \right) \right) \right) \right); \\
 & Iyy_s := Izz_s ; \text{Vanwege symmetrie} \\
 & \text{evalf}(Izz_s); \\
 & \quad \quad \quad 0.00002719069010
 \end{aligned} \tag{4}$$

$$\begin{aligned}
 & [m4] \\
 & Ec := 30 \cdot 10^9 ; \\
 & Es := 210 \cdot 10^9 ; \\
 & [m4] \\
 & E := \frac{(Es \cdot As + Ec \cdot Ac)}{(As + Ac)} ; \\
 & \text{evalf}\left(\frac{E}{10^3}\right); \\
 & \quad \quad \quad 3.605302313 \cdot 10^7
 \end{aligned} \tag{5}$$

$$\begin{aligned}
 & [kN/m2] \\
 & I_kolom := \frac{(Es \cdot Izz_s + Ec \cdot Izz_c)}{E} ; \\
 & \text{evalf}(I_kolom); [m4] \\
 & \quad \quad \quad 0.0004908208806
 \end{aligned} \tag{6}$$

Figuur 52 Berekening van de doorsnedegrootheden van de kolom van het GWS-systeem.

Uit Figuur 52 volgen de doorsnedegrootheden van de staalbetonnen kolommen in het GWS-systeem.

$$A = 7,0713 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

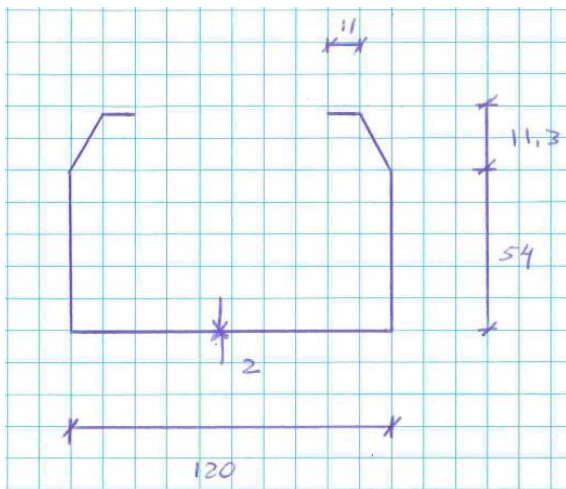
$$I_{kolom} = 4.9082 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 36,5 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

De elasticiteitsmodulus en het traagheidsmoment van de kolom is op dezelfde manier berekend als bij het PWS-systeem. Het eerste uitgangspunt is dat de rekstijfheid (EA) van de inhomogene gelijk is aan de som van de rekstijfheden van het staal en het beton. Het tweede uitgangspunt is dat de buigstijfheid (EI) van de kolom gelijk is aan de som van de buigstijfheid van beide materialen.

Modellering van de horizontale liggers (GWS-systeem)

In één sandwichpaneel bevinden zich 6 U-profielen. Onderaan het sandwichpaneel bevindt zich een U-profiel zoals afgebeeld in Figuur 53.



Figuur 53 Schets van het dunwandige profiel onderaan het sandwichpaneel. Het element bevindt zich tussen de twee stalen platen.⁸

De berekening van de doorsnedegrootheden van het U-profiel is weergegeven in

restart;

$a := 120 \cdot \text{mm} ; b := 54 \cdot \text{mm} ; c := 11.25833025 \cdot \text{mm} ; d := 11 \cdot \text{mm} ; t := 2 \cdot \text{mm} ;$

$1 \cdot \text{mm} := 10^{-3} \cdot \text{m} ;$

$A := t \cdot (a + 2 \cdot b + 2 \cdot c + 2 \cdot d) ;$

$$0.0005450333210 \text{ m}^2$$

(1)

$$z_{nc} := \frac{\left(2 \cdot (c \cdot t) \cdot 0.5 \cdot c + 2 \cdot (b \cdot t) \cdot \left(c + \frac{b}{2} \right) + (a \cdot t) \cdot (b + c) \right)}{A} ;$$

$$I_{zz} := \left(\frac{1}{12} \cdot a \cdot t^3 + (a \cdot t) \cdot (b + c - z_{nc})^2 \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t \cdot b^3 + (b \cdot t) \cdot \left(z_{nc} - \left(\frac{b}{2} + c \right) \right)^2 \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t \cdot c^3 + (t \cdot c) \cdot \left(z_{nc} - \frac{c}{2} \right)^2 \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot d \cdot t^3 + (d \cdot t) \cdot (z_{nc})^2 \right) ;$$

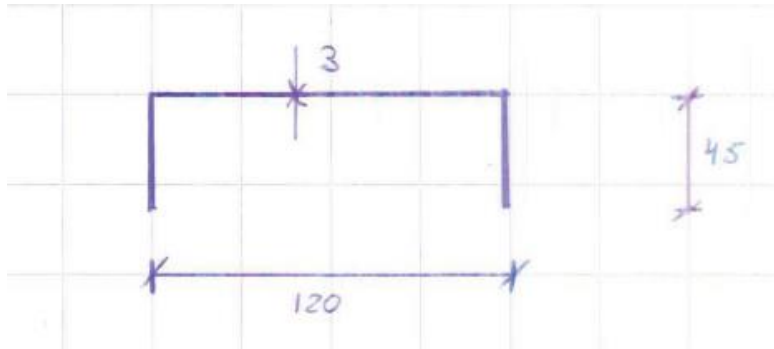
$$3.200548340 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$

(2)

Figuur 54 Berekening van de doorsnedegrootheden van het omgekeerde U-profiel onderaan het sandwichpaneel.

⁸ Schets gebaseerd op de bouwtekening van het sandwichpaneel.

In elk sandwichpaneel zitten er 5 omgekeerde U-profielen die eveneens de stalen platen op afstand houden en ervoor zorgen dat deze platen niet te ver doorbuigen. De vorm van deze omgekeerde U-profielen is afgebeeld in Figuur 55.



Figuur 55 Schets van het dunwandige U-profiel dat de plaatdelen op afstand houdt. Afmetingen in millimeters,

De doorsnedegrootheden van dit U-profiel zijn

$$A = (120 + 2 \cdot 45) \cdot 3 = 6,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$I_{zz} = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 3 \cdot 45^3 \right) + \left(\frac{1}{12} \cdot 120 \cdot 3^3 + (120 \cdot 3) \cdot (22,5)^2 \right) = 2,2808 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$

Zoals vermeld in paragraaf 5.1 wordt de vierendeelwerking van het sandwichpaneel verschoven door 4 maal het oppervlak en 4 maal het traagheidsmoment van het omgekeerde U-profiel toe te voegen aan het U-profiel onderaan en het omgekeerde U-profiel bovenaan het sandwichpaneel.

De doorsnedegrootheden van de ligger onderaan het sandwichpaneel zijn gelijk aan

$$A_{onder} = 5,4503 \cdot 10^{-4} + 4 \cdot 6,3 \cdot 10^{-4} = 3,0650 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I_{onder} = 3,2005 \cdot 10^{-7} + 4 \cdot 2,2808 \cdot 10^{-7} = 1,2324 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

De doorsnedegrootheden van de ligger bovenaan het sandwichpaneel zijn gelijk aan

$$A_{boven} = 5 \cdot 6,3 \cdot 10^{-4} = 3,15 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I_{boven} = 5 \cdot 2,2808 \cdot 10^{-7} = 1,1404 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Voor beide profielen geldt een elasticiteitsmodulus van 210 GPa.

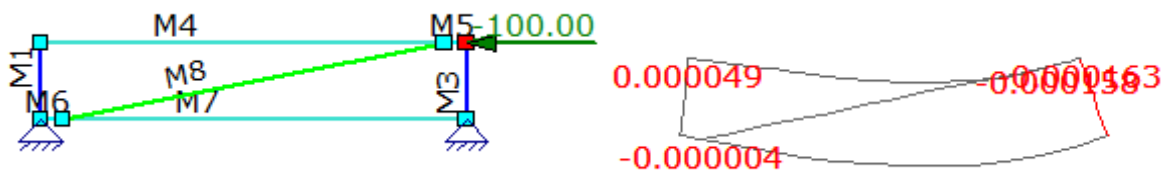
Gezien de doorsnedegrootheden van het gemodelleerde liggers onderaan de sandwichpanelen weinig afwijkt van de doorsnedegrootheden bovenaan de sandwichpanelen is

Er volgt dat de doorsnedegrootheden van de liggers onderaan het sandwichpanelen weinig afwijken van de doorsnedegrootheden van de liggers bovenaan de sandwichpanelen. Daarom zijn voor de liggers onderaan de sandwichpanelen dezelfde doorsnedegrootheden gebruikt als voor de liggers bovenaan het sandwichpaneel.

Voor de horizontale liggers in de onderregel van de bovenconstructie zijn de doorsnedegrootheden gelijk aan 3 maal het oppervlak en 3 maal het traagheidsmoment van één omgekeerd U-profiel. Dit geldt ook voor de horizontale liggers in de bovenste regel van de bovenconstructie. Hier is voor gekozen, omdat zich respectievelijk aan de onder- en bovenkant van deze horizontale liggers geen sandwichpanelen bevinden.

Bijlage 7: Stijve verbinding tussen diagonaal en kolom

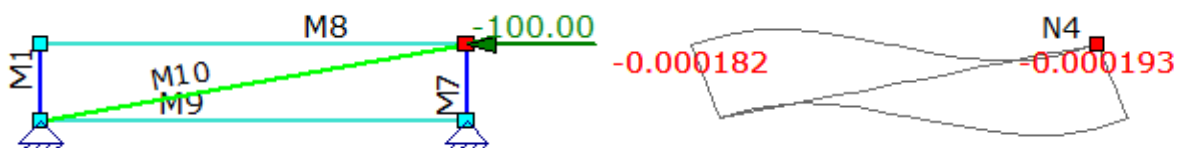
De equivalente stijfheid van een diagonaal voor zowel een PWS- als een GWS-systeem is berekend voor een wandelement van respectievelijk 2,69 bij 0,50 meter (BxH) en 2,71 bij 1,236 meter (BxH). In het MatrixFrame model worden silocellen gebruikt met een breedte van 3 meter (hart op hart afstand) en een hoogte van respectievelijk 0,50 meter en 1,236 meter. De diagonaal heeft dus net een andere richting en lengte dan de diagonaal die wordt gehanteerd in het MatrixFrame model. Om te onderzoeken of dit kleine verschil in richting een grote invloed heeft op de krachtwerving is er gekeken naar de normaalkracht in de diagonaal en de knoopverplaatsing van het knooppunt rechtsboven voor een vakwerk met en zonder een stijve verbinding tussen de kolom en de diagonaal. Het betreft het model van een damwandplaat van het PWS-systeem. Voor de verbinding tussen de diagonaal en de kolom is een klein stukje staaf gekozen met een lengte van 0,155 meter, waardoor de richting van de diagonaal overeenkomt met de richting gehanteerd voor de berekening van de equivalente stijfheid van de diagonaal. Het stukje staaf tussen kolom en diagonaal is een profiel dat 50 maal het oppervlak en 50 maal het traagheidsmoment van de horizontale ligger heeft, waardoor de rekstijfheid (EA) en de buigstijfheid (EI) erg groot is vergeleken met de andere constructie elementen. Er is voor 50 maal het profiel van de horizontale ligger gekozen, omdat dit resulteert in een rechte hoek tussen dit kleine stukje staaf en de kolom. Aan de hand van de rechte hoek tussen de kolom en het kleine stukje staaf (zie Figuur 56 rechts) is gecontroleerd of het zich als een zeer stijf element gedraagt.



Figuur 56 Links een wandelement van een PWS-systeem van 3 bij 0,50 meter waarbij er stijve verbindingen zijn toegepast in horizontale richting. De profielen zijn gekozen als in Tabel 6. De stijve staven tussen kolom en diagonaal hebben beide een lengte van 0,155 meter, waardoor de diagonaal in dezelfde richting staat als bij de berekening van de equivalente stijfheid voor damwandplaat. Rechts is het vervormde vakwerk weergegeven, de knoop rechtsboven in het vakwerk heeft een horizontale verplaatsing van 0,163 millimeter.

De normaalkracht in de pendelstaaf is – 91,3 kN en de knoopverplaatsing van de knoop rechtsboven (zie Figuur 56) is 0,163 millimeter.

Vervolgens is voor het vakwerk zonder stijve staafverbinding tussen diagonaal en kolom dezelfde belasting toegepast en gekeken naar de knoopverplaatsing in x-richting en de normaalkracht in de pendelstaaf.



Figuur 57 Links het gebruikte mechanica-schema voor een vakwerk van 3 bij 0,50 meter, waarbij de diagonaal de equivalente stijfheid van een wandelement van het PWS-systeem representeert. De diagonaal is scharnierend verbonden met het vakwerk en de profielen weergegeven in Tabel 6 zijn toegekend aan de staven. In dit vakwerk zijn er geen stijve verbindingen toegepast en heeft de diagonaal dus een klein verschil in lengte en richting vergeleken met het model in Figuur 56. Rechts zijn de knoopverplaatsingen in x-richting weergegeven.

Zonder het toepassen van stijve verbindingen is de normaalkracht in de pendelstaaf gelijk aan -101 kN en is de knoopverplaatsing in x-richting van knoop N4 (zie Figuur 57) gelijk aan 0,193 millimeter.

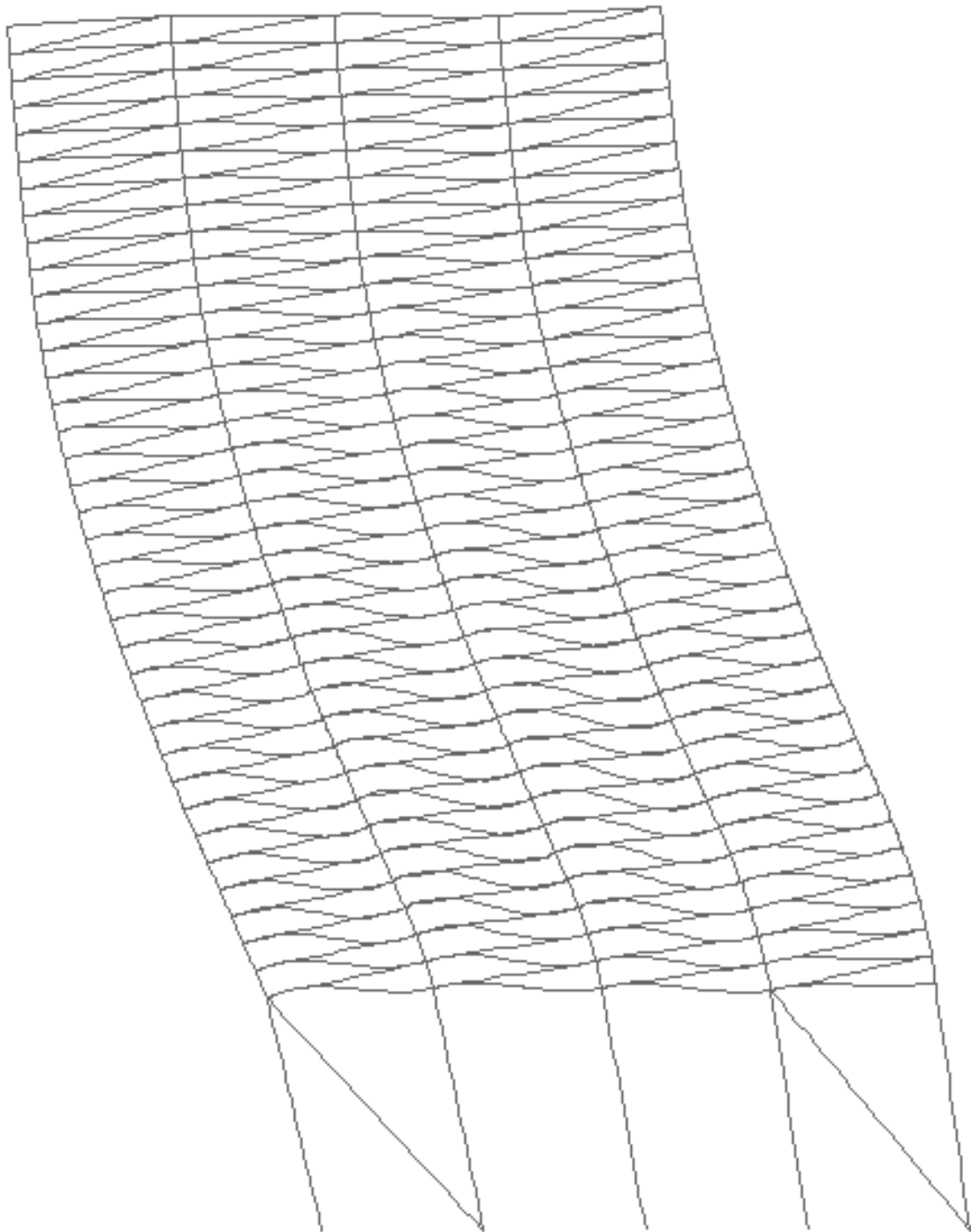
Tabel 16 Vergelijking van de normaalkracht in de pendelstaaf en de horizontale knoopverplaatsing van knoop N4 bij een vakwerk waarbij stijve verbindingen zijn toegepast en een vakwerk waar deze ontbreken.

	Normaalkracht in de pendelstaaf [kN]	Knoopverplaatsing in x-richting van knoop N4 (zie Figuur 57) [mm]
Vakwerk met stijve verbinding	-91,4	0,163
Vakwerk zonder stijve verbinding	-101	0,193
Procentuele afwijking	10,5%	18%

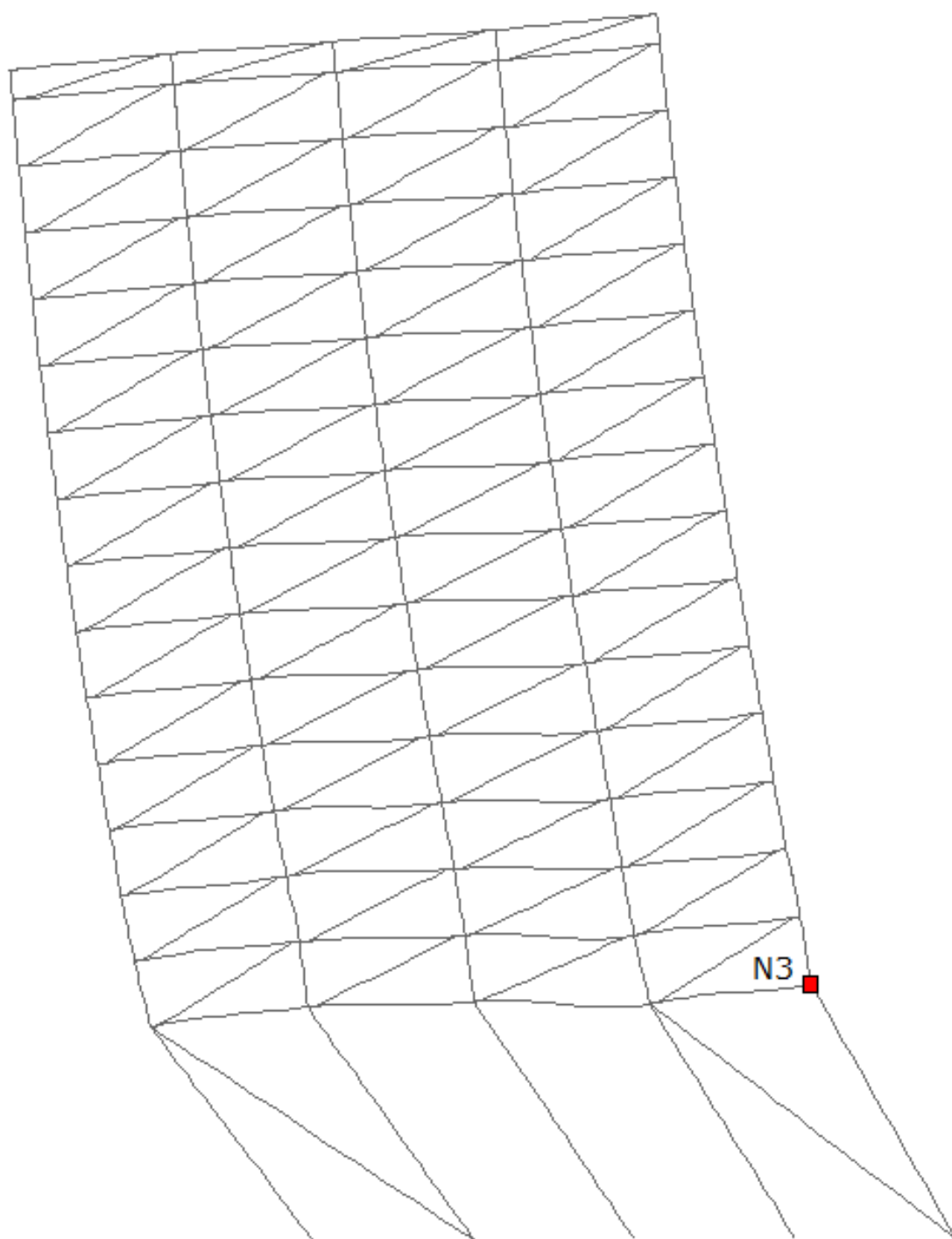
Uit Tabel 16 volgt dat het aanpassen van de richting van de diagonaal door toevoeging van stijve staven tussen de kolom en de diagonaal wel degelijk invloed heeft op de normaalkracht (10,5%). De knoopverplaatsing van de knoop rechtsboven in het vakwerk heeft een afwijking van 18%. De invloed van de verandering van de richting van de diagonaal door het niet introduceren van stijve verbindingen is voor één damwandplaat al groter dan 10 procent. Voor het model van de hele constructie zal dit ook een groot verschil geven in het resultaat. Daarom is deze verandering van richting niet verwaarloosd en is voor de damwandplaat het model met de stijve verbindingen tussen kolom en diagonaal gebruikt.

De invloed van de richting van de diagonaal is hier gecontroleerd voor de damwandplaat. Er wordt aangenomen dat de invloed voor de sandwichpanelen ook relatief groot is en daarom zullen voor het model van het GWS-systeem eveneens stijve verbindingen worden meegenomen.

Bijlage 8: Vervorming van de silo's



Figuur 58 Vervorming van de profielwandsilo voor een horizontale belastig zoals weergegeven in Figuur 29.



Figuur 59 Vervorming van de gladwandsilo bij een horizontale belasting zoals weergegeven in Figuur 34.