

**MASTER**

**Constructief ontwerp van de geïndustrialiseerde funderingsmethode II**

Schalkwijk, G.W.

*Award date:*  
2009

[Link to publication](#)

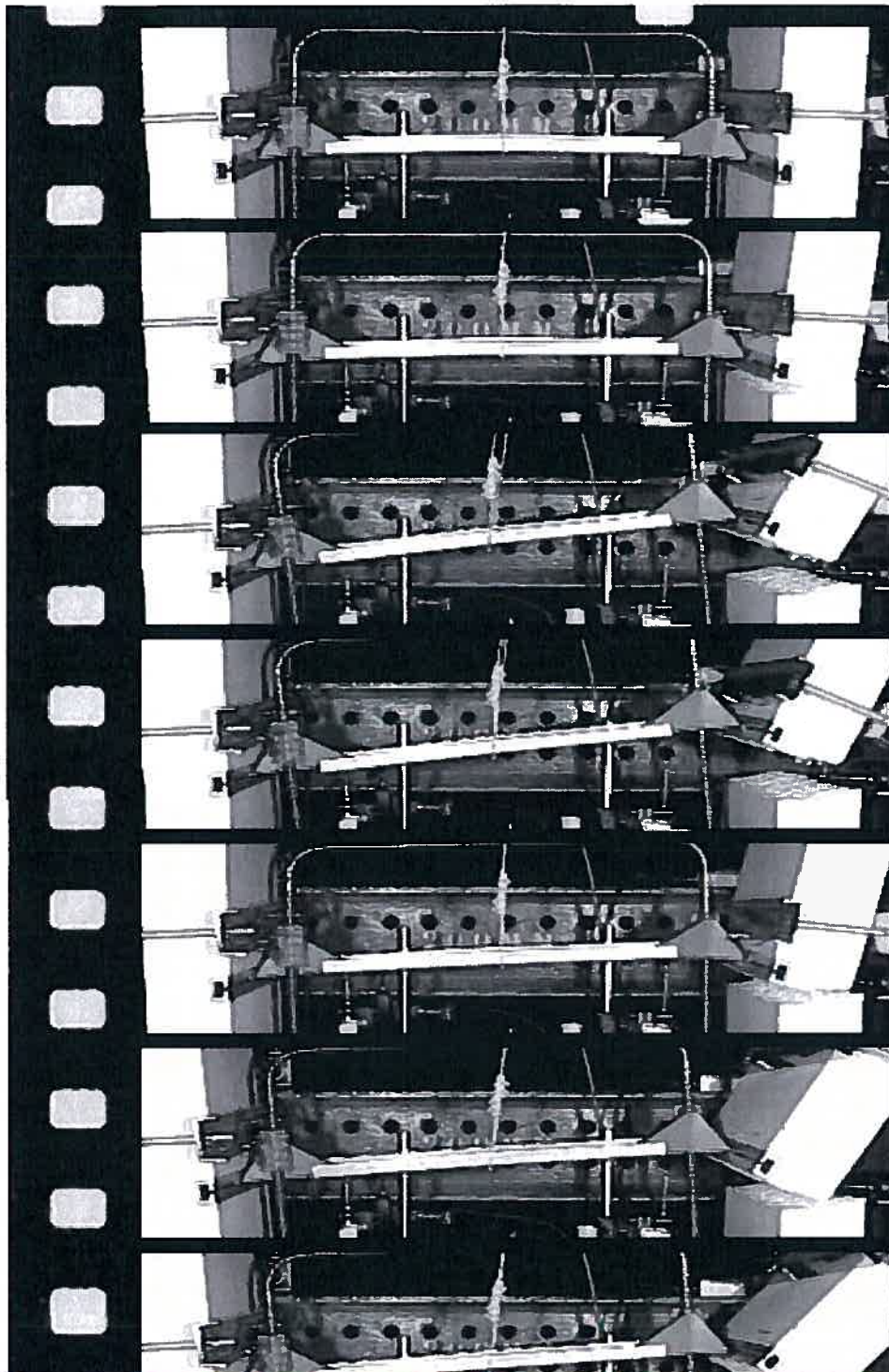
**Disclaimer**

This document contains a student thesis (bachelor's or master's), as authored by a student at Eindhoven University of Technology. Student theses are made available in the TU/e repository upon obtaining the required degree. The grade received is not published on the document as presented in the repository. The required complexity or quality of research of student theses may vary by program, and the required minimum study period may vary in duration.

**General rights**

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain



**Constructief ontwerp van de  
Geïndustrialiseerde funderingsmethode II**

**Bijlagen**





## **Bijlagen**

Bijlage I: Samenvatting voorafgaand onderzoek	3
Bijlage II: Analyse vakwerkvorm	5
Bijlage III: Systeemanalyse fundering deel 1	7
Bijlage V: Wapenen funderingsbalken	77
Bijlage VI; Analyse bestaande funderingsmethoden	87
Bijlage VII: Bestaande funderingsmethoden	89
Bijlage VIII : ontwerpproces doorsnede	91
Bijlage IX: Dimensioneren bekisting	95
Bijlage X: Materiaaleigenschappen EPS:	111
Bijlage XI: Mechanische eigenschappen PVC	111
Bijlage XII: Bepalen F1 en F2 proefopstelling	113
Bijlage XII : foto's bezweken klem	119



## **Bijlage I: Samenvatting voorafgaand onderzoek**

Voordat Joost Huijgen en ik in aanraking kwamen met de vakwerkfundering was er al door verschillende personen onderzoek aan dit onderwerp verricht. Hieronder staat kort samengevat wie dit waren en welke bijdrage zij hebben geleverd.

### **1.1 De heer S.P.G. (Faas) Moonen; promotieonderzoek**

De basis voor de vakwerkfundering is gelegd door de heer Moonen in zijn promotieonderzoek 'Ontwerp van een geïndustrialiseerde funderingswijze'. In dit onderzoek werd het funderingsproces voor woning- en laagbouw geanalyseerd. Aan de hand van de analyse werden doelstellingen opgesteld waaraan de geïndustrialiseerde funderingswijze zou moeten voldoen. Dit waren;

- Het ontwikkelen van een geïndustrialiseerde funderingswijze, waarbij alle elementen op voorhand geproduceerd kunnen worden;
- met de principes van de efficiënte funderingswijze, die in één arbeidsgang in onderaanneming kan worden gerealiseerd;
- met een grote vormgevingsvrijheid;
- die universeel toepasbaar is;
- ten behoeve van de hedendaagse bouwmethoden
- met minder arbeid op de bouwplaats;
- met minder uren voor maatvoering en toch hogere maatnauwkeurigheid;
- die minder afhankelijk is van bouwplaatsomstandigheden
- en met een verbetering van de arbeidsomstandigheden

Het resultaat van het onderzoek was een funderingsmethode met geprefabriceerde betonnen bekistingselementen, die geproduceerd worden volgens dezelfde methode als breedplaatvloeren. In het werk werden de bekistingselementen in geulen geplaatst en gesteld waarna ze door het aanvullen van aarde gefixeerd worden. De holle ruimte tussen de bekistingselementen werd in het werk volgestort.

Tijdens de evaluatie van proefprojecten zijn enkele beperkingen van de funderingswijze gesignaleerd. Zo bleek dat de voorzieningen in de betonelementen ten behoeve van het doorvoeren van de leidingen (voornamelijk riolering, hemelwaterafvoer en mantelbuizen naar de meterruimte) in het proefproject niet voldeden.

Er werd vastgesteld dat veel tijd verloren ging met het aanpassen van de doorvoeren van leidingen, omdat op de bouwplaats de gaten toch op een andere plaats benodigd waren dan waar van tevoren rekening mee was gehouden. Daarnaast zouden de leidingen op verschillende hoogtes door de funderingsbalk gevoerd zouden moeten kunnen worden.

Op de bouwplaats zou met deze methode veel bouwtijd bespaard kunnen worden, maar de relatief lange voorbereidingstijd om de betonelementen te produceren vormde een nadeel ten opzichte van de traditionele fundering.

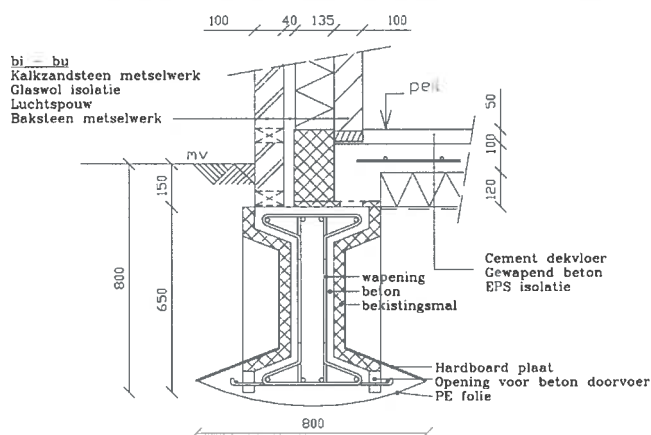


**Figuur 1: betonnen bekistingselementen**

## 1.2 Jantinus de Kleine en Martijn van den Bouwhuisen; afstudeeronderzoek

Jantinus en Martijn vervolgen tijdens hun afstuderen het onderzoek naar de geïndustrialiseerde funderingsmethode. Op basis van de doelstellingen uit het promotie onderzoek van de heer Moonen en de bevindingen tijdens de proefprojecten is besloten het product anders vorm te geven.

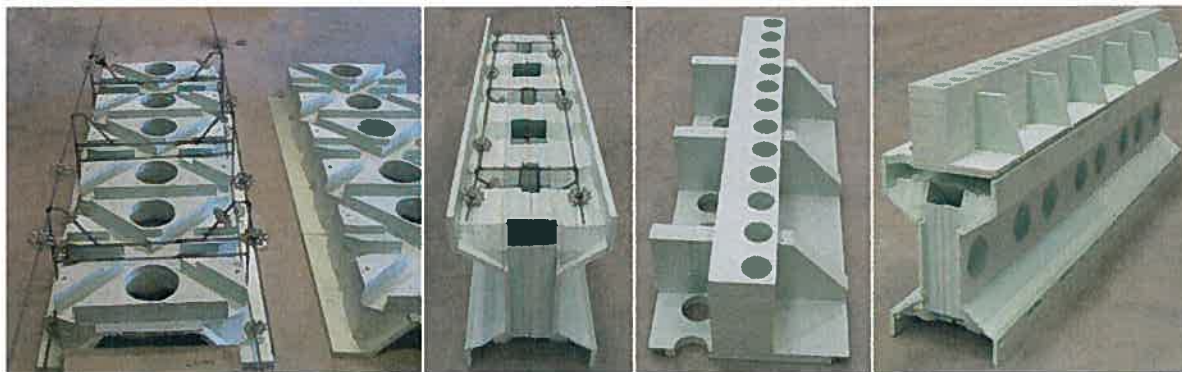
De vernieuwde funderingsbalk heeft de vorm van een vakwerk waarmee eenzelfde belasting opgenomen kan worden. Deze vakwerkform is eenvoudig te realiseren met een bekisting van EPS (piepschuim). Een relatief complexe vorm is met EPS goedkoop te produceren. De kist kan nu zo ontworpen worden dat de hoeveelheid beton beperkt wordt tot wat constructief nodig is. Hiermee wordt een besparing van 30% op de betonmassa gerealiseerd. De fundering is door zijn vorm circa drie maal stijver dan de huidig gangbare funderingen. worden gaten in de mal aangebracht, zodat op de bouwplaats geen extra activiteiten nodig zijn om leidingen door te voeren.



**Figuur 2: doorsnede vakwerkfundering**

Ook  
er

De EPS-vormdelen en de wapeningskorf worden als halffabrikaat aangeleverd en op klantspecificatie op de gewenste maat gemaakt en geassembleerd. Na assemblage worden de funderingsdelen als een kant-en-klaar bouw pakket naar de bouwplaats vervoerd. Hier worden de stroken samengevoegd. Vervolgens wordt in één stortgang zowel de vloer als de fundering gestort, waardoor een solide constructie ontstaat.



**Figuur 3: EPS-bekisting met wapeningskorf**

Jantinus de Kleine en Martijn van den Bouwhuisen sloten hun afstudeerprojecten af met een praktijktest, waarin werd aangetoond dat de nieuwe wijze van funderen in potentie veel voordelen heeft ten opzichte van de funderingsmethoden uit de praktijk.

## **Bijlage II: Analyse vakwerkvorm**

### **1.1 Aanleiding**

In het huidige ontwerp van de industriële funderingsmethode is het lijf van de funderingsbalk vormgegeven als een vakwerk. Voordeel van deze vorm is dat de ruimte tussen de diagonalen benut kan worden voor het doorvoeren van leidingen. Uit nader onderzoek en gesprekken met de praktijk blijkt echter dat deze vormgeving ook enkele nadelen met zich meebrengt. In dit korte rapport wordt onderzocht waar de oorsprong ligt van de beslissing om de vakwerkvorm te kiezen en welke argumenten hieraan ten grondslag lagen. De argumenten en voordelen van de fundering zullen uitgezet worden tegen de nadelen. Op grond hiervan zal een beslissing genomen worden of de vakwerkvorm in het toekomstige ontwerp gehandhaafd dan wel verworpen zal worden.

### **1.2 Voorafgaand onderzoek**

#### **1.2.1 Proefschrift S.P.G. Moonen**

In het promotieonderzoek van de heer S.P.G. Moonen wordt de basis gelegd voor geïndustrialiseerde funderingsmethode. Hierin worden de doelstellingen waaraan de fundering moet voldoen beschreven (zie ook bijlage 1).

Tijdens de evaluatie van de proefprojecten zijn enkele beperkingen van de funderingswijze gesignaleerd. Zo blijkt dat de voorzieningen in de betonelementen ten behoeve van het doorvoeren van de leidingen (voornamelijk riolering, hemelwaterafvoer en mantelbuizen naar de meterruimte) in de proefproject niet voldoen. Er wordt vastgesteld dat er veel tijd verloren gaat met het aanpassen van de doorvoeren van leidingen, omdat op de bouwplaats de gaten toch op een andere plaats benodigd waren dan waar van tevoren rekening mee was gehouden. Daarnaast wordt aangestipt dat leidingen op verschillende hoogtes door de funderingsbalk gevoerd moeten kunnen worden.

De relatief lange voorbereidingstijd om de betonelementen te produceren vormt een nadeel ten opzichte van de traditionele fundering.

#### **1.2.2 Afstudeerrapport Jantinus de Kleine**

In het afstudeeronderzoek van Jantinus de Kleine wordt verder gegaan met het ontwerp van de geïndustrialiseerde funderingsmethode. Uitgangspunten zijn de resultaten van het promotieonderzoek van de heer Moonen.

In de inleiding van het eindverslag worden de randvoorwaarden waaraan de fundering moet voldoen opgesomd. Dit zijn;

- Sterkte/stijfheid
- Maatnauwkeurigheid
- Flexibiliteit / vormgevingsvrijheid
- Mogelijkheid tot doorvoer van leidingen

Deze randvoorwaarden zijn een logisch gevolg van de conclusies uit het promotieonderzoek van de heer Moonen.

In hoofdstuk 1.2, *Aanleiding tot de ontwikkeling*, wordt onderbouwd waarom de doorsnede van de fundering een I-vorm zou moeten krijgen. Verder in dit hoofdstuk worden eisen gesteld waaraan de verschillende onderdelen van de doorsnede zouden moeten voldoen.



Als eisen voor het lijf worden genoemd:

- De krachten uit bovengaande constructie over te brengen naar de draagkrachtige laag of paalkop onder de onderflens
- In lengte richting wordt aan gedacht om een vakwerkconstructie / raatligger te maken (denk aan een W-, of X-model). Om mogelijke doorgangen te forceren om daardoor leidingen te voeren (installaties);

De tweede eis is uiterst dubieus. Allereerst omdat dit geen eis is maar een richting waarin de oplossing gezocht kan worden. Ten tweede omdat hier helemaal in het begintraject een oplossingsrichting aangegeven wordt terwijl nog niet kwantitatief is vastgesteld aan welke eisen de oplossing moet voldoen.

In hoofdstuk 2.3, *Verskillende funderingen uitgewerkt*, worden 3 funderingstypen voorgesteld. Van de drie typen wordt een korte beschrijving gegeven. Aan de hand van deze beschrijvingen wordt type C gekozen. Deze keuze moet gevoelsmatig gemaakt zijn, daar er geen echte vergelijking van de drie typen is opgesteld. De vraag is dan ook hoe goed deze keuze is geweest en ook: zijn de 3 voorgestelde typen de enige mogelijkheden of zijn er meer varianten mogelijk?

Hoofdstuk 6, *Conclusie/ aanbevelingen*; hier staat dat het geïndustrialiseerde funderingselement voldoet aan de sterkte- en stijfheidseisen. Enerzijds zijn in dit verslag deze eisen nooit gedefinieerd en is deze conclusie hierdoor moeilijk te toetsen. Anderzijds is het vreemd dat eerst geclaimd wordt dat de fundering constructief voldoet en in de aanbevelingen staat dat men nog een funderingselement zal moeten testen op sterkte.

### **1.2.3 Afstudeerrapport Martijn van den Bouwhuijsen**

Het afstudeerrapport van Martijn van den Bouwhuijsen gaat dieper in op de constructieve aspecten van de fundering. Als uitgangspunt wordt hier de vakwerkvorm genomen en er wordt verder ook niet ingegaan waarom deze keuze is gemaakt.

Wel wordt duidelijke waarom de vakwerkfundering volgens de berekeningen van Martijn wel constructief voldoet en de fundering volgens mijn eigen berekeningen niet. De vorm van het lijf in de berekening van Martijn is principieel andere vorm dan de fundering die ik heb doorgerekend. In mijn berekeningen ben ik uitgegaan van een kruis met 4 doorvoermogelijkheden per kruis. Martijn heeft de onderste en bovenste ruimte van het kruis ook volgestort met beton, waardoor er een andere, krachtswerking optreedt. Deze vorm is berekend met behulp van de vakwerkkanalogie terwijl ik mij afvraag of men de balk niet beter had kunnen doorrekeningen als een doorlopende balk met sparingen.

De gekozen vorm heeft als nadeel dat de leidingen maar op één bepaalde hoogte door de fundering heen gestoken kunnen worden. Dit levert een beperking op voor het praktische gebruik van de fundering.

## **1.3 Conclusie**

Uit voorgaande verslagen blijkt dat de keuze voor de vakwerkvorm van het lijf geen onderbouwde keuze is geweest. Dit wil overigens niet zeggen over de kwaliteit van de oplossing, maar er kan zeker niet vanuit worden gegaan dat dit de best mogelijke oplossing is. In het volgende hoofdstuk zal ik de randvoorwaarden waaraan de fundering moet voldoen opstellen en vervolgens de vakwerkfundering daarop toetsen. Aan de hand van de resultaten kan bekeken vastgesteld worden of de vakwerkfundering voldoet aan deze eisen of dat er andere mogelijkheden bekeken moeten worden.

**Bijlage III: Systemanalyse fundering deel 1**

**Rapportage:**

Onderzoek naar krachtswerking van een fundering op palen in de woningbouw met behulp van een systemanalyse

Deel 1: balk 1, 2 en 3

Auteur: Gijs Schalkwijk  
Student nummer: 0511227  
Datum: 26 augustus 2008  
Versie: 1.2

## Inhoudsopgave

<b>1. Probleemstelling .....</b>	<b>9</b>
1.1 Probleemstelling overkoepelend onderzoek .....	9
1.2 Probleemstelling deelonderzoek: stabiliteit, wind op kopgevel en uiterste grenstoestand .....	9
<b>2. Opzet onderzoek .....</b>	<b>10</b>
2.1 Resumé; schematisering .....	10
2.3 Resumé materialisering: .....	14
2.4 Resumé kinematische randvoorwaarden .....	16
2.5 Resumé belastingen .....	17
2.6 Resumé: Belasting combinaties .....	21
2.7 Resumé: berekening .....	21
2.8 Resumé: resultaten .....	22
<b>3. Schematisering .....</b>	<b>24</b>
3.1 schematisering gietbouw .....	24
3.2. schematisering stapelbouw .....	29
<b>4. Materialisering .....</b>	<b>31</b>
4.1 Materialisering gietbouw .....	31
4.2 Materialisering stapelbouw .....	35
<b>5. kinematische randvoorwaarden .....</b>	<b>37</b>
<b>6. Belastingen .....</b>	<b>39</b>
6.1 Gietbouw .....	39
6.2 Stapelbouw .....	43
6.3 Excentriciteit buitenwanden .....	45
<b>7. Belastingcombinaties .....</b>	<b>47</b>
<b>8. berekening .....</b>	<b>48</b>
<b>9. Resultaten .....</b>	<b>49</b>
<b>Literatuur .....</b>	<b>54</b>

## **1. Probleemstelling**

### **1.1 Probleemstelling overkoepelend onderzoek**

Het onderzoek dat voor u ligt maakt deel uit van een onderzoek naar de krachtswerking van een funderingsbalk op palen voor de woningbouw.

In de huidige bouwpraktijk berekenen constructeurbureaus vaak de krachten op een fundering voor de woningbouw door slechts te kijken naar de uiterste grenstoestand. Hierbij wordt aangenomen dat het belastingsgeval stabiliteit niet maatgevend is.

In dit onderzoek zal naast het bepalen van de krachten in de funderingsbalk, onderzocht worden of deze aanname geoorloofd is.

### **1.2 Probleemstelling deelonderzoek: stabiliteit, wind op kopgevel en uiterste grenstoestand**

In dit deelonderzoek worden de optredende krachten berekend in het belastinggeval stabiliteit; wind op kopgevel en de uiterste grenstoestand.

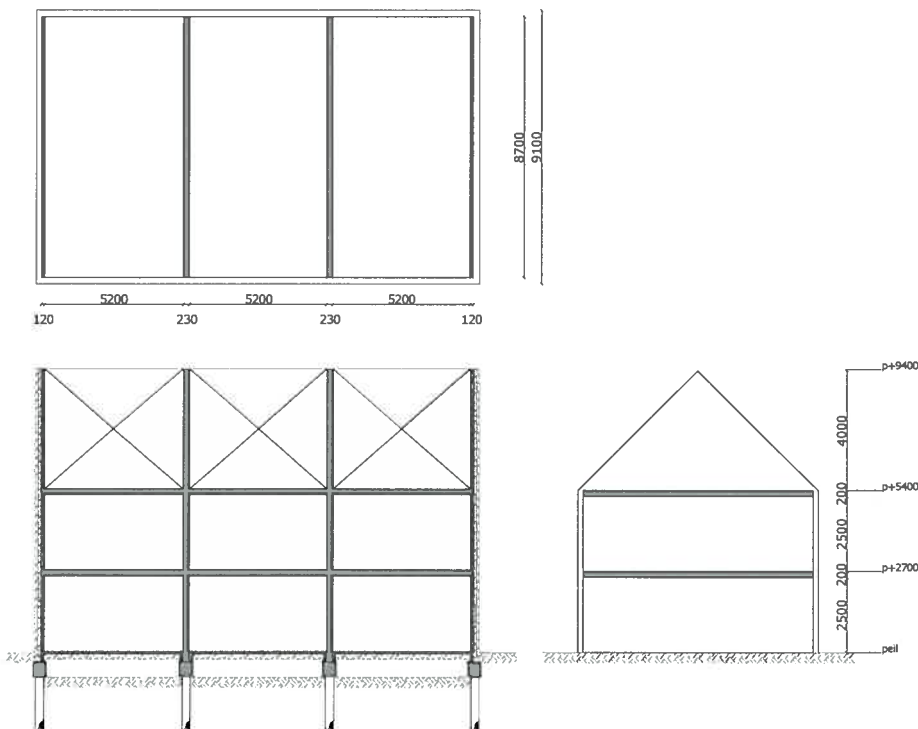
## 2. Opzet onderzoek

### 2.1 Resumé; schematisering

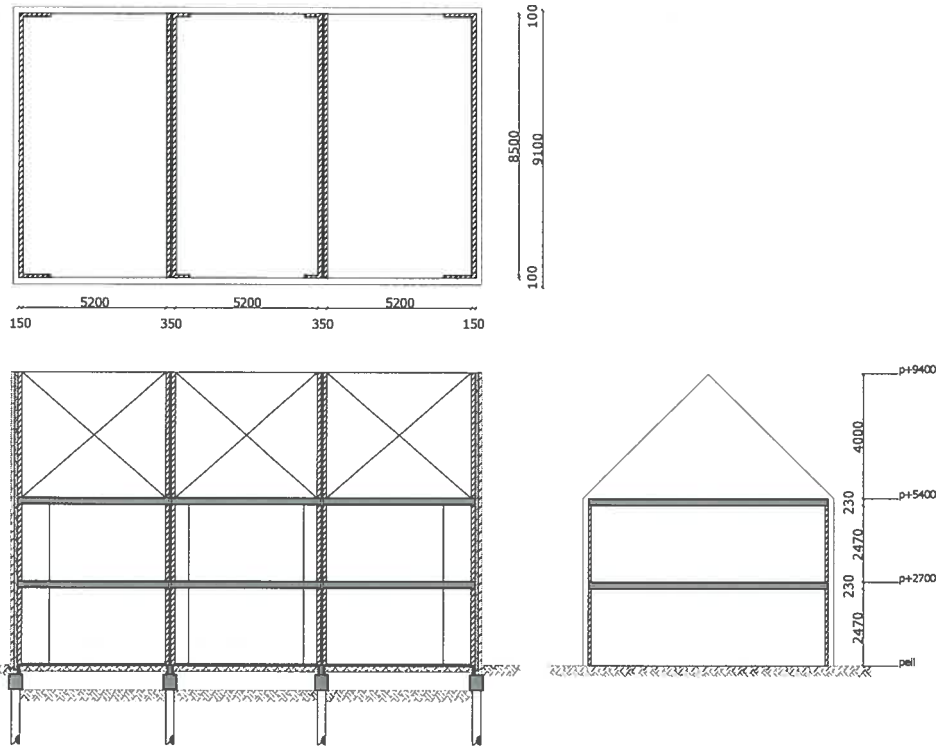
Om de krachtswerking van een funderingsbalk vast te stellen is ervoor gekozen om het systeem van een blok van 3 rijtjeshuizen te beschouwen. Rijtjeshuizen zijn een veel voorkomende vorm van woningbouw in Nederland en een rij van 3 woningen geeft een ondergrens voor de stabiliteit. De auteur is zich ervan bewust dat dit slechts een basisvorm is en vrijwel elke woningplattegrond hier van af wijkt. Het doel is echter niet om een gedetailleerde uniforme analyse uit te voeren, maar vooral om meer inzicht in de algemene krachtswerking.

In dit onderzoek beschouwen we een blok van 3 rijtjeswoningen, waarbij onderscheidt is gemaakt tussen twee bouwsystemen, te weten de gietbouwmethode en de stapelbouwmethode met gebruik van kalkzandsteen blokken. Dit onderscheid is gemaakt om de bouwmethodes verschillende stabiliteitssystemen hebben.

De uitgangspunten van de woningen is afgeleid van de schematisering in de rekenvoorbeelden uit CUR rapport 94-4: *Stabiliteit Woningbouw* [1].



figuur 1; rijtjeswoning in gietbouwmethode

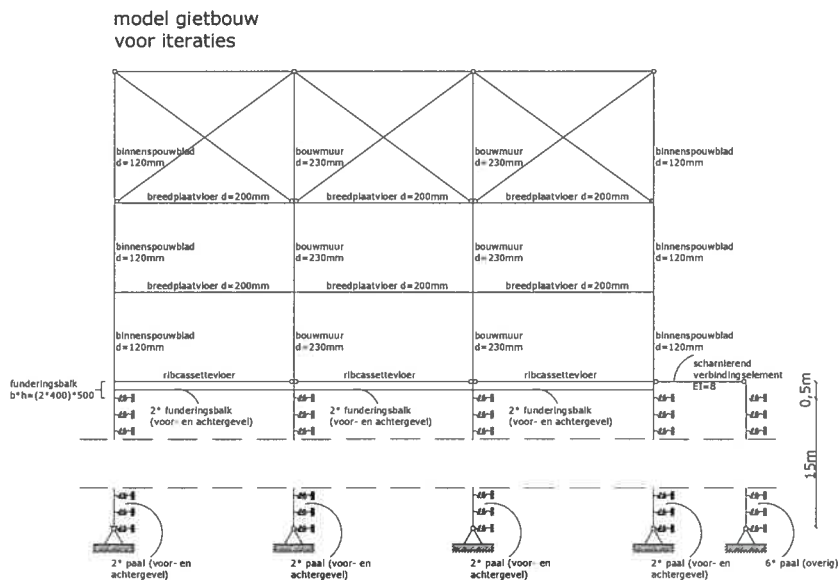
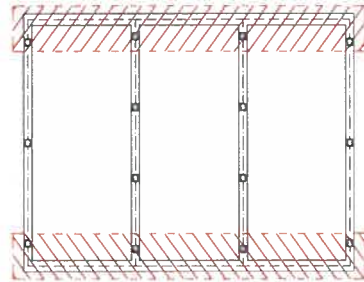


**figuur 2; rijtjeswoning in stapelbouwmethode (ankerloze bouwmuur)**

### 2.1.1 Schematisering gietbouw

Het systeem wordt geschematiseerd in een 2D-draadmodel, waarbij de stabiliteit ontleend wordt aan de momentvaste verbindingen tussen wanden en vloeren. Voor de eerste berekening worden de volgende aannames gedaan;

- De dakconstructie wordt als een stijf vlak verondersteld en wordt daarom geschematiseerd als een kruisverband.
- Wanden en vloeren worden aan elkaar gestort, m.u.v. de begane grond vloer. Deze worden in eerste instantie als een inklemming geschematiseerd. Na verschillende iteraties zal worden gecontroleerd of deze aanname juist is.
- De begane grond vloer wordt ter plaatse van de bouwmuren scharnierend geschematiseerd, omdat deze hier naast de bouwmuur op de fundering liggen. Ter plaatse van de buitenmuren zijn deze in eerste instantie momentvast aangenomen omdat het binnenspouwblad op de vloer rust (grote normaalkracht). Na verschillende iteraties zal worden gecontroleerd of deze aanname juist is.
- De palen zijn ingedeeld in twee groepen.
  - De palen die dicht bij de voorgevel staan. Bij deze groep heeft de funderingsbalk grote invloed op de verdraaiingscapaciteit van de kop van de palen. Aangenomen wordt dat deze invloed zo groot is dat de verbinding als momentvast kan worden geschematiseerd.
  - De overige palen. Deze ondervinden door de grotere afstand tot de randbalk veel minder weerstand voor de rotatie van de paalkop. Deze palen werken echter door verbinding met de vloeren wel mee het opnemen van de horizontale krachten. De palen worden als groep los geschematiseerd en worden door een oneindig stijve balk verbonden met de begane grondvloer.
- De palen worden om de halve meter gesteund door een horizontale laterale veer die de weerstand van de grond in rekening brengt.

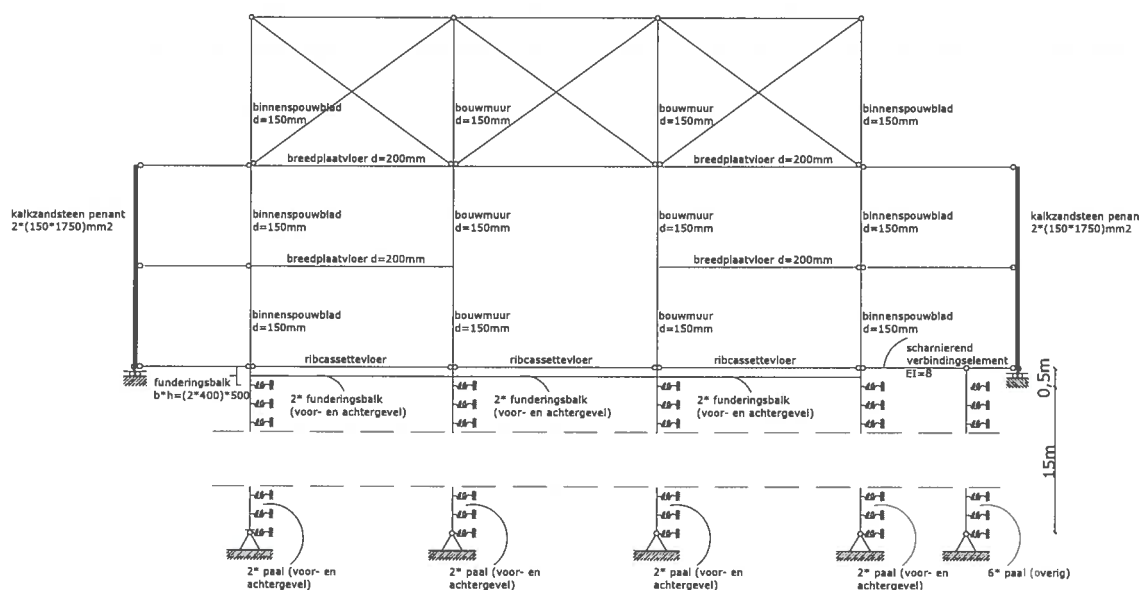


figuur 3; schematisering gietbouw voor iteraties

## 2.1.2 Schematisering stapelbouw

Het systeem wordt geschematiseerd als een draadmodel, waarbij de stabiliteit ontleend wordt aan penanten. Voor de eerste berekening worden de volgende aannames gedaan;

- De dakconstructie wordt als een stijf vlak verondersteld en wordt daarom geschematiseerd als een kruisverband.
  - De verbinding wanden en vloeren wordt in eerste instantie momentvast aangenomen vanwege de aanwezige normaalkracht. Na de eerste berekening zal aan de hand van M-N-K diagrammen gekeken worden of deze aanname correct is.
  - De middelste woning is weggelaten in de schematisering. Deze heeft door de ankerloze bouwmuur geen contact met de andere woningen en heeft dus geen invloed op de stabiliteit van het woningblok. Het eigen gewicht en de veranderlijke belastingen van de middenwoning worden als puntlasten op de fundering gezet. Het dak heeft eenzelfde opbouw als bij het gietbouwmodel en loopt als een stijf vlak door over de drie woningen.
- (De tussenwoning dient uiteraard wel stabiliserende elementen te hebben voor het geval dat een van de twee hoekwoning weg zou vallen. Deze hebben echter dan pas een functie en kunnen in dit model weggelaten worden.)
- De binnenwanden en bouwmuren staan op de begane grond vloer. De koppelingen zijn voor een eerste berekening momentvast aangenomen door de aanwezige normaalkracht. Na de eerste berekening zal aan de hand van M-N-K diagrammen gekeken worden of deze aanname correct is.
  - De funderingsbalk en palen worden op eenzelfde wijze geschematiseerd als bij het gietbouwmodel.
  - De hoekverdraaiing en het moment ter plaatse van de oplegging van de penant zijn gekoppeld aan de buitenste hoekpunten van de funderingsbalk



figuur 4; schematisering stapelbouw voor iteraties



## 2.3 Resumé materialisering:

### 2.3.1 Materialisering gietbouw

Veiligheidsklasse 2 (NEN 6702 art. 5.1)  
Referentieperiode 50 jaar  
Correctiefactor  $\psi_t=1$   
Woning in gebied II bebouwd (NEN 6702 art. 8.6.2.2.)  
Materialen:

Beton: sterkteklasse C20/25  
 $f_b= 1,15 \text{ N/mm}^2$   
 $f'_b= 15 \text{ N/mm}^2$   
Staal: FeB 500  
 $f_s= 435 \text{ N/mm}^2$

#### 1.1.1

#### 1.1.2 E-modulus beton

Daar waar de betondoorsnede axiaal belast wordt of onder voorspanning staat wordt de  $E_{fict}$  berekend volgens:

$$E_f = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot f'_{ck} \quad (\text{VBC 7.7.2})$$

Bij doorsneden die alleen op buiging belast worden wordt de  $E_{fict}$  gevonden in VBC tabel 15.

#### Traagheidsmoment

Daar waar de doorsnede een afwijkende vorm heeft, zoals bij de ribcassettevloer, wordt de afwijkende vorm geschematiseerd door een eenvoudige doorsnede te kiezen met eenzelfde oppervlakte en traagheidsmoment.

### 2.3.2 Materialisering stapelbouw

Veiligheidsklasse 2 (NEN 6702 art. 5.1)

Referentieperiode 50 jaar

Correctiefactor  $\psi_t=1$

Woning in gebied II bebouwd (NEN 6702 art. 8.6.2.2.)

Materialen:

Beton: sterkteklasse C20/25

$$f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_b = 15 \text{ N/mm}^2$$

Staal: FeB 500

$$f_s = 435 \text{ N/mm}^2$$

Kalkzandsteen: Dichtheid:  $P_{kzs} = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Representatieve druksterkte:  $f'_{rep} = 6 \text{ N/mm}^2$

Materiaalfactor:  $\gamma_m = 1,8$  (NEN 6790 art. 9.1.1)

Rekenwaarde druksterkte:  $f'_{rep} / \gamma_m = 6 / 1,8 = 3,33 \text{ N/mm}^2$  (NEN 6790 art. 9.1.1)

Representatieve treksterkte:  $f_{m;\perp;rep} = 1,5 * f_{c;rep}$  (NEN 6790 art. 9.2.3)

$$f_{c;rep} = 0,4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{NEN 6791 art. 4})$$

$$f_{m;\perp;rep} = 1,5 * 0,4 = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

Rekenwaarde treksterkte:  $f_{m;\perp;d} = f_{m;\perp;rep} / \gamma_m$  (NEN 6790 art. 9.2.1)

$$f_{m;\perp;d} = 0,6 / 1,8 = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

Elasticiteitsmodulus: Omdat uit het model van gietbouw al is gebleken dat de normaalkrachten niet erg hoog zijn, zal voor de Elasticiteitsmodulus 75% van de E-modulus van de ongescheurde doorsnede worden aangenomen

(CUR rapport 94-4, p35 [1])

$$E_f = 750 * f_d = 750 * 0,33 = 2498 \text{ N/mm}^2$$

Er wordt aangenomen dat de lijm mortel voldoet aan tabel 5 van NEN 3835. Op basis van artikel 4 van de NPR 6791 Steenconstructies – eenvoudige ontwerpregels gebaseerd op NEN 9790-, kan voor de representatieve hechtsterkte  $f_{t;rep} = 0,4 \text{ N/mm}^2$  worden aangenomen. Dit is hoger dan de rekenwaarde voor de treksterkte ( $f_{m;\perp;d} = 0,33 \text{ N/mm}^2$ ) zodat de treksterkte van de kalkzandsteen blokken maatgevend is.

#### E-modulus beton

Analoog aan gietbouwmodel

#### Traagheidsmoment

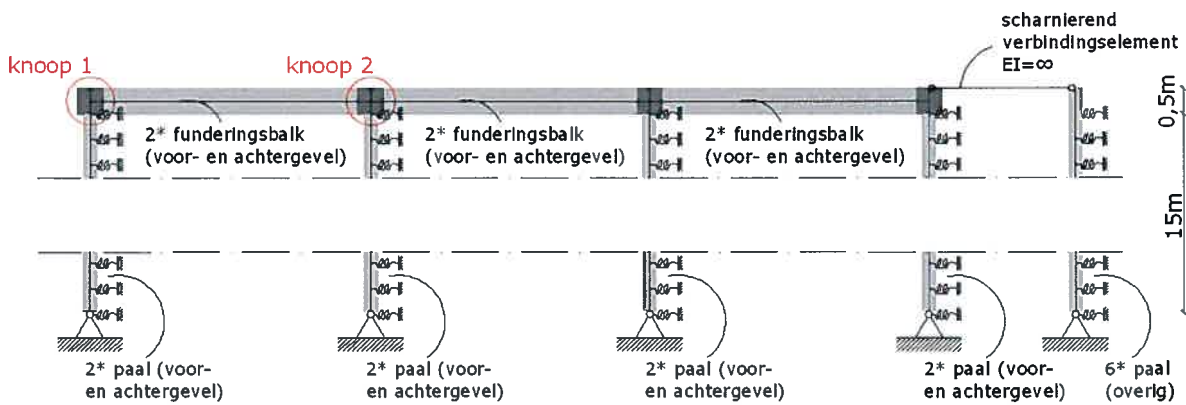
Analoog aan gietbouwmodel

## 2.4 Resumé kinematische randvoorwaarden

De palen worden om de halve meter horizontaal gesteund door translatieveren die de horizontale bedingconstante van de bodem vertegenwoordigen. De veerconstante van deze veren is vastgesteld door een lage conusweerstand (1,5 Mpa) te kiezen en deze, met behulp van een vuistregel uit de collegereeks grondmechanica 2, om te rekenen naar een horizontale bedingconstante.

Vervolgens is de veerstijfheid van de fundering getoetst aan de waarden die in het CUR rapport 94-4 worden genoemd als realistische waarden. Hieruit bleek dat de aanname voor de veerstijfheid redelijk is.

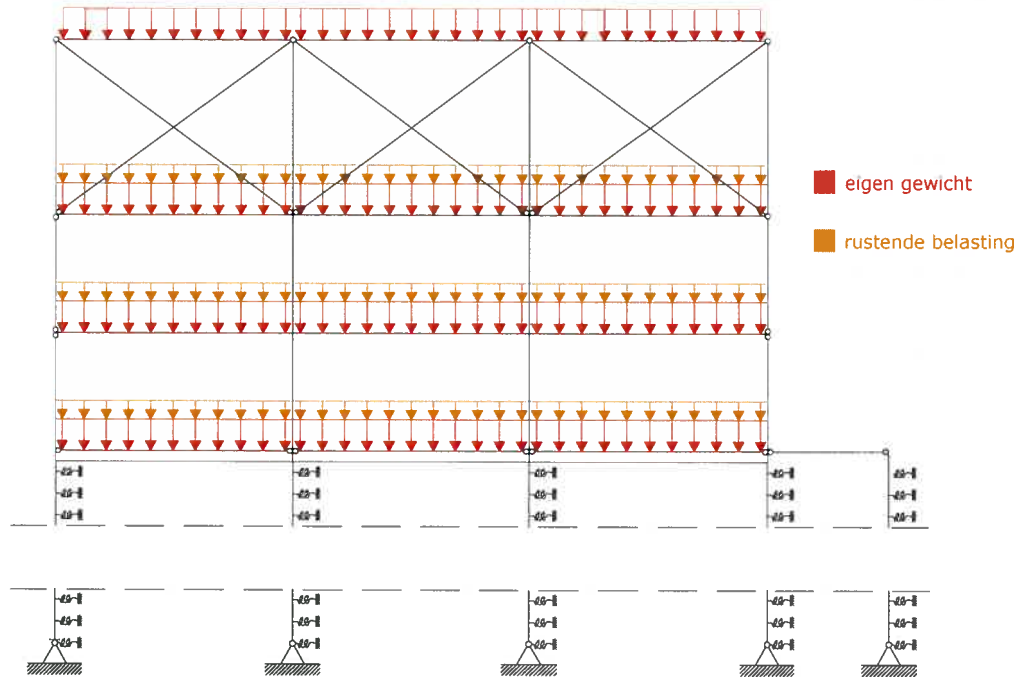
De onderkant van de elke palengroep wordt gesteund door een scharnierende oplegging.



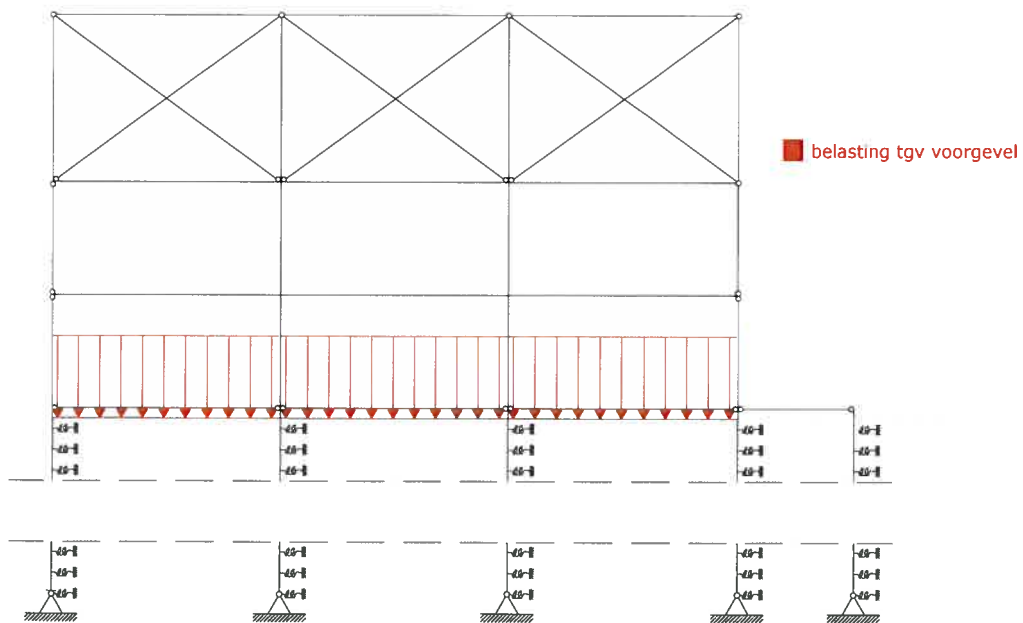
figuur 5; kinematische randvoorwaarden palen

## 2.5 Resumé belastingen

### 2.5.1. Verticale belastingen gietbouw

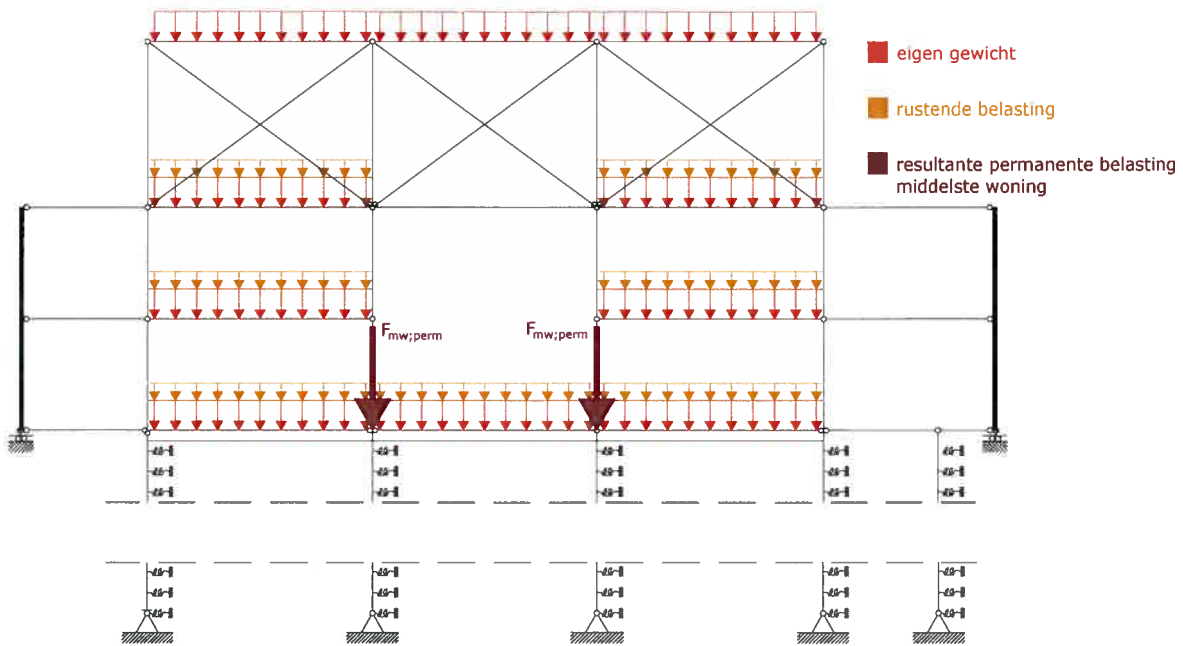


figuur 6; verticale belasting - gietbouw2.1

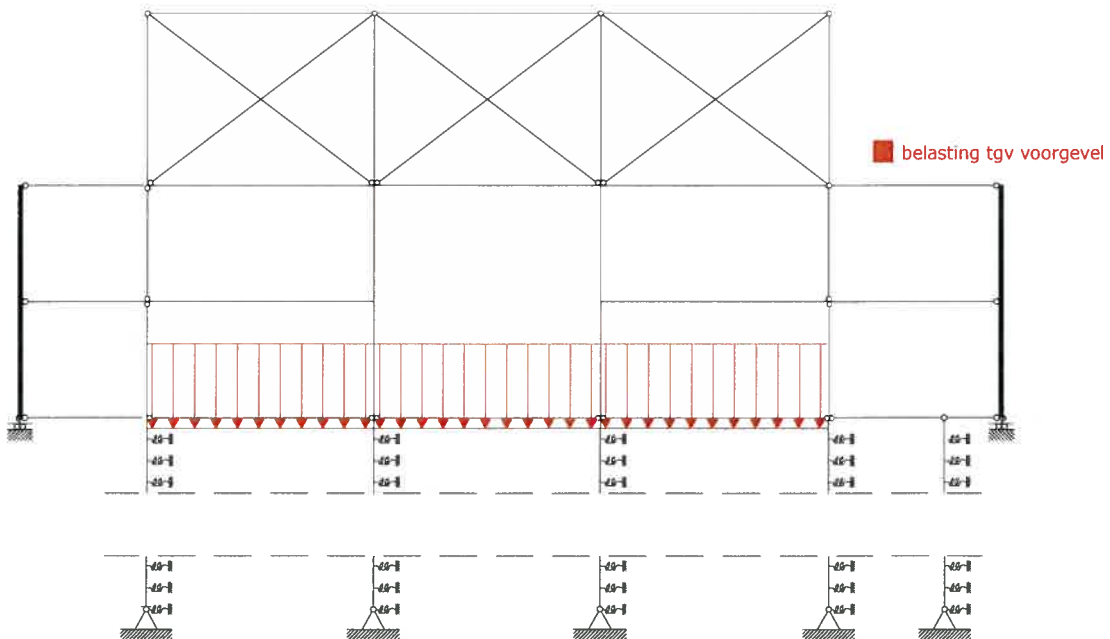


figuur 7; verticale belasting tgv eigen gewicht kopgevel - gietbouw 2.2

## 2.5.2 Verticale belastingen stapelbouw



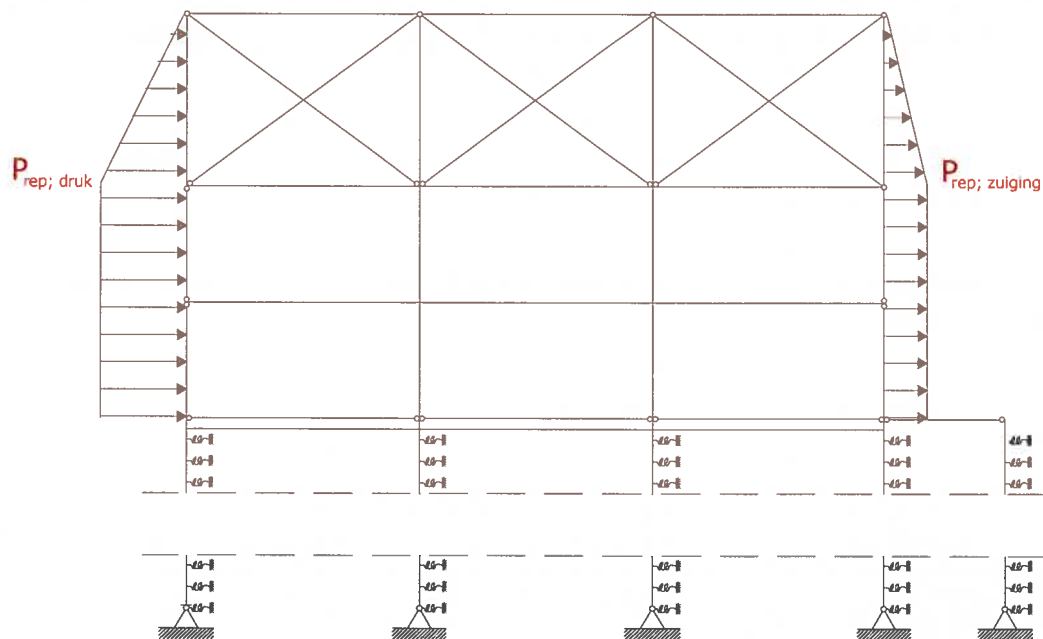
figuur 8; verticale belasting - stapelbouw 2.2



figuur 9; verticale belasting tgv eigen gewicht kopgevel - stapelbouw 2.1

### 2.5.3 horizontale belasting

Ten gevolge van de wind wordt het model horizontaal belast. Voor beide modellen is deze belasting hetzelfde.



figuur 10; horizontale belasting tgv wind

### 2.5.4 Excentriciteit buitenwanden

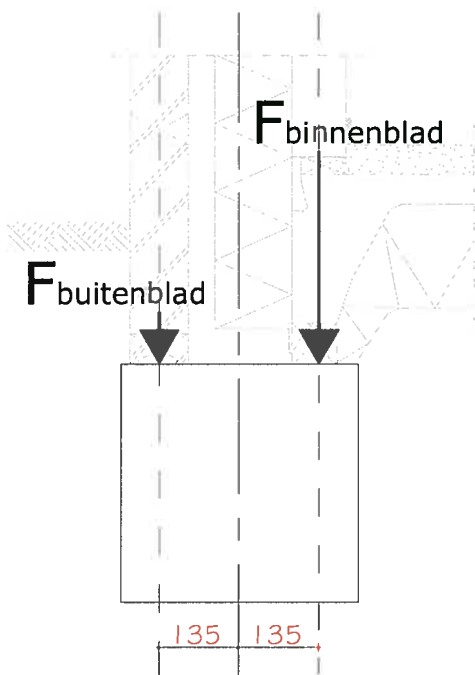
Indien de wanden van de zijgevels symmetrisch ten opzichte van de hartlijn van de fundering worden geplaatst, zal er behalve een verticale kracht ook een moment in de fundering optreden door de excentriciteit van de belasting. Het binnenblad wordt namelijk zwaarder belast dan het buitenblad. Zo draagt het binnenblad de belasting van de vloeren en het dak, terwijl bij het buitenblad vooral het eigen gewicht voor de belasting zorgt.

Om dit te modeleren is onderzocht welke belasting beide wanden afdragen naar de fundering. Hierbij wordt alleen gekeken naar permanente belasting. Veranderlijke belasting wordt buiten beschouwing gelaten, omdat deze in de belastingcombinatie stabiliteit niet meegenomen wordt (zie hoofdstuk 7).

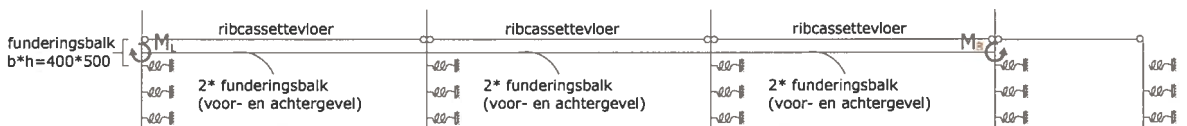
Uit de gewichtberekening (zie hoofdstuk 6.3) blijkt dan dat het binnenblad in dit 2D-model een kracht van 604kN(gietbouw), respectievelijk 598kN (stapelbouw) uitoefent op de fundering. Het buitenblad levert in beide gevallen een kracht van 136kN.

Uit het SBR-standaarddetail in figuur 11 blijkt dat afstand van de hartlijn van de fundering tot de hartlijn van de wanden 135 mm is. Het optredend moment is dan  $604 * 0,135 - 136 * 0,135 = 63 \text{ kNm}$

Omdat de momenten bij het gietbouwmodel en het stapelbouwmodel nagenoeg hetzelfde zijn grijpt in beide gevallen een moment van 63kNm op de hoekpunten van de fundering aan (figuur 12).



figuur 11; SBR-funderingsdetail



figuur 12; momenten ten gevolge van excentriciteit in muur

## 2.6 Resumé: Belasting combinaties

### 2.6.1 Stabiliteit; wind van links

Aan de hand van het model zal een stabiliteitsberekening uitgevoerd worden. In deze berekening heeft de permanente belasting een gunstige werking. De NEN 6702 geeft in zo'n geval de belastingcombinatie:

$$1.1.3 \quad 0,9 * G_{rep} + 1,3 * 1 * Q_{wind;rep}$$

### 2.6.2 Uiterste grenstoestand

Aan de hand van het model zal een berekening uitgevoerd worden voor de uiterste grenstoestand. Voor gebouwen uit veiligheidsklasse 2 geeft tabel 2 van NEN 6702 hiervoor:

$$1,2 * G_{rep} + 1,3 * 1 * Q_{rep}$$

## 2.7 Resumé: berekening

Vier situaties zijn nader onderzocht:

1. model gietbouwmethode
2. model stapelbouwmethode
3. model gietbouwmethode + excentriciteit buitengevel
4. model stapelbouwmethode + excentriciteit buitengevel

Bij de eerste twee gevallen wordt er vanuit gegaan dat de buitenwanden zodanig op de fundering geplaatst zijn dat er geen extra moment ontstaat.

Bij de laatste twee gevallen wordt de excentriciteit van de buitenwanden verrekend door middel van een moment van 63 kNm.

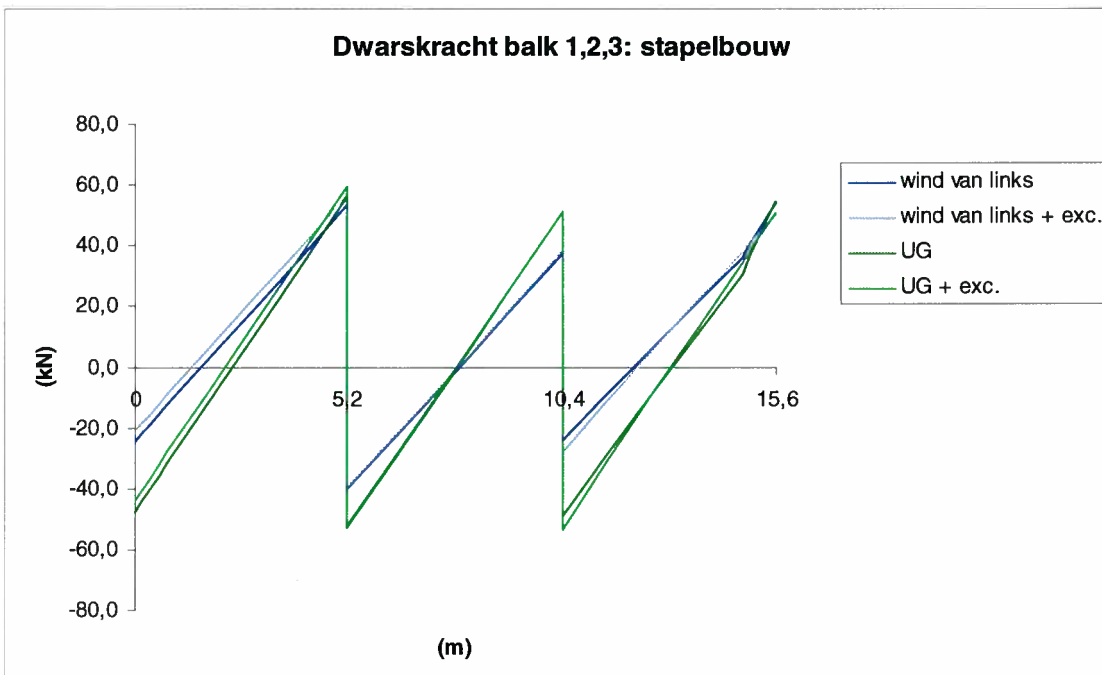
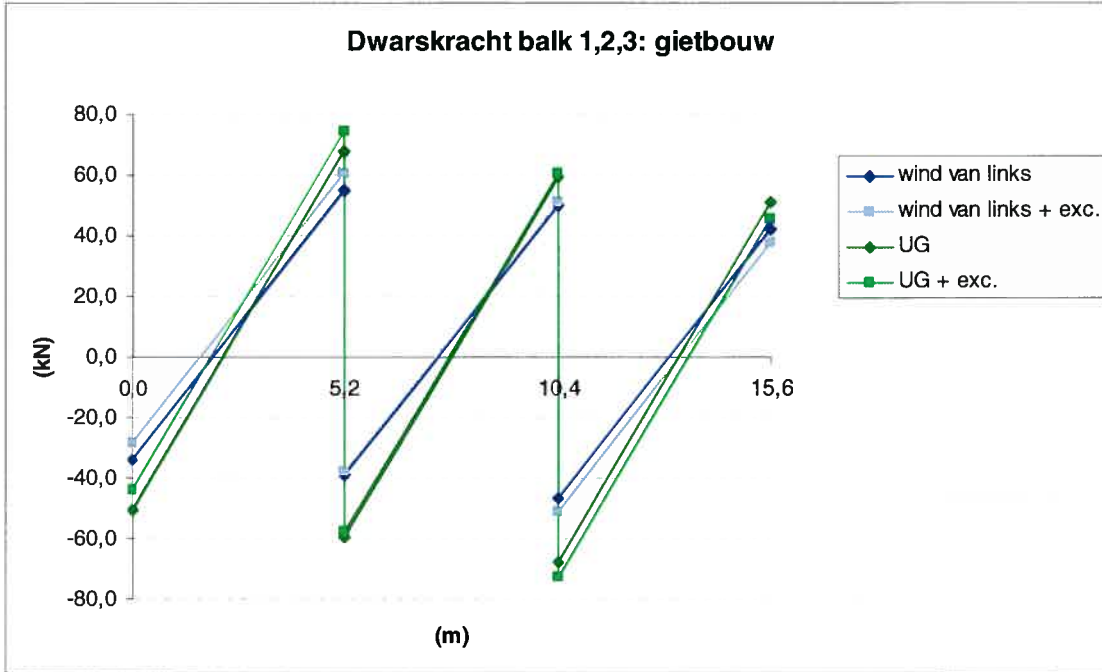
Bij de berekening zijn de volgende twee stappen te onderscheiden

- iteratief vaststellen of knopen momentvast dan wel scharnierend dienen te worden geschematiseerd.
- Tweede orde effect in rekening brengen

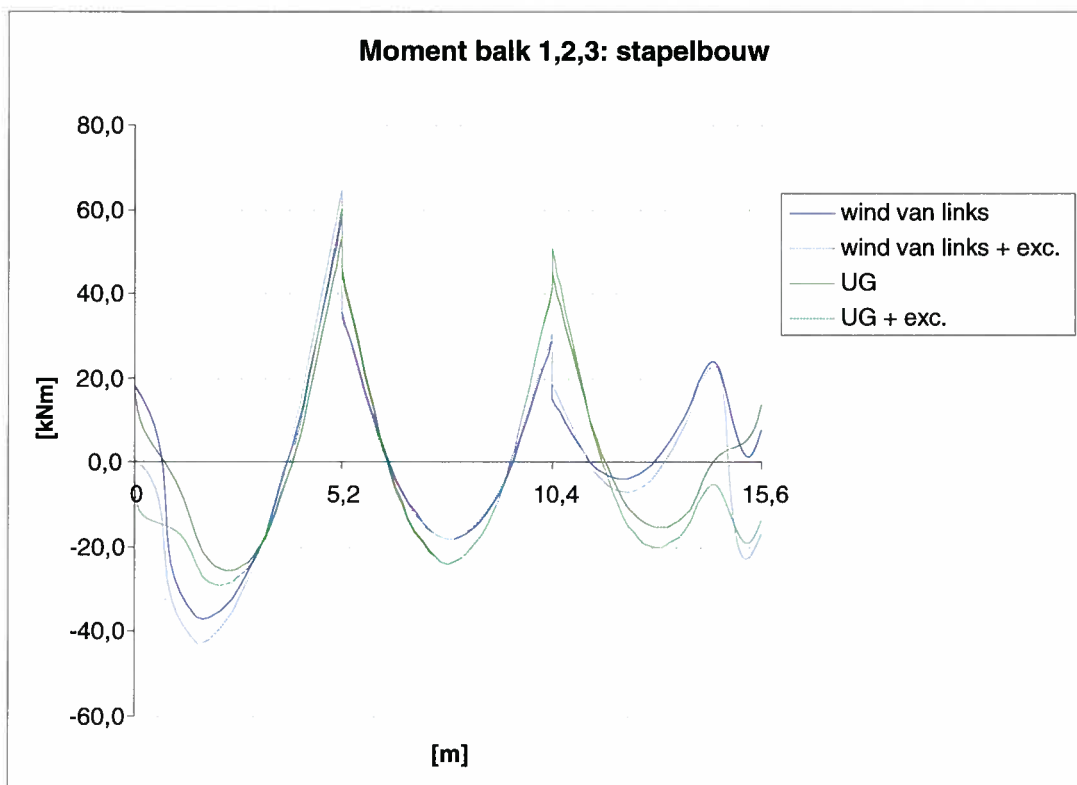
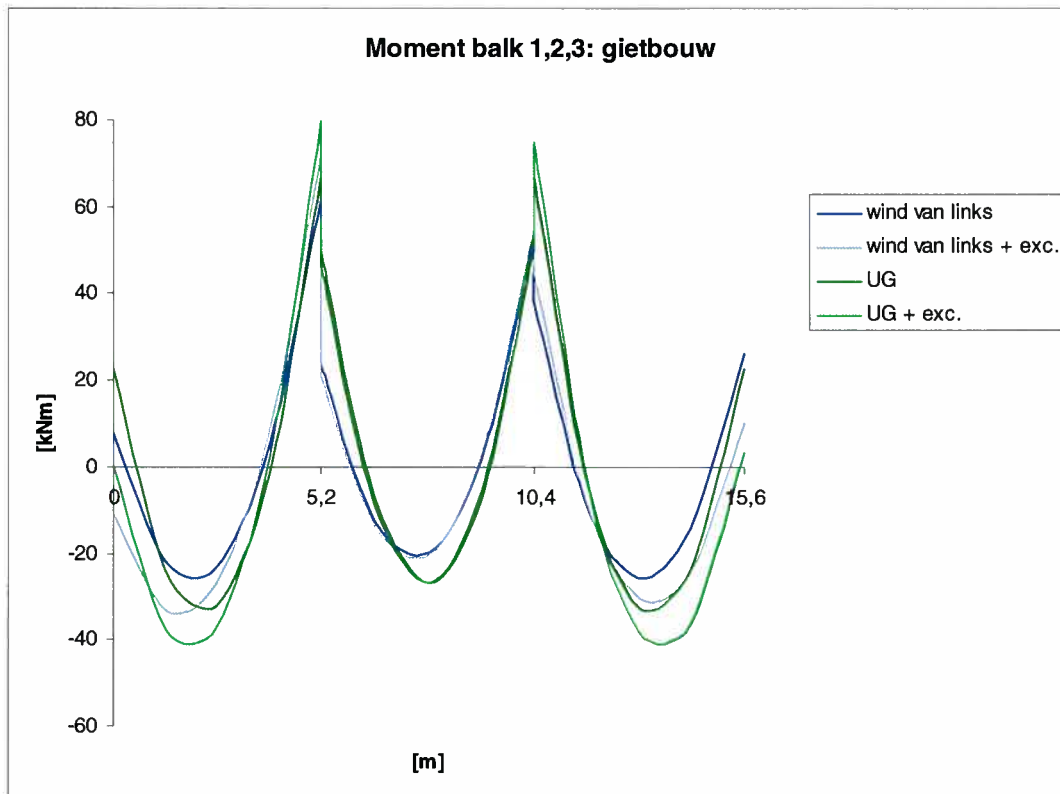


## 2.8 Resumé: resultaten

### 2.8.1 Dwarskracht

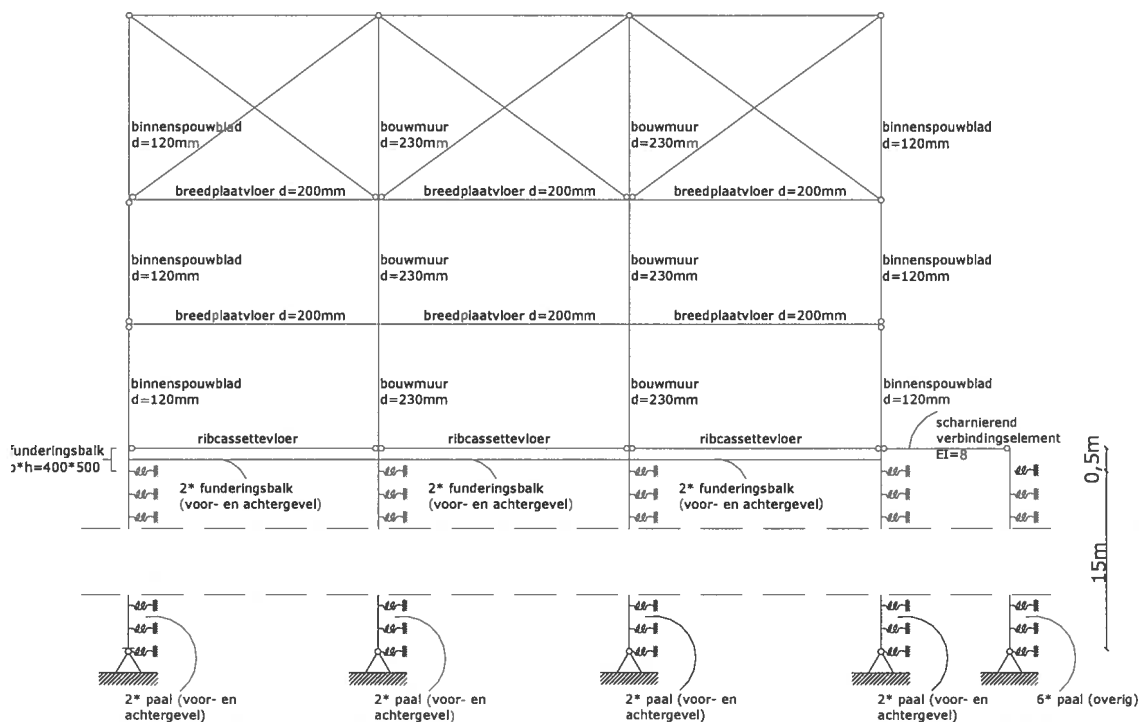


### 2.8.2 Moment



### 3. Schematisering

#### 3.1 schematisering gietbouw



figuur 13; schematisering gietbouw

##### 3.1.1 Topgevels + dakbeschoot

De topgevels en dakbeschoot zijn inwendig vormvast. Voor de elasticiteitsmodulus van de wanden wordt de waarde  $E_{f,wand}$  aangehouden. Voor de kruisen in het dakvlak worden stijve stalen profielen gebruikt waarvan het eigen gewicht wordt verwaarloosd.

##### 3.1.2 Dragende wanden en verdiepingvloeren

Zowel de bouwmuren als de binnenspouwbladen van de buitenwanden worden momentvast verbonden met de verdiepingvloeren vloeren.

De bouwmuren staan direct op de fundering en de buitenwanden op de begane grondvloeren. Beide typen verbindingen zijn momentvast.

Na een eerste berekening is met M-N-K diagrammen gecontroleerd of de doorsnede is gescheurd. Als dit het geval was werd de verbinding voor de volgende berekening als scharnierend geschematiseerd. Na drie iteraties trad nergens in het model het scheurmoment nog op.

Bij het opstellen van de M-N-K diagrammen bleek echter dat de normaalkracht te klein was om te zorgen voor extra capaciteit. Overal werd een waarde voor het stuikmoment gevonden die lager was dan die voor het scheurmoment.

Hieruit is geconcludeerd dat als bij een knoop van vloer en wanddelen het optredend moment groter is dan het scheurmoment, de verbinding geschematiseerd zal moeten worden als een scharnier.

### 3.1.3 Wand kopgevels; buitenspouwblad

De buitenspouwbladen in kopgevels worden geschematiseerd als een puntlast die aangrijpt op de fundering.

### 3.1.4 Begane grondvloeren

Ter plaatse van bouwmuur

De begane grondvloer wordt ter plaatse van de bouwmuuren scharnierend geschematiseerd, omdat de bouwmuur niet op de vloer rust en aangetoond kan worden dat de wrijvingskracht van het beton groot genoeg is om de horizontale kracht in de vloer over te brengen op de fundering.

Onderbouwing:

De wrijvingscoëfficiënt ter hoogte van het contactvlak van de ribcassettevloer en de funderingsbalk is afhankelijk van de ruwheidsklasse. Om een ondergrens voor de wrijvingskracht te verkrijgen wordt uitgegaan van de laagste klasse, r1.

ruwheidsklasse	$\mu$
r1	0,6
r2	0,7
r3	0,8
r4	0,8
r5	0,9

**tabel 1; wrijvingscoëfficiënt beton-beton[3]**

$$F_w = \mu_{\text{beton}} \cdot F_N$$

$F_w$  = wrijvingskracht

$\mu_{\text{beton}}$  = wrijvingscoëfficiënt van beton = 0,6

$F_N$  = Normaalkracht in doorsnede

$$F_N = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot G_{\text{rep}} \cdot A_{\text{BG; vloer}}$$

$$F_N = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 4,26 \cdot 9,1 \cdot 5,2$$

$$F_N = 90,7 \text{ kN}$$

$$F_w = 0,6 \cdot 90,7 = 54,4 \text{ kN}$$

$$F_H \leq F_w$$

Na de eerste berekening bleek dat in het eerste vloerveld  $F_H$  maximaal was, te weten  $F_H = 30 \text{ kN}$ .

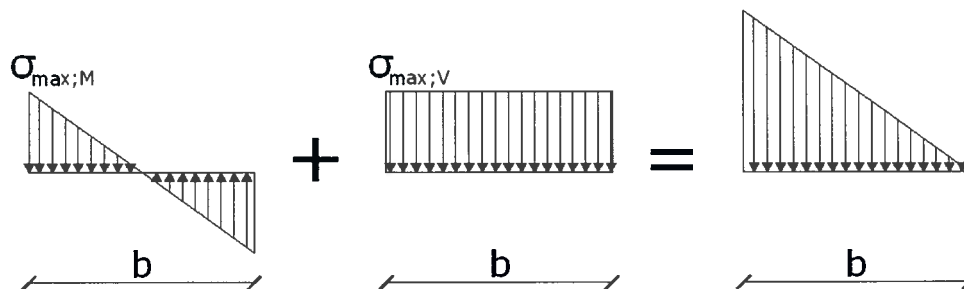
Conclusie:  $F_w > F_H$  dus scharnierende oplegging.

### Ter plaatse van de buitenmuren

Ter plaatse van de buitenmuren is de verbinding tussen vloer en wand in eerste instantie momentvast aangenomen omdat het binnenspouwblad op de vloer rust (grote normaalkracht). Na verschillende iteraties bleek dat de doorsnede ongescheurd bleef.

De verbinding tussen vloer en funderingsbalk is scharnierend geschematiseerd. Vanwege de kleine nokken van de ribcassettevloer kon worden aangetoond dat het onwaarschijnlijk was dat de normaalkracht hoog genoeg zou zijn om een inklemming te verzorgen.

Onderbouwing:



Spanning ten gevolgen van het moment:

$$M = 2 \cdot \frac{1}{2} \sigma_{\max;M} \cdot \frac{1}{2} b \cdot \frac{1}{3} b \cdot d \sqrt{b^2 - 4ac}$$

$$M = \frac{1}{6} \sigma_{\max;M} \cdot b^2 \cdot d$$

$$\sigma_{\max;M} = \frac{6M}{b^2 d}$$

Spanning ten gevolge van verticale kracht:

$$\sigma_{\max;V} = \frac{F}{bd}$$

Als  $\sigma_{\max;V} \geq \sigma_{\max;M}$  treden er geen trekspanningen in de doorsnede op en kan gesproken worden van een volledige inklemming.

$$\frac{F}{bd} \geq \frac{6M}{b^2 d}$$

$$F \geq \frac{6M}{d}$$

Met

F = de axiaalkracht van de wand

M = het optredend moment

d = de breedte van de oplegging. In het geval van een ribcassettevloer is deze gelijk aan 90 mm

Na de eerste berekening werd gevonden;

$$F_v = 692,9 \text{ kN}$$

$$M = 68,4 \text{ kNm}$$

Voor inklemming is de voorwaarde:

$$F \geq \frac{6M}{d}$$

$$d = 0,09 \text{ m}$$

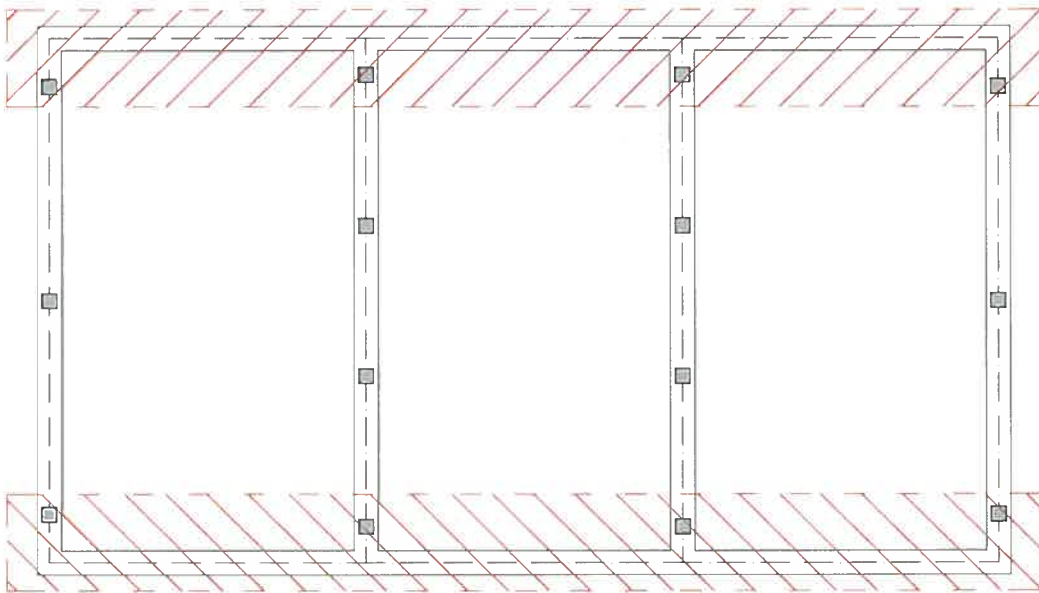
$$692,9 \geq \frac{6 \cdot 68,4}{0,09} \rightarrow 692,9 \geq 4560 \quad \text{voldoet niet}$$

Dus scharnierend opleggen.

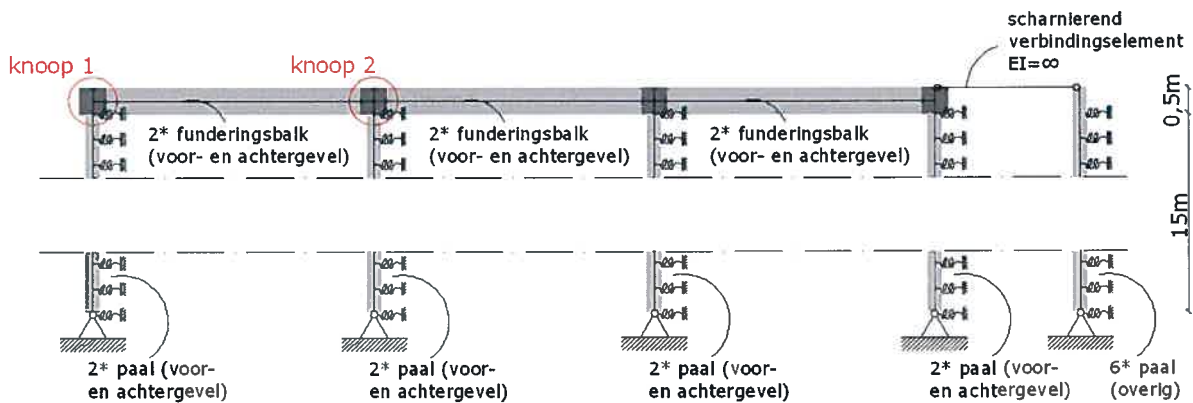
Opvallend is dat het verschil tussen de kracht die benodigd is om een inklemming te bereiken en de optredende kracht van de wand zeer groot is. Omdat het onwaarschijnlijk is dat op andere plaatsen in het model, waar hetzelfde detail wordt gebruikt, een waarde wordt gevonden die kleiner is dan de benodigde kracht, wordt op al deze plaatsen de verbinding als scharnierend aangenomen.

### 1.1.4 3.1.5 Palen

De palen die het dichtst bij de voor- en achtergevel staan worden hebben een grote invloed van de funderingsbalk van de voor- en achtergevel en kunnen dan ook niet vrij roteren. In de schematisering worden deze dan ook momentvast verbonden met de funderingsbalk().



figuur 14; plattegrond fundering met palen



figuur 15; schematisering palen

De overige palen liggen te ver weg van de balk in de voorgevel en ondervinden nauwelijks weerstand tegen rotatie. Door de funderingsbalk wringslap aan te nemen (compatibiliteitswringing) kunnen deze palen aan de top wel vrij roteren. Deze palen werken echter, door de verbinding met de vloeren, wel mee het opnemen van de horizontale krachten. De palen worden als groep los geschematiseerd en worden door een oneindig stijve balk verbonden met de begane grondvloer.

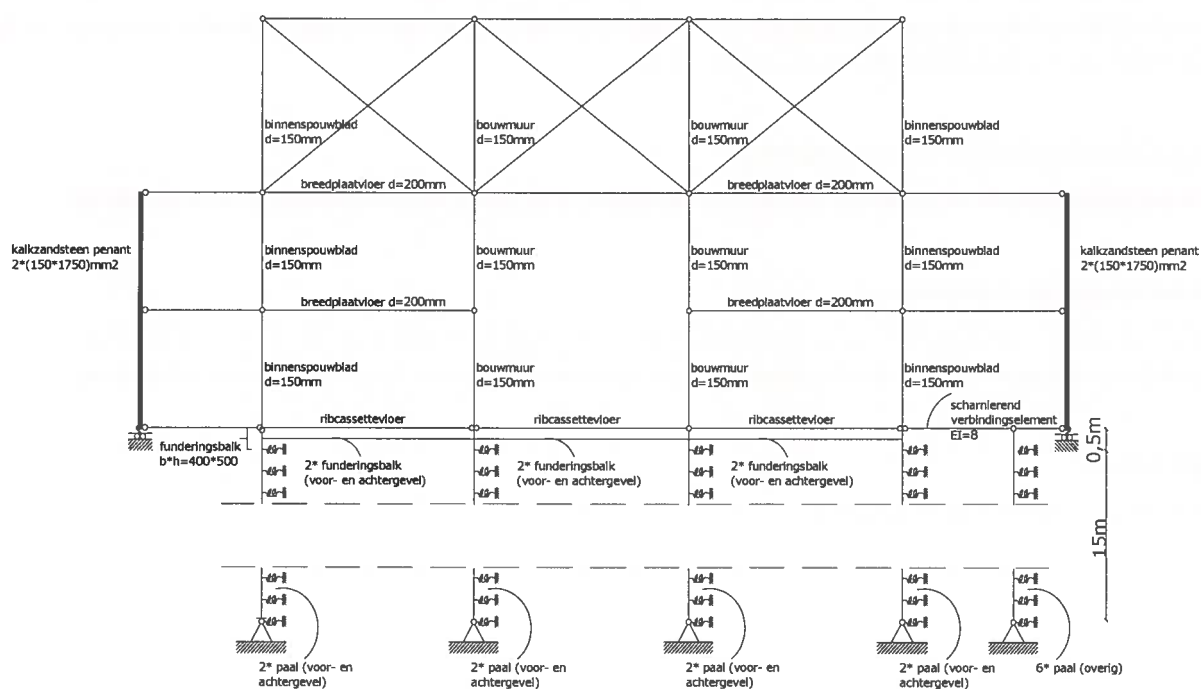
## 3.2. schematisering stapelbouw

### 3.2.1 algemeen

In de modelering van drie woningen uitgevoerd in stapelbouw, wordt uitgegaan van een ankerloze spouwmuur ter plaatste van de woningscheidende wand. Dit houdt in dat via de wanden of vloeren geen krachten naar de naastgelegen woning overgedragen kunnen worden. De middelste woning heeft dan ook geen functie bij het opnemen van de windbelasting, deze wordt in zijn geheel opgenomen door de twee hoekwoningen. Omdat de middelste woning niet meedoet in de krachtswerking is deze in de schematisering weggelaten. Deze woning moet uiteraard wel zijn eigen stabiliteit kunnen waarborgen voor het geval één van de hoekwoningen wegvalt. In de praktijk zal dit geen problemen opleveren aangezien de plattegrond van de middelste woningen vaak hetzelfde zal zijn als de hoekwoningen. De stabiliserende penanten maken dan standaard deel uit van de opbouw.

Het dak blijft echter een stijf vlak dat de drie woningen verbindt. De zoldervloer wordt hierin vervangen door een stalen pendelstaaf zonder eigen gewicht.

De belastingen die door het weglaten van de middelste woning uit het model zijn gevallen, worden geschematiseerd als puntlasten op de fundering.



figuur 16; schematisering stapelbouw



### **3.2.2 Penanten**

De penanten worden geschematiseerd als staven van twee verdiepingen hoog, die ter hoogte van de begane grond, eerste verdieping en tweede verdieping zijn gekoppeld aan de kopgevels.

De onderste knoop van de penanten is gekoppeld aan de hoekverdraaiing van de buitenste hoeken van de fundering. Dit is de locatie waar deze kracht in werkelijkheid zal aangrijpen.

### **3.2.3 Topgevels + dakbeschot**

Analoog aan schematisering gietbouw

### **3.2.4 Dragende wanden en verdiepingsvloeren**

Door de aanwezige normaal kracht worden de verbindingen tussen vloer en dragende wanden in eerste instantie momentvast geschematiseerd. Aan de hand van M-N-K diagrammen is per knoop bepaald of deze aanname correct was. Na twee iteraties werd duidelijk dat elke knoop als scharnier geschematiseerd diende te worden.

Opvallend was dat bij het opstellen van de M-N-K diagrammen voor de stapelbouwmethode (in dit geval met gipsblokken), wel M-N-K diagrammen ontstonden met stuik- en bezwijkmomenten groter dan het scheurmoment. Echter trad nergens een moment op dat deze extra capaciteit kon benutten.

De dragende wanden staan op de begane grondvloeren. Na twee iteraties bleek dat de aansluiting van twee van de vier wanden als scharnierend beschouwd moest worden.

### **3.2.5 Wand kopgevels; buitenspouwblad**

De buitenspouwbladen in kopgevels worden geschematiseerd als een puntlast die aangrijpt op de fundering .

### **3.2.6 Begane grondvloeren**

Analoog aan de onderbouwing van de schematisering van het gietbouwmodel waar de wanden op de begane grondvloeren rusten, wordt ook hier aangenomen dat de verbinding wand – begane grondvloer scharnierend is.

### **3.2.7 Palen**

Analoog aan schematisering gietbouw

## 4. Materialisering

### 4.1 Materialisering gietbouw

#### 4.1.1 Algemeen

Veiligheidsklasse 2 (NEN 6702 art. 5.1)

Referentieperiode 50 jaar

Correctiefactor  $\psi_t=1$

Woning in gebied II bebouwd (NEN 6702 art. 8.6.2.2.)

Materialen:

Beton: sterkteklasse C20/25

$$f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_b = 15 \text{ N/mm}^2$$

Staal: FeB 500

$$f_s = 435 \text{ N/mm}^2$$

#### E-modulus beton

Daar waar de betondoorsnede axiaal belast wordt of onder voorspanning staat wordt de  $E_{\text{fict}}$  berekend volgens:

$$E_f = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot f'_{ck} \quad (\text{VBC 7.7.2})$$

Bij doorsneden die alleen op buiging belast worden wordt de  $E_{\text{fict}}$  gevonden in VBC tabel 15.

#### Traagheidsmoment

Daar waar de doorsnede een afwijkende vorm heeft, zoals bij de ribcassettevloer, wordt de afwijkende vorm geschematiseerd door een eenvoudige doorsnede te kiezen met eenzelfde oppervlakte en traagheidsmoment.

#### 4.1.1 Dakbeschot

De topgevels en dakbeschot zijn inwendig vormvast. Dit is geschematiseerd door kruizen aan te brengen. Voor de kruizen in het dakvlak worden stijve stalen profielen gebruikt waarvan het eigen gewicht wordt verwaarloosd.

#### 4.1.2 Bouwmuur (ongewapend)

Breedte: 230 mm

Lengte: 9100 mm

Betonsterkteklasse: C20/25

$$E_{f,wand} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot f'_{ck} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 25 = 8333 \text{ N/mm}^2$$

#### 4.1.3 Wand kopgevel; binnenblad (ongewapend)

Breedte: 120 mm

Lengte: 9100 mm

Betonsterkteklasse: C20/25

$$E_{f,wand} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot f'_{ck} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 25 = 8333 \text{ N/mm}^2$$

#### 4.1.4 Verdiepingsvloeren

Breedplaatvloer

In verband met de trappgaten wordt aangenomen dat  $8,7 - 2,0 = 6,7$  m meewerkt aan de stabiliteit. Uitgaande van een trappgat van  $2,0 \cdot 1,0 \text{ m}^2$ , houdt dit in dat  $(5,2-1,0) \cdot 2 = 8,2 \text{ m}^2$  aan gewicht ten onrechte niet meegenomen wordt met de berekening. Om dit te corrigeren zal dit gewicht als q-last aangebracht worden.

hoogte: 200 mm

lengte: 6700 mm

betonsterkteklasse: C20/25

1.1.5  $E_{f,vloer}$ : 3600 N/mm<sup>2</sup>

#### 4.1.5 Begane grondvloer

Ribcassettevloer (element) [6]

Werkende breedte: 1800 mm

Spiegelhoogte: 50 mm

Elementhoogte: 345 mm

Beton sterkteklasse: C45/55

Betondoorsnede (A): 174400 mm<sup>2</sup>

Traagheidsmoment (I):  $844 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Voor het bepalen van de eigenschappen van het element in het 2D-draadmodel dat de vloer moet schematiseren, worden eigenschappen van één ribcassette element vermenigvuldigd met het aantal platen dat in de woning wordt toegepast.

$$A_{BG,rib} = \frac{l_{wod}}{l_{elem}} \cdot A_{elem} = \frac{8700}{1800} \cdot 174400 = 842933 \text{ mm}^2$$

Traagheidsmoment (I):  $844 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

$$I_{BG,rib} = \frac{l_{wod}}{l_{elem}} \cdot I_{elem} = \frac{8700}{1800} \cdot 844 \cdot 10^6 = 4,1 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Omdat de plaat voorgespannen wordt, rekenen we met eenzelfde fictieve elasticiteitsmodules als die van een kolom;

$$E_{f,rib} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot f'_{ck} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 55 = 18333 \text{ N/mm}^2$$

In het model wordt de vloer geschematiseerd door een balk met eenzelfde oppervlakte en traagheidsmoment;

$$A_{BG,rib} = b \cdot h$$

$$I_{BG,rib} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$b = 3492 \text{ mm}$$

$$h = 241 \text{ mm}$$

#### 4.1.6 Funderingsbalk

Hoogte: 400mm

Breedte: 500mm

Lengte: 9100 mm

Betonsterkteklasse: C28/35

$$E_{f,rib} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot f'_{ck} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 35 = 11667 \text{ N/mm}^2$$

#### 4.1.7 Palen

In de praktijk worden twee soorten palen toegepast. Te weten de boorpaal en de prefab heipaal. Om de invloed van deze verschillende palen op het model in kaart te brengen zijn beide typen meegenomen in de schematisering.

- Prefab paal:

Er wordt uitgegaan van een paal met een afmeting van 220\*220 mm<sup>2</sup>. De paal kan belast worden door een axiale kracht van 1060 kN [6]. Dit is voldoende voor de standaard woningen die wij beschouwen.

Beton sterkteklasse C45/55

$$E_{prefab} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot f'_{ck} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 55 = 18333 \text{ N/mm}^2$$

Palen voor- en achtergevel:

In de schematisering krijgt één staaf de eigenschappen van twee palen toegekend, omdat de situatie in de voor- en achtergevel hetzelfde is. Er wordt hier een doorsnede toegekend van b\*h= 440\*220 mm<sup>2</sup>. Eigen gewicht wordt verwaarloosd.

De staaf die de invloed van de overige zes staven schematiseert, krijgt om dezelfde reden een afmeting van b\*h= 1320\*220 mm<sup>2</sup>.

- Boorpaal:

Voor de diameter van de boorpaal is 300mm aangenomen, dit is een gebruikelijke afmeting voor boorpalen in de woningbouw.

Beton sterkteklasse C25/35

$$E_{boor} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot f'_{ck} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 35 = 11666 \text{ N/mm}^2$$

Om de schematisering van de boorpaal dezelfde eigenschappen te geven als twee palen met een diameter van 300, wordt een doorsnede gekozen die eenzelfde I heeft al 2 maal de I van 1 paal. Dit is geoorloofd omdat het eigen gewicht van de paal buiten beschouwing wordt gelaten. Hierdoor krijgt de staaf een diameter toegekend van 356 mm.

$$\left( \begin{array}{l} I_{bp;2palen} = 2 \cdot I_{bp} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi r^4 = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi 150^4 = 0,80 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \\ r_{2palen} = \sqrt[4]{\frac{4I_{bp;3palen}}{\pi}} = 178 \text{ mm} \end{array} \right)$$

De staaf die de invloed van de overige staven schematiseert, krijgt op eenzelfde wijze een diameter van 470 mm.

$$\left( \begin{array}{l} I_{bp;2palen} = 6 \cdot I_{bp} = 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi r^4 = 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi 150^4 = 2,39 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \\ r_{6palen} = \sqrt[4]{\frac{4I_{bp;3palen}}{\pi}} = 235 \text{ mm} \end{array} \right)$$

## 4.2 Materialisering stapelbouw

### 4.2.1 Algemeen

Veiligheidsklasse 2 (NEN 6702 art. 5.1)

Referentieperiode 50 jaar

Correctiefactor  $\psi_t=1$

Woning in gebied II bebouwd (NEN 6702 art. 8.6.2.2.)

Materialen:

Beton: sterkteklasse C20/25

$$f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_b = 15 \text{ N/mm}^2$$

Staal: FeB 500

$$f_s = 435 \text{ N/mm}^2$$

Kalkzandsteen: Dichtheid:  $P_{kzs} = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Representatieve druksterkte:  $f'_{rep} = 6 \text{ N/mm}^2$

Materiaalfactor:  $\gamma_m = 1,8$  (NEN 6790 art. 9.1.1)

Rekenwaarde druksterkte:  $f'_{rep}/\gamma_m = 6/1,8 = 3,33 \text{ N/mm}^2$  (NEN 6790 art. 9.1.1)

Representatieve treksterkte:  $f_{m;\perp;rep} = 1,5 * f_{c;rep}$  (NEN 6790 art. 9.2.3)

$$f_{c;rep} = 0,4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{NEN 6791 art. 4})$$

$$f_{m;\perp;rep} = 1,5 * 0,4 = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

Rekenwaarde treksterkte:  $f_{m;\perp;d} = f_{m;\perp;rep}/\gamma_m$  (NEN 6790 art. 9.2.1)

$$f_{m;\perp;d} = 0,6 / 1,8 = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

Elasticiteitsmodulus: Omdat uit het model van gietbouw al is gebleken dat de normaalkrachten niet erg hoog zijn, zal voor de Elasticiteitsmodulus 75% van de E-modulus van de ongescheurde doorsnede worden aangenomen

(CUR rapport 94-4, p35 [1])

$$E_f = 750 * f_d = 750 * 0,33 = 2498 \text{ N/mm}^2$$

Er wordt aangenomen dat de lijm mortel voldoet aan tabel 5 van NEN 3835. Op basis van artikel 4 van de NPR 6791 Steenconstructies – eenvoudige ontwerpregels gebaseerd op NEN 9790-, kan voor de representatieve hechtsterkte  $f_{;rep} = 0,4 \text{ N/mm}^2$  worden aangenomen. Dit is hoger dan de rekenwaarde voor de treksterkte van de kalkzandsteenblokken, zodat de treksterkte van de kalkzandsteen blokken maatgevend is.

#### **4.2.2 penanten**

Gelijmde kalkzandsteen blokken

Breedte: 2\*150 mm = 300 mm (voor- en achtergevel)

Lengte: 1750 mm

#### **4.2.3 Dakbeschot**

De topgevels en dakbeschot zijn inwendig vormvast. Dit is geschematiseerd door kruizen aan te brengen. Voor de kruizen in het dakvlak worden stijve stalen profielen gebruikt waarvan het eigen gewicht wordt verwaarloosd.

#### **4.2.4 dragende wanden**

Gelijmde kalkzandsteen blokken

Breedte: 150

Lengte: 8700 mm

#### **4.2.5 Verdiepingsvloeren**

Analoog aan eigenschappen gietbouw

#### **4.2.6 Begane grondvloer**

Analoog aan schematisering gietbouw

#### **4.2.7 Funderingsbalk**

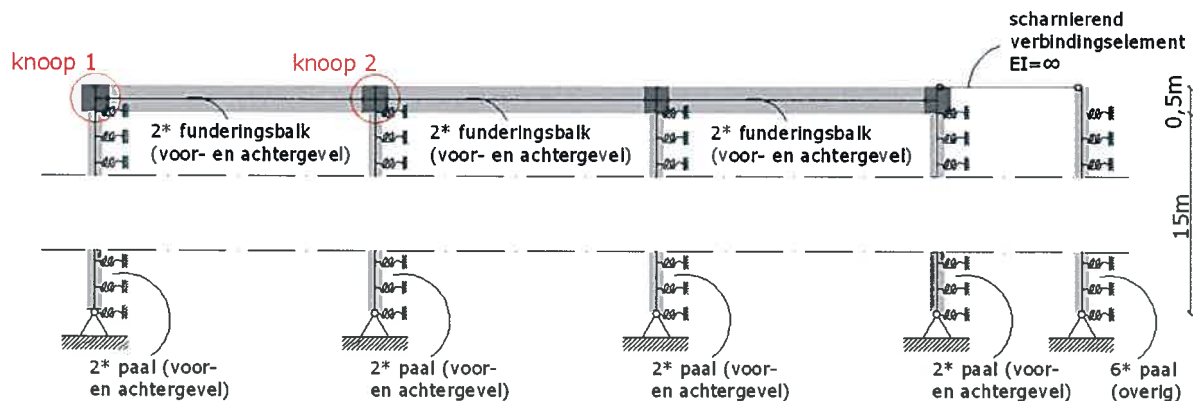
Analoog aan schematisering gietbouw

#### **4.2.8 Palen**

Analoog aan schematisering gietbouw

## 5. kinematische randvoorwaarden

In horizontale richting worden de palen om de halve meter gesteund door horizontale translatieveren. In verticale richting wordt de paal ter plaatse van de onderste translatieveer gesteund.



figuur 17; schematisering palen

### Veerstijfheid translatieveer:

Er wordt uitgegaan van een sondering waar een constante conusweerstand aangetroffen wordt van 1,5 Mpa en waar de draagkrachtige laag zich op 15 meter diepte bevindt. In de sheets van de collegereeks grondmechanica 2 is te lezen dat voor een indicatie van de horizontale beddingsconstante  $k_h$  geldt:

$$k_h = \frac{3q_c}{D}$$

Waarin:

$k_h$  = horizontale beddingsconstante

$D$  = paaldiameter

$q_c$  = conusweerstand betreffende laag

- Prefab paal (220\*220)

$$k_h = \frac{3 \cdot 1500}{0,22} \approx 20500 \text{ kN/m}^2 / \text{m}$$

- 2 palen (voor- en achtergevel)

Per veer geldt dus een horizontale veerstijfheid van

$$20500 \cdot 0,5 \text{ (m)} \cdot 3d = 205000 \cdot 0,5 \text{ (m)} \cdot 0,44 = \mathbf{4510 \text{ kN/m}}$$

- 6 palen (overige palen)

Per veer geldt een horizontale veerstijfheid van

$$20500 \cdot 0,5 \text{ (m)} \cdot 1,32 = \mathbf{13530 \text{ KN/m}}$$



- Boorpaal

$$k_h = \frac{3 \cdot 1500}{0,3} = 15000 \text{ kN/m}^2 / \text{m}$$

- 2 palen (voor- en achtergevel)

Per veer geldt dus een horizontale veerstijfheid van

$$15000 * 0,5 \text{ (m)} * 0,6 = \mathbf{4500 \text{ KN/m}}$$

- 6 palen (overige palen)

Per veer geldt dus een horizontale veerstijfheid van

$$15000 * 0,5 \text{ (m)} * 1,8 = \mathbf{13500 \text{ KN/m}}$$

Omdat hier uitgegaan wordt van aannames en benaderingsberekening zal moeten worden gecontroleerd of de aannames realistisch zijn. In CUR-rapport 94-4 staat hierover:

*'In de VB 1974/1984 deel K-304,1 wordt een minimum beddingsconstante gegeven die zonder berekening mag worden aangenomen. Bij deze beddingsconstante wordt de ondergrens voor c gevonden, c= 4000 kNm/m<sup>1</sup> bouwmuur. Afgaande op ervaringscijfers uit CUR-rapport 61 zal de waarde voor c in de praktijk liggen tussen 4000 – 24000 kNm/m<sup>1</sup>'*

Om dit te controleren is een model gemaakt van alleen de palen, funderingsbalk en begane grondvloeren. Op dit model zijn twee belastinggevallen gezet.

Geval 1: een moment van 100kNm grijpt aan bovenaan knoop 1 (figuur 17)

Geval 2: een moment van 100kNm grijpt aan bovenaan knoop 2 (figuur 18)

In beide gevallen wordt gekeken wat de hoekverdraaiing is boven aan de knoop. Door het moment te delen door de hoekverdraaiing verkrijgt men de veerconstante. Dit is echter de veerconstante voor de fundering over de gehele lengte van de bouwmuur. Deze moet dus gedeeld worden door de lengte van de bouwmuur om de veerconstante per meter te krijgen.

De uitkomsten voor zowel de prefab palen als de boorpalen staan hieronder in tabelvorm gegeven (tabel 2).

	prefab palen (220*220)		boorpalen (d=300mm)	
	knoop 1	knoop 2	knoop 1	knoop 2
<b>M (kNm)</b>	100	100	100	100
<b>φ (rad)</b>	9,76E-04	5,46E-04	9,13E-04	5,26E-04
<b>c<sub>R</sub> (kNm/rad)</b>	<b>102449</b>	<b>183150</b>	<b>109589</b>	<b>189970</b>
per m bouwmuur l = 9,1 m				
<b>c<sub>R</sub> (kNm/rad/m)</b>	<b>11258</b>	<b>20126</b>	<b>12043</b>	<b>20876</b>

**tabel 2; veerconstante fundering**

De gevonden waardes bevinden zich tussen de waardes genoemd in het NEN-rapport, waardoor kan worden aangenomen dat de schematisering van de paalfundering redelijk is.

Tevens komt hieruit naar voren dat het voor de veerstijfheid van de fundering nauwelijks uitmaakt of men nu prefab palen of boorpalen toepast. In het model wordt dan ook alleen met de eigenschappen van de prefab paal gerekend.

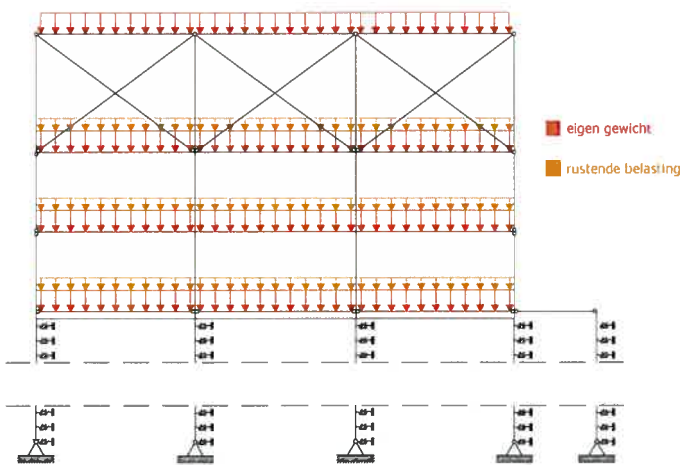
## 6. Belastingen

### 6.1 Gietbouw

#### 6.1.1 Verticale belastingen

De waarden die komen uit onderstaand schema's zijn voordat zij zijn ingevoerd vermenigvuldigd met de diepte van de woningen te weten, 8,7 m.

gietbouw		permanent [kN/m <sup>2</sup> ]	veranderlijk [kN/m <sup>2</sup> ]	ψ	code
<b>schuin dak pannen</b> SD					
e.g.		0,65			
plafond		0,15			
		0,80			
sneeuw; $P_{rep} = c_i * P_{sn;rep}$	0,50 * 0,70		0,35	0,0	
per m <sup>2</sup> grondvlak - dakhelling 41°		1,06	0,46	0,0	
<b>verdiepingsvloer breedplaat (d=200mm)</b> VB					
insitu betonvloer	0,20 [m] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> =	4,80	e.g.		
afwerklaag	0,05 [m] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> =	1,00	r.b.		
lichte wanden (q ?3,0 kN/m <sup>1</sup> )		0,80			
		6,60	1,75	0,4	
<b>begane grondvloer ribcassettevloer</b> BR					
ribcassettevloer		2,46	e.g.		
afwerklaag	0,05 [m] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> =	1,00	r.b.		
lichte wanden (q ?3,0 kN/m <sup>1</sup> )		0,80			
		4,26	1,75	0,4	
<b>buitenblad spouwmuur: metselwerk (100mm)</b> S1					
metselwerk	0,10 [m] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> =	2,00			
		2,00			
<b>binnenblad spouwmuur langsgevel</b> S2					
insitu beton (100mm)	0,12 [m] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> =	2,88			
		2,88			
<b>woningscheidende wand</b> S3					
insitu beton (230mm)	0,23 [m] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> =	5,52			
		5,52			
<b>binneblad spouwmuur kopgevel</b> S4					
beton	0,10 [m] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> =	2,40			
		2,40			



figuur 18; verticale permanente belasting gietbouw 2.1

Ter plaatse van de buitengevels wordt de belasting ten gevolge van het buitenspouwblad geschematiseerd door twee puntlasten van 136kN (zie tabel 3, hoofdstuk 6,3)

Ten gevolge van het eigen gewicht van de voor- en achtergevel worden de funderingsbalk in voor- en achtergevel belast met een q-last. De wandopeningen worden in rekening gebracht door het geheel met 0,8 te vermenigvuldigen;

**balk voorgevel**

**permanente belasting:**

**1** buitenblad

S1  $0,8 * 5,40 [m^1] * 2,00 [kN/m^2] = 8,64 [kN/m^1]$

**2** binnenblad

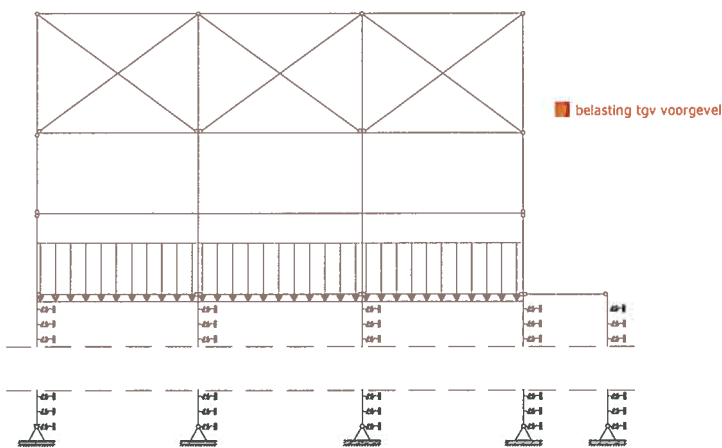
gelijkmatig verdeelde q-last

S4  $0,8 * 5,40 [m^1] * 2,40 [kN/m^2] = 10,37 [kN/m^1]$

$q_{vg} = 19,01 [kN/m^1]$

Omdat in het model de twee balken worden geschematiseerd door 1 balk moet de q-last met 2 vermenigvuldigd worden.

$q_{vg;tot} = 2 * q_{vg} \rightarrow q_{vg;tot} = 38,02 \text{ kN/m}$



figuur 19; verticale permanente belasting gietbouw 2.2

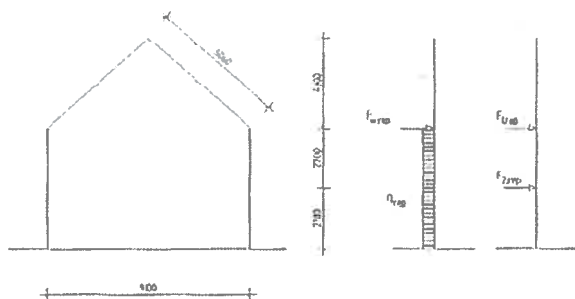
## 6.1.2 Horizontale belastingen

Veranderlijke belasting door wind

Aannames bij de bepaling van de windbelasting zijn afkomstig uit CUR-rapport 94-4 [1].

In afwijking van de huidige voorschriften wordt ten aanzien van de windbelasting gesteld dat:

- de windwrijving evenwijdig aan de langsgevels op wordt genomen door het buitenspouwblad. In de praktijk is dit gebruikelijk en geaccepteerd. Het gaat hier om zeer geringe krachten die gemakkelijk door iedere buitenspouwbladconstructie kunnen worden opgenomen;
- windzuiging loodrecht op het dakvlak, die een invloed heeft op de in de wanden optredende normaalkrachten, bij de stabiliteitsberekening buiten beschouwing gelaten wordt. De motivatie hiervoor is tweeledig. Als er windzuiging loodrecht op het dakvlak voorkomt, zal dit een plaatselijk verschijnsel zijn. De krachten die hierbij optreden zijn bovendien klein.



**figuur 20; overzicht van de windbelasting**

$$P_{rep} = C_{dim} * C_{index} * C_{cq} * \Phi_1 * p_w$$

(NEN 6702 art. 8.6.1.3)

$C_{dim}$  : afhankelijk van de afmetingen van het gebouw.

(NEN 6702 art. 8.6.3 tabel 11)

$$b_{woning} = 9,1 \text{ m} ; h_{woning} = 9,4 \text{ m} ; C_{dim} = 0,95$$

$C_{index}$

(NEN 6702 art.8.6.4)

Druk  $C_{pe} = 0,8$

Zuiging  $C_{pe} = 0,4$

$$C_{eq} = 1$$

(NEN 6702 art. 8.6.5)

$$\Phi_1 = 1$$

(NEN 6702 art. 8.6.6)

$p_w$

(NEN 6702 art. 8.6.2 tabel10)

$p_w$  is afhankelijk van de hoogte van het gebouw boven het aansluitende terrein en de locatie van het bouwwerk. De verdeling van de grootte van de stuwdrukwaarde over de hoogte van het gebouw is afhankelijk van  $b_{woning}$  en  $h_{woning}$

$$b_{woning} = 9,1 \text{ m} ; h_{woning} = 9,4 \text{ m} ; h \approx b$$

$$p_w = 0,54 + 0,4(0,59 - 0,54) = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

Omdat  $h$  ongeveer gelijk is aan  $b$  wordt de windbelasting over de gehele hoogte constant aangenomen.

Druk:  $p_{rep} = 0,95 * 0,8 * 1 * 1 * 0,56 = 0,43 \text{ kN/m}^2$

zuiging:  $p_{rep} = 0,95 * 0,4 * 1 * 1 * 0,56 = 0,21 \text{ kN/m}^2$

kopgevel

woningdiepte:  $l_{wod} = 9,1 \text{ m}$

netto woningbreedte:  $l_{nwob} = 5,178 \text{ m}$  (variabel per model)

verdiepingshoogte  $l_{verd} = 2,7 \text{ m}$

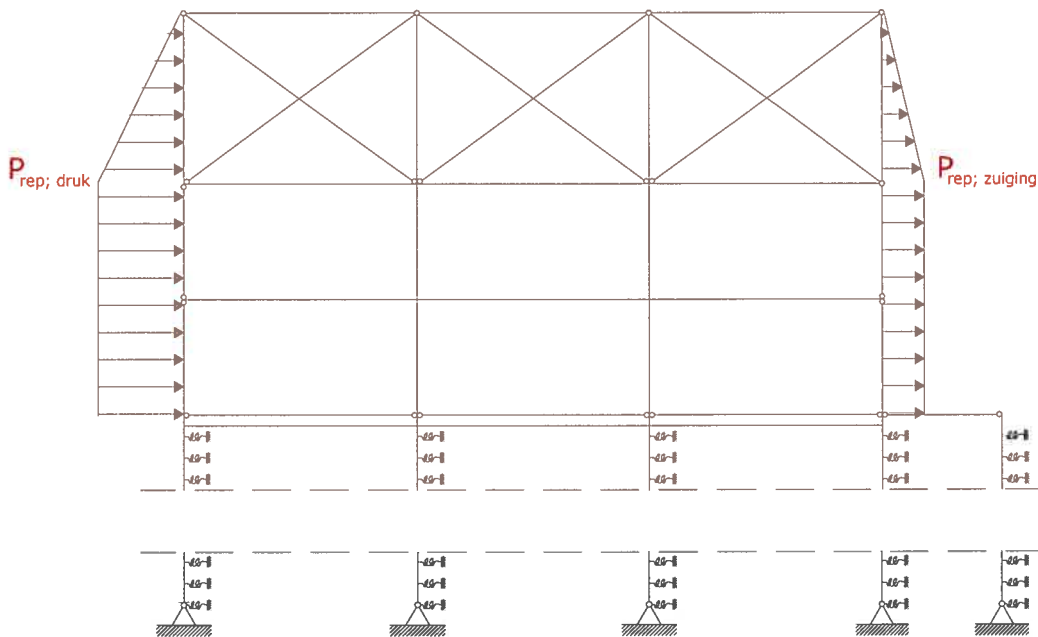
hoogte topdriehoek:  $l_{top} = 4 \text{ m}$

totale bloklengte gebouw  $l_{blok} = 16,2 \text{ m}$

$Q_{rep(druk)} = l_{wod} * p_{rep(druk)} = 9,1 * 0,43 = 3,9 \text{ kN/m}^1$

$Q_{rep(zuiging)} = l_{wod} * p_{rep(zuiging)} = 9,1 * 0,21 = 1,9 \text{ kN/m}^1$

$Q_{rep(druk)}$  en de  $Q_{rep(zuiging)}$  worden respectievelijk aan de linkerkant en aan de rechterkant van het model aangebracht, waarbij de q-last tegen de driehoek van het dak naar boven toe verloopt naar 0 kN/m<sup>1</sup>.



figuur 21; windbelasting

## 6.2 Stapelbouw

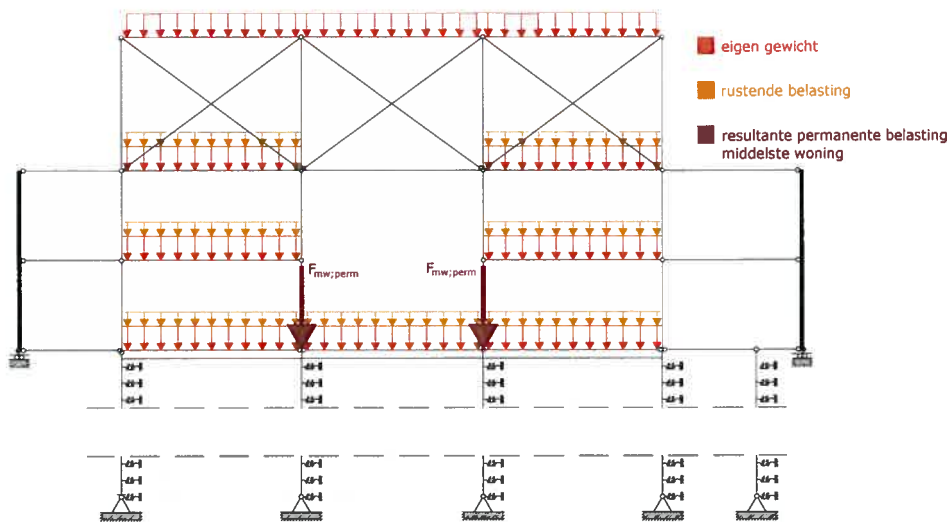
### 6.2.1 Verticale belastingen

Stapelbouw		permanent [kN/m <sup>2</sup> ]	veranderlijk [kN/m <sup>2</sup> ]	ψ	code
<b>schuin dak pannen</b> SD					
e.g.		0,65			
plafond		0,15			
sneeuw; $P_{rep}=c_i \cdot P_{sn;rep}$	0,50 * 0,70			0,35	0,0
per m <sup>2</sup> grondvlak - dakhelling 41°		1,06	0,46	0,0	
<b>verdiepingsvloer breedplaat (d=200mm)</b> VB					
breedplaatvloer	0,20 [m <sup>3</sup> ] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> ]	4,80		e.g.	
afwerklaag	0,05 [m <sup>3</sup> ] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> ]	1,00		r.b.	
lichte wanden ( $q \leq 3,0$ kN/m <sup>1</sup> )		0,80			
		6,60	1,75	0,4	
<b>begane grondvloer ribcassettevloer</b> BR					
ribcassettevloer		2,46		e.g.	
afwerklaag	0,05 [m <sup>3</sup> ] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> ]	1,00		r.b.	
lichte wanden ( $q \leq 3,0$ kN/m <sup>1</sup> )		0,80			
		4,26	1,75	0,4	
<b>buitenblad spouwmuur: metselwerk (100mm)</b> S1					
metselwerk	0,10 [m <sup>3</sup> ] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> ]	2,00			
		2,00			
<b>binnenblad spouwmuur: kalkzandsteen (150mm)</b> S2					
kalkzandsteen	0,15 [m <sup>3</sup> ] * 18,50 [kN/m <sup>3</sup> ]	2,78			
		2,78			
<b>binnenblad spouwmuur: kalkzandsteen (100mm)</b> S3					
kalkzandsteen	0,10 [m <sup>3</sup> ] * 18,50 [kN/m <sup>3</sup> ]	1,85			
		1,85			

Ten gevolge van de permanente belasting van de middelste woning grijpen er twee puntlasten aan (figuur 22) ter grootte van;

■ bouwmuur				
gelijkmatig verdeelde q-last				
VB 2 <sup>e</sup> verdieping	2,60 [m <sup>1</sup> ] * 6,60 [kN/m <sup>2</sup> ]	=	17,16 [kN/m <sup>1</sup> ]	
VB 1 <sup>e</sup> verdieping	2,60 [m <sup>1</sup> ] * 6,60 [kN/m <sup>2</sup> ]	=	17,16 [kN/m <sup>1</sup> ]	
S2	7,40 [m <sup>1</sup> ] * 2,78 [kN/m <sup>2</sup> ]	=	20,54 [kN/m <sup>1</sup> ]	
	$q_{mw;perm}$	=	54,86 [kN/m <sup>1</sup> ]	

$$F_{mw;perm} = 8,7 [m^1] * 54,86 [kN/m^1] = 477,24 [kN]$$



figuur 22; verticale permanente belastingstapelbouw 2.1

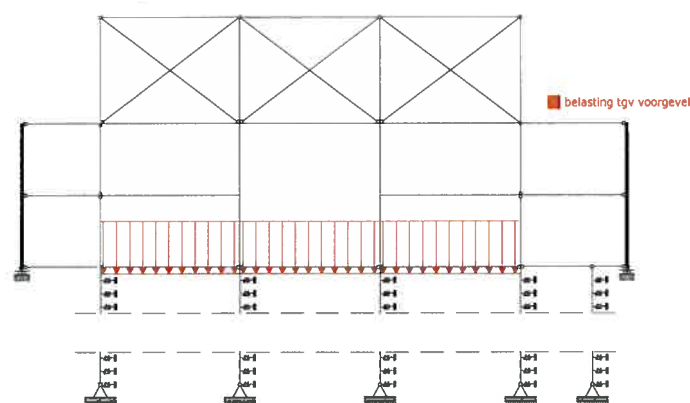
Ter plaatse van de buitengevels wordt de belasting ten gevolge van het buitenspouwblad geschematiseerd door twee puntlasten van 136kN (zie tabel 3, hoofdstuk 6,3)

Ten gevolge van het eigen gewicht van de voor- en achtergevel worden de funderingsbalk in voor- en achtergevel belast met een q-last. De wandopeningen worden in rekening gebracht door het geheel met 0,8 te vermenigvuldigen;

balk voorgevel				
permanente belasting:				
■ buitenblad	S1	0,8 *	5,40 [m <sup>1</sup> ] *	2,00 [kN/m <sup>2</sup> ] = 8,64 [kN/m <sup>1</sup> ]
■ binnenblad	S2	0,8 *	5,40 [m <sup>1</sup> ] *	1,85 [kN/m <sup>2</sup> ] = 7,99 [kN/m <sup>1</sup> ]
				<b>q<sub>vg</sub> = 16,63 [kN/m<sup>1</sup>]</b>

Omdat in het model de twee balken worden geschematiseerd door 1 balk moet de q-last met 2 vermenigvuldigd worden.

$$q_{vg;tot} = 2 * q_{vg} \rightarrow q_{vg;tot} = 33,26 \text{ kN/m}$$



figuur 23; verticale permanente belastingen stapelbouw 2.2

## 6.2.2 Horizontale belastingen

Analoog aan het gietbouwmodel

### 6.3 Excentriciteit buitenwanden

De twee buitenwanden bestaan in beide modellen uit een binnenspouwblad en een buitenspouwblad. Het buitenspouwblad wordt slechts belast door het zijn eigen gewicht. Het binnenblad wordt behalve door het eigen gewicht ook door het eigengewicht, rustende belastingen en variabele belastingen van de vloeren en het dak belast. Dit heeft tot gevolg dat het binnenblad een grotere belasting op de fundering uitoefent dan het buitenblad. Als hiermee rekening wordt gehouden bij het bepalen van de plaats waar de muur op de fundering staat hoeft dit geen extra belasting op te leveren. Wordt echter de muur gewoon met het hart midden op de fundering geplaatst levert dit een extra moment.

#### 6.3.1 moment ten gevolge van de excentriciteit van de buitenwand

Uit onderstaande gewichtsberekeningen volgen de belastingen op de fundering van het binnen- en buitenblad.

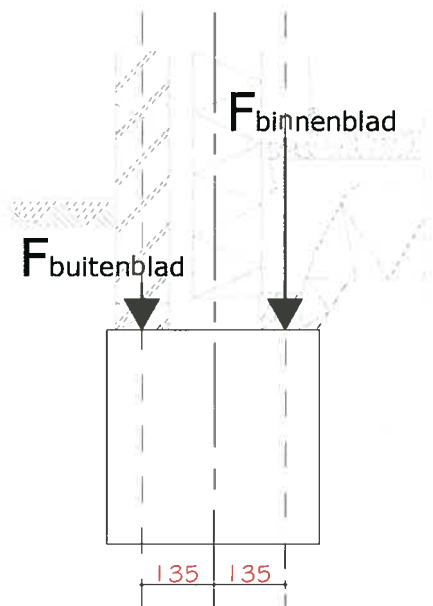
Gietbouw				
code	permanent [kN/m <sup>2</sup> ]	aantal vierkante meters [m <sup>2</sup> ]		Kracht [kN]
<b>Binnenspouwblad</b>				
SD	1,06	8,7 * 2,6		24,0
VB	6,60	8,7 * 2,6		149,3
VB	6,60	8,7 * 2,6		149,3
BR	4,26	8,7 * 2,6		96,4
S2	2,88	8,7 * 7,4		185,4
<b>Totaal binnenspouwblad</b>				<b>604,3</b>
<b>Buitenspouwblad</b>				
S1	2,00	9,2 * 7,4		136,2
<b>Totaal buitenspouwblad</b>				<b>136,2</b>

Stapelbouw				
code	permanent [kN/m <sup>2</sup> ]	aantal vierkante meters [m <sup>2</sup> ]		Kracht [kN]
<b>Binnenspouwblad</b>				
SD	1,06	8,7 * 2,6		24,0
VB	6,60	8,7 * 2,6		149,3
VB	6,60	8,7 * 2,6		149,3
BR	4,26	8,7 * 2,6		96,4
S2	2,78	8,7 * 7,4		178,7
<b>Totaal binnenspouwblad</b>				<b>597,6</b>
<b>Buitenspouwblad</b>				
S1	2,00	9,2 * 7,4		136,2
<b>Totaal buitenspouwblad</b>				<b>136,2</b>

tabel 3; gewichtberekening binnen- en buitenblad

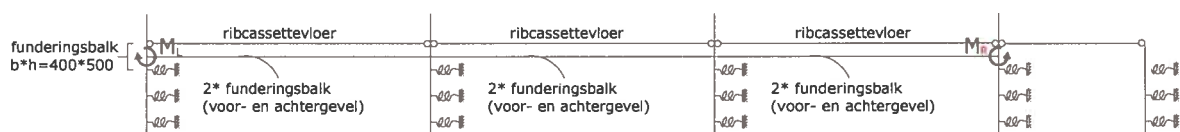


Uitgaande van een standaarddetail is de afstand van de hartlijn van de fundering tot de hartlijn van de wanden 135 mm. Onder de aanname dat de tussenliggende funderingspalen geen weerstand bieden tegen verdraaiing, is het optredend moment  $604 \cdot 0,135 - 136 \cdot 0,135 = 63 \text{ kNm}$ .



figuur 24; standaard detail kopgevel gietbouw - bron: sbr 103.1.0.01

Omdat de momenten bij het gietbouwmodel en het stapelbouwmodel nagenoeg hetzelfde zijn grijpt in beide gevallen een moment van 63kNm op de hoekpunten van de fundering aan (figuur 12).



figuur 25; momenten ten gevolge van de excentriciteit van de gevel

## 7. Belastingcombinaties

Belastingcombinaties volgens NEN 6702

Een gunstig werkende variable belasting mag niet in rekening gebracht worden op grond van:

- a. artikel 6.3.2 waarin wordt gesteld dat bouwconstructies bestand moeten zijn tegen de ongunstige combinaties die gelijktijdig kunnen optreden;
- b. in de toelichting van artikel 6.1.1 tweede gedachtenstreepje staat aangegeven: bij een veranderlijke belasting worden drie representatieve waarden onderscheiden, namelijk de extreme waarde, de momentane waarde en nul.

Conclusie: in het belastingsgeval 'stabiliteit' wordt de gunstig werkende variabele belasting niet in rekening gebracht.

Aangezien de wind niet gecombineerd hoeft te worden met een andere extreme veranderlijke belasting,  $\Psi$  is 1 of 0, blijft er slechts één fundamentele belastingscombinatie over. In NEN 6702 art. 6.3.4.1 wordt de fundamentele belastingscombinatie gegeven ter bepaling van de uiterste grens beschouwd. Dit komt neer op eigen gewicht + de extreme veranderlijke belasting + de momentane andere belastingen. Deze laatste is gedefinieerd als  $\gamma_{f,q} * \Psi_1 * Q_{i,rep}$  met  $Q_{i,rep}$  = veranderlijke belasting op de vloeren. In de toelichting op 6.1.1 tweede gedachtenstreepje wordt vermeld dat deze naast extreem ook nul kan zijn. Op grond van deze toelichting en het feit dat deze belasting gunstig werkt wordt in de stabiliteitsberekening de waarde nul aangehouden.

$$\gamma_{f,g} * G_{rep} + \gamma_{f,g} * \Psi_1 * Q_{1,rep} + \sum \gamma_{f,q} * \Psi_1 * Q_{i,rep} \quad (\text{NEN 6702 art. 6.3.4.1})$$

Voor de berekening van de stabiliteit geldt dan;

$$0,9 * G_{rep} + 1,3 * 1 * Q_{wind,rep}$$

Voor de berekening van de uiterste grenstoestand geldt;

$$1,2 * G_{rep} + 1,3 * 1 * Q_{rep}$$

## 8. berekening

Vier situaties zijn nader onderzocht:

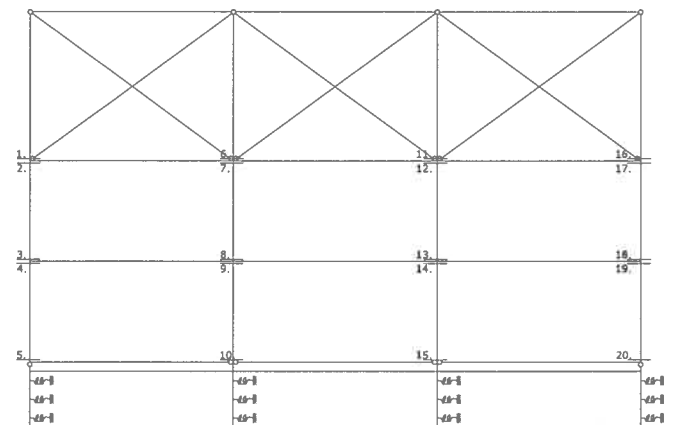
5. model gietbouwmethode
6. model stapelbouwmethode
7. model gietbouwmethode + excentriciteit buitengevel
8. model stapelbouwmethode + excentriciteit buitengevel

Bij de eerste twee gevallen wordt er vanuit gegaan dat de buitenwanden zodanig op de fundering geplaatst zijn dat er geen extra moment ontstaat.

Bij de laatste twee gevallen zorgt de excentriciteit van de buitenwanden voor een moment van 63 kN.

Bij de berekening zijn de volgende twee stappen te onderscheiden

- iteratief vaststellen of knopen momentvast dan wel scharnierend dienen te worden geschematiseerd. Voor elke snede (figuur 26) zijn de optredende normaalkracht en het optredend moment ingevoerd in een MNK diagram. Aan de hand daarvan is vastgesteld of de doorsnede gescheurd was. Indien dit het geval was werd de momentvaste verbinding in het model vervangen door een scharnierende. Nadat dit voor alle doorsneden was gedaan werden de krachten opnieuw berekend en werd het principe herhaald. Bij het gietbouwmodel werd na 3 iteraties de juiste schematisering gevonden. Bij het stapelbouwmodel kon dit al na 2 iteraties worden vastgesteld.



figuur 26

- Tweede orde effect in rekening brengen

De horizontale verplaatsing van de eerste verdieping gecombineerd met de permanente belasting van de eerste verdiepingvloeren en de delen erboven levert een moment op. Dit moment is gelijk aan een horizontale kracht vermenigvuldigd met de hoogte van de eerste verdiepingvloer. Deze kracht wordt ingevoerd in het computermodel. Ter hoogte van de tweede verdieping en bovenkant van het dak wordt op eenzelfde manier een horizontale kracht gevonden.

Na nogmaals de horizontale verplaatsingen berekend te hebben wordt gekeken of de toename van de verplaatsing groter is dan 5%. Indien dit het geval wordt de procedure herhaald. Als de toename kleiner is, dan wordt aangenomen dat er evenwicht is bereikt.

## 9. Resultaten

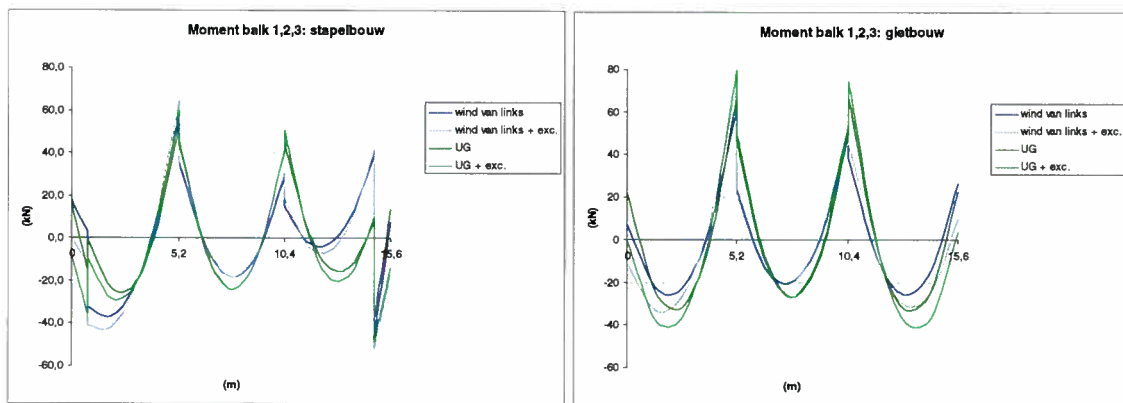
Van de uitvoer wordt de krachtsverking van de fundering beschouwd. Dit is het rood omkaderde deel van het model (figuur 27).



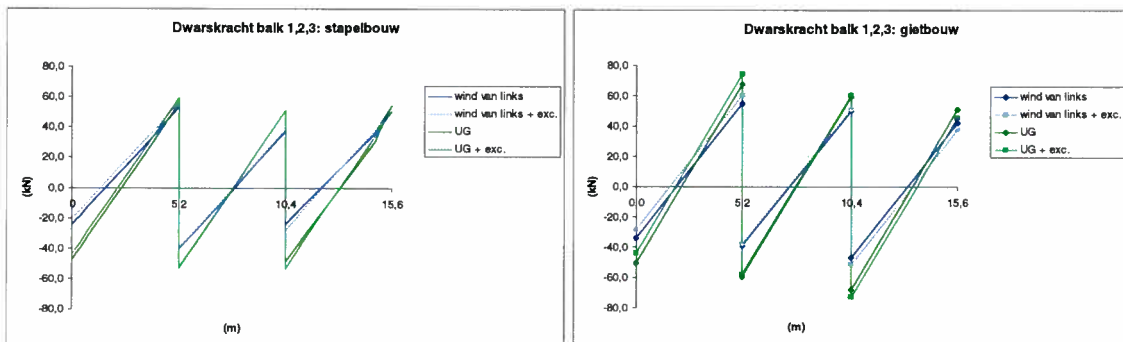
figuur 27; het voor de krachtsverking beschouwde deel van het model

Voor het beschouwde delen zijn de dwarskrachten- en momentenlijnen opgesteld.

### momenten



### dwarskrachten

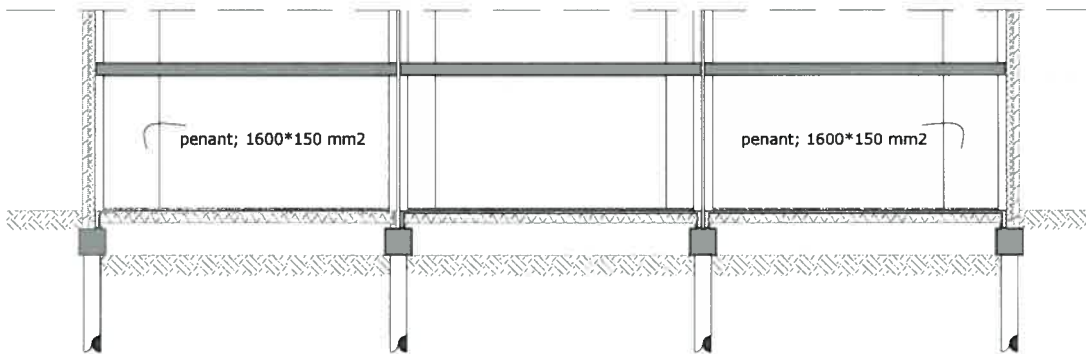


Zoals te zien is in de momentenlijnen, leveren balk 4, 5, 6 en 7 plus de palen een tegenwerkend moment. De grootte van dit moment is de het optredend moment in de punten 1,2,3 en 4 min het moment dat optreed bij de aansluiting van de wanden als deze momentvast verbonden zijn met de funderingsbalk.

Gietbouw					Stapelbouw				
	1	2	3	4	1	2	3	4	
wind van links	8	11	-6	26	18	22	14	8	
wind van links + exc	-11	19	-16	10	1	30	12	-17	
UG	23	11	11	23	17	7	-3	13	
UG + exc	21	10	11	24	-7	16	-9	-14	

### Invloed penant op momenten- en dwarskrachten lijn stapelbouwmethode

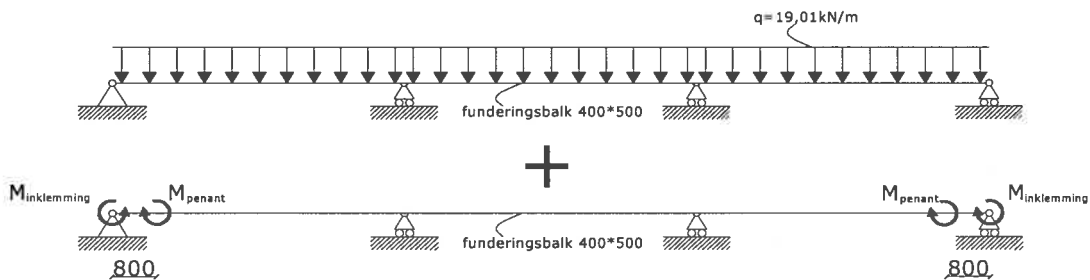
Op de plaats waar het moment van het penant aangrijpt op de fundering is een sprong in de momentenlijn te zien. Dit moment zal echter in de werkelijkheid niet op dit punt aangrijpen maar door het penant verdeeld worden over de lengte van het penant. In het voorbeeld hieronder zal worden getoond wat de invloed hiervan is.



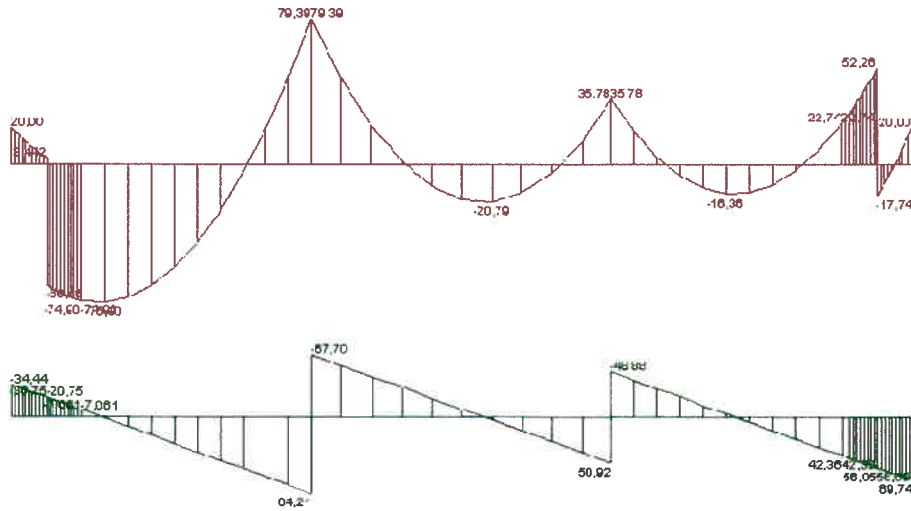
De penanten zijn onderdeel van het stabiliteitssysteem en leveren een moment op de funderingsbalk. In de schematisering in **hoofdstuk ??** zijn de penanten los geschematiseerd waarbij de hoekverdraaiing en momenten aan de onderkant van het penant zijn gekoppeld aan het punt waar het hart van de penant de funderingsbalk raakt.

In dit voorbeeld onderzoeken we wat de invloed is van de schematisering van de penant door een puntlast. In werkelijkheid wordt het moment verdeeld over de hele breedte van het penant.

We belasten de funderingsbalk met een q-last, inklemningsmomenten aan de uiteinden van de balk en de momenten van het penant die aangrijpen als een puntlast.

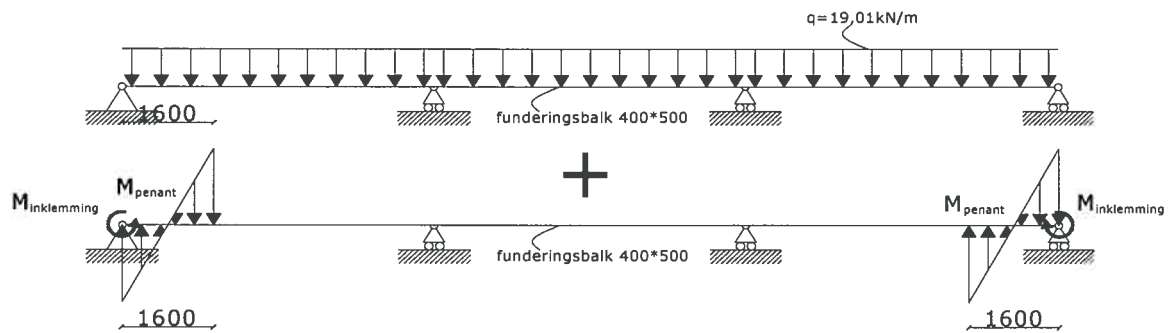


Dit levert het volgende momenten- en dwarskrachtenverloop op:

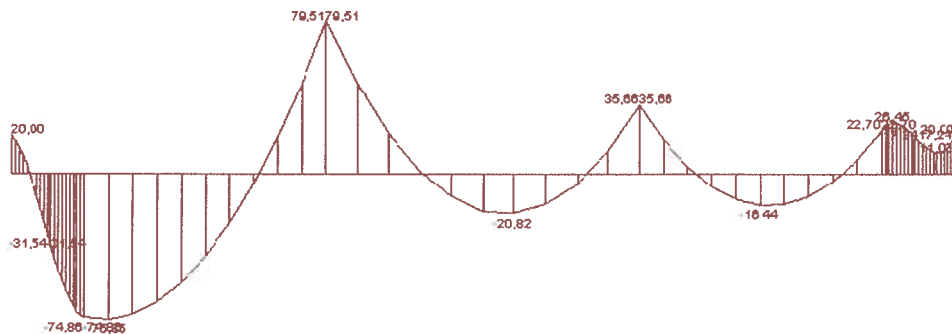


Het verloop ter plaatse van de penanten komt overeen met het verloop van de momenten- en dwarskrachtenlijnen die zijn gevonden met de systeemanalyse.

In werkelijkheid vormt het moment dat door het penant veroorzaakt wordt, geen puntlast maar een verlopende  $q$ -last.



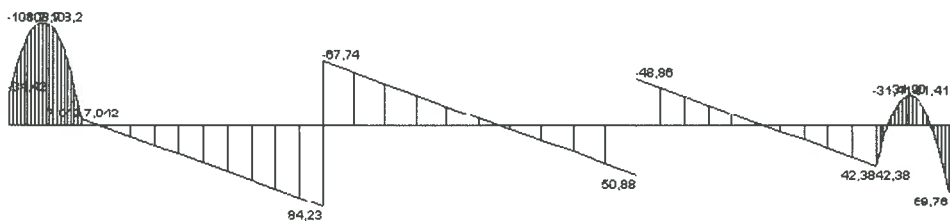
Dit levert de volgende moment- dwarskrachtenlijnen op;



De waarden van de momentenlijn van de twee onderzochte situaties zijn over het aan elkaar gelijk. Ter plaatse van het penant is echter een groot verschil in het momentenverloop. Daar waar het moment van het penant als puntlast aangrijpt is een grote sprong in het momentenverloop te zien. Waar het moment geschematiseerd is als een verlopende  $q$ -last over de breedte van het penant is te zien dat de momentenlijn verloopt volgens een derdegraads

functie. Bij een lineaire belasting is de dwarskrachtenlijn een tweedegraads functie en de momentenlijn een derdegraads functie.

De momentenlijnen van de stapelbouwmethode kunnen we corrigeren door de momenten aan het begin van het penant en het eind van het penant te verbinden door een lijn met het verloop van een derdegraads functie. Het verloop van deze lijn zal niet berekend worden, maar worden geschat. We zijn immers opzoek naar de optredende principes en niet naar de exacte krachtsverdeling.



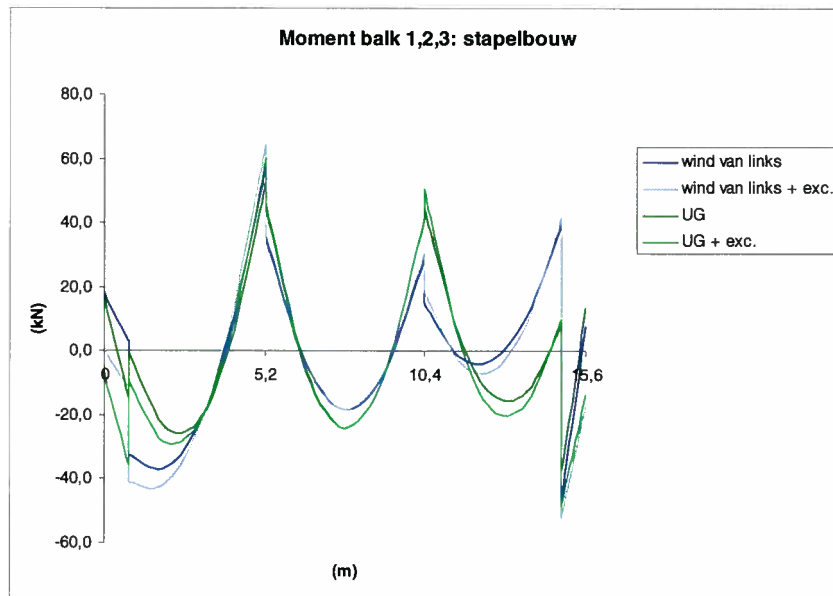
Het dwarskrachten verloop is nagenoeg hetzelfde in beide situaties, maar ook hier is de invloed van het penant duidelijk zichtbaar. Zoals eerder aangegeven is het verloop van de dwarskrachten lijn bij een lineaire q-last volgens een tweedegraads functie. Ter plaatse van de rechter penant levert dit geen problemen op, hier is de kans klein dat de negatieve dwarskracht ter plaatse van het penant groter wordt dan de dwarskracht bij de oplegging. Bij het linker penant is de dwarskracht echter wel aanzienlijk groter dan de dwarskracht in de oplegging.

Het verloop van de momentenlijn was eenvoudig te corrigeren. De waarden aan de buitenkant van het penant waren maatgevend en dienden slechts door een lijn met elkaar verbonden te worden. Doordat het een derdegraads functie betrof en de afstand waarover deze verliep relatief klein was de fout die gemaakt kon worden met het schatten van het verloop relatief klein.

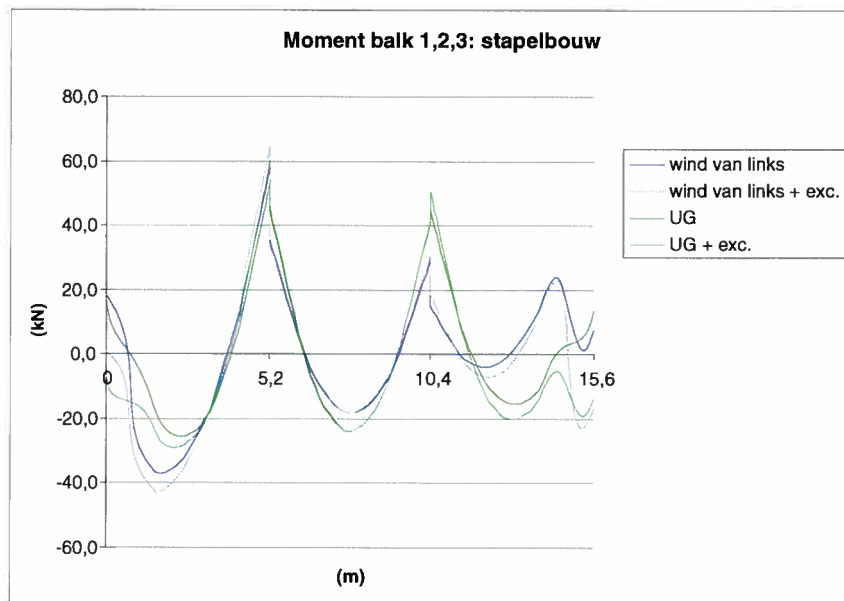
Bij de dwarskrachtenlijn hebben we echter geen enkele aanwijzing hoe hoog de top van de tweedegraads functie zal zijn. Het verdient dan ook de aanbeveling om de dwarskrachtenlijn ten gevolge van het moment van het penant, los te berekenen en te substitueren op de reeds gevonden dwarskrachtenlijn.

## Corrigeren momentenlijn model stapelbouwmethode

Momentenlijn uit analyse



Gecorrigeerde momentenlijn





## Literatuur

### rapporten

[1] **BRUIJNTJES, A**

*CUR- rapport 94-4: Stabiliteit Woningbouw*, Stichting CUR, Gouda, (1994)

[2] **JONG, P. de**

*CUR- rapport 71: Constructieve aspecten bij ontwerp, berekening en detaillering van gevels in metselwerk*, Stichting CUR, Gouda, (2000)

[3] **Probeton**

*Geprefabriceerde balken van gewapend beton en van voorgespannen beton voor combinatievloeren van betonbalken met vulelementen; voorschriften voor de grondstoffen, de fabricage en de afgewerkte elementen*, Probeton, Brussel, (2003)

### dictaten

[4] **KLEINMAN, C.S**

*Betonconstructies 3*, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven, (2006)

[5] **MARTENS, D.R.W.**

*Ontwerpen en dimensioneren van steenconstructies*, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven, (2007)

### internetbronnen

[6] **www.betonson.nl** – producent prefab betonproducten. [april 2008]

### normen

<b>NEN 3835</b>	mortels voor metselwerk (1991)
<b>NEN 6702</b>	belastingen en vervormingen (2001)
<b>NEN 6790</b>	basiseisen en bepalingsmethoden (2004)
<b>NEN 6791</b>	steenconstructies (1993)

## **Bijlage IV: Systeemanalyse fundering deel 2**

### **Rapportage:**

Onderzoek naar krachtswerking van een fundering op palen in de woningbouw met behulp van een systeemanalyse

Deel 2: balk 4 en 5

Auteur: Gijs Schalkwijk  
Student nummer: 0511227  
Datum: 28 augustus 2008  
Versie: 1.2

## Inhoudsopgave

<b>Bijlage IV: Systemanalyse fundering deel 2</b>	<b>55</b>
<b>1. Probleemstelling</b>	<b>57</b>
1.1 Probleemstelling overkoepelend onderzoek	57
1.2 Probleemstelling deelonderzoek	57
<b>2. Opzet onderzoek</b>	<b>58</b>
2.1 Schematisering	58
2.3 Materialisering:	61
2.3.1 Algemeen	61
2.3.2 Funderingsbalk	61
2.3.3 Palen	61
2.4 kinematische randvoorwaarden	62
2.4.1 translatieveren	62
2.5 Belastingen	62
2.5.1. Verticale belastingen gietbouw	62
2.5.2 Verticale belastingen stapelbouw	62
2.5.2 Verticale belastingen stapelbouw	63
2.5.3 Horizontale belasting, wind van links	64
2.5.4 Torsiemoment	66
2.6 Belasting combinaties	67
2.6.1 Uiterste grenstoestand	67
2.6.2 Wind van links	70
2.6.3 Wind van uit het vlak	70
2.7 Berekening	71
2.8.1 dwarskrachten	72
2.8.2 momenten	72
2.8.2 torsiemomenten	73
2.9 Kanttekening: schematisering woningscheidende wand	74

## 1. Probleemstelling

### 1.1 Probleemstelling overkoepelend onderzoek

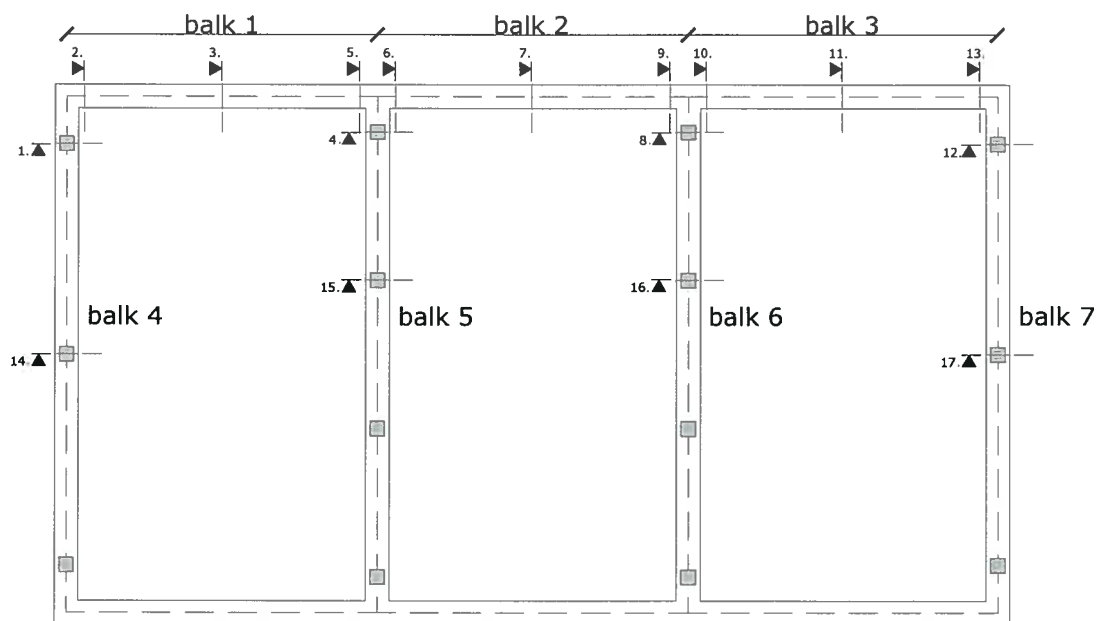
Het onderzoek dat voor u ligt maakt deel uit van een onderzoek naar de krachtswerking van een funderingsbalk op palen voor de woningbouw.

In de huidige bouwpraktijk berekenen constructeurbureaus vaak de krachten op een fundering voor de woningbouw door slechts te kijken naar de uiterste grenstoestand. Hierbij wordt aangenomen dat het belastingsgeval stabiliteit niet maatgevend is.

In dit onderzoek zal naast het bepalen van de krachten in de funderingsbalk, onderzocht worden of deze aanname geoorloofd is.

### 1.2 Probleemstelling deelonderzoek

In dit deelonderzoek wordt de krachtswerking in de balken vier en vijf onderzocht (figuur 28). Vanwege de symmetrie zullen de krachten van balk zes en zeven daarmee ook bekend zijn, deze zijn namelijk hetzelfde.



figuur 28; plattegrond funderingsbalken

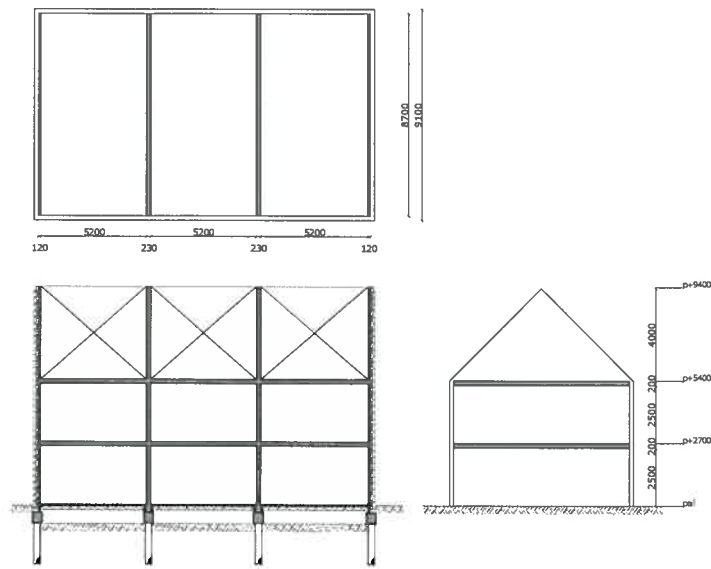
## 2. Opzet onderzoek

### 2.1 Schematisering

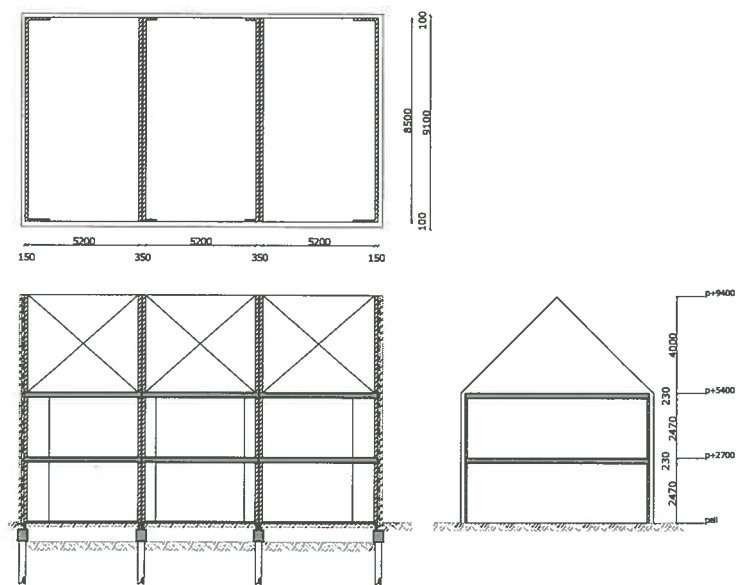
Om de krachtswerking van een funderingsbalk vast te stellen is ervoor gekozen om het systeem van een blok van 3 rijtjeshuizen te beschouwen. Rijtjeshuizen zijn een veel voorkomende vorm van woningbouw in Nederland en een rij van 3 woningen geeft een ondergrens voor de stabiliteit. De auteur is zich ervan bewust dat dit slechts een basisvorm is en vrijwel elke woningplattegrond hier van af wijkt. Het doel is echter niet om een gedetailleerde uniforme analyse uit te voeren, maar vooral om meer inzicht te verkrijgen in de algemene krachtswerking.

In dit onderzoek beschouwen we een blok van 3 rijtjeswoningen, waarbij onderscheid is gemaakt tussen twee bouwsystemen, te weten de gietbouwmethode en de stapelbouwmethode met gebruik van kalkzandsteen blokken. Dit onderscheid is gemaakt om de bouwmethodes verschillende stabiliteitssystemen hebben.

De uitgangspunten van de woningen is afgeleid van de schematisering in de rekenvoorbeelden uit CUR rapport 94-4: *Stabiliteit Woningbouw* [1].

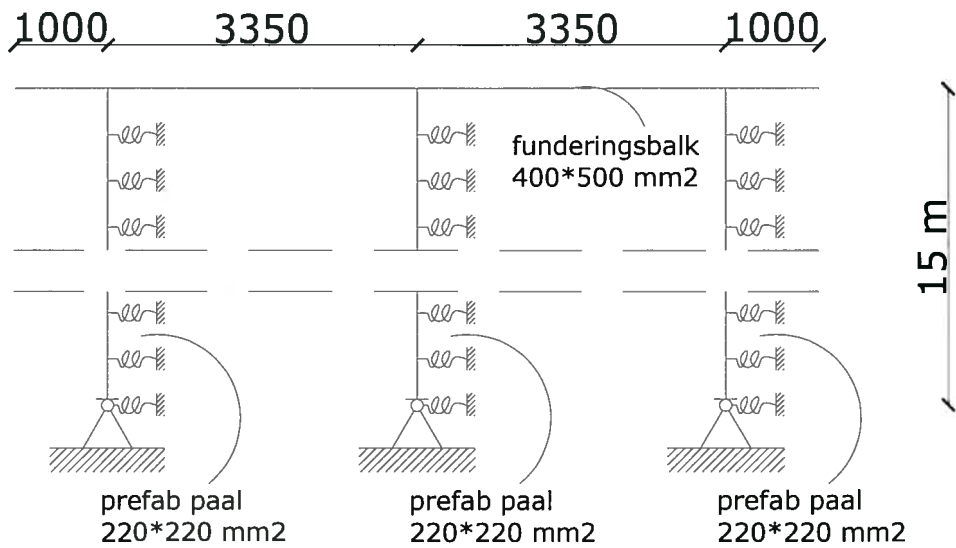


**figuur 29; rijtjeswoning in gietbouwmethode**

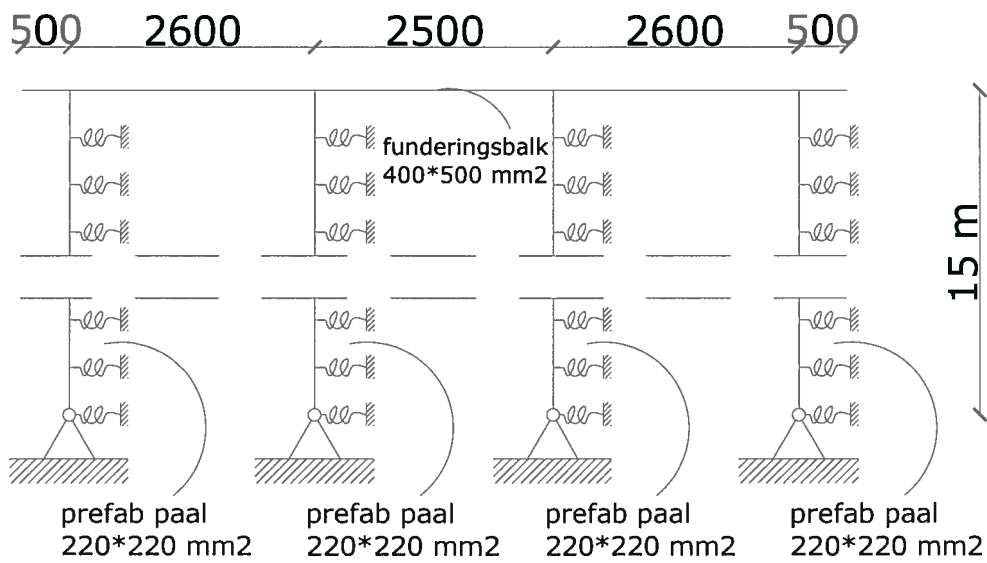


**figuur 30; rijtjeswoning in stapelbouwmethode (ankerloze bouwmuur)**

Vanwege het feit dat De krachten op de woning door de wanden gelijkmatig worden verdeeld over de funderingsbalk kan de schematisering volstaan met de funderingsbalk en palen.



figuur 31; schematisering balk 4



figuur 32; schematisering balk 5

## 2.3 Materialisering:

### 2.3.1 Algemeen

Veiligheidsklasse 2 (NEN 6702 art. 5.1)

Referentieperiode 50 jaar

Correctiefactor  $\psi_t=1$

Woning in gebied II bebouwd (NEN 6702 art. 8.6.2.2.)

Materialen:

Beton: sterkteklasse C20/25

$$f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_b = 15 \text{ N/mm}^2$$

Staal: FeB 500

$$f_s = 435 \text{ N/mm}^2$$

E-modulus:

$$E_{\text{fict}} = 3600 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{VBC tabel 15})$$

### 2.3.2 Funderingsbalk

Hoogte: 400mm

Breedte: 500mm

Betonsterkteklasse: C20/25

### 2.3.3 Palen

In de praktijk worden twee soorten palen toegepast. Te weten de boorpaal en de prefab heipaal. In deel 1 van dit onderzoek[9] is aangetoond dat deze nagenoeg dezelfde eigenschappen hebben. Vandaar dat hier alleen de prefab paal wordt beschouwd.

Hoogte: 220 mm

Breedte: 220 mm

Beton sterkteklasse: C45/55

$$E_{\text{prefab}} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot f'_{ck} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 55 = 18333 \text{ N/mm}^2$$



## 2.4 kinematische randvoorwaarden

### 2.4.1 translatieveren

In horizontale richting worden de palen om de halve meter gesteund door horizontale translatieveren. In verticale richting wordt de paal ter plaatse van de onderste translatievoor gesteund.

De veerstijfheid van de translatieveren is berekend in hoofdstuk 5 van deel1 van dit onderzoek [9]. Te weten 2205 kN/m

## 2.5 Belastingen

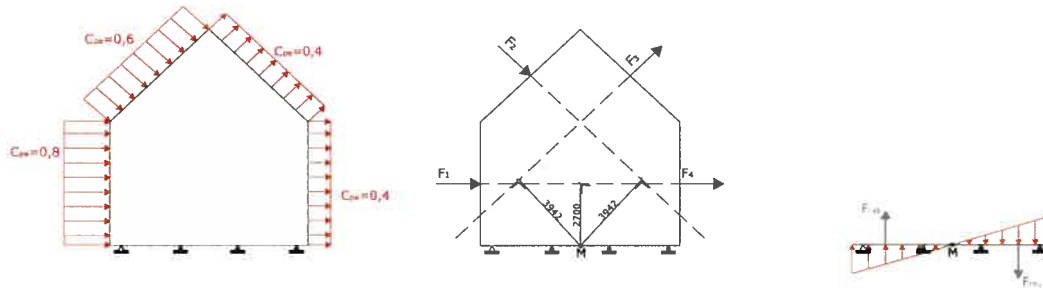
### 2.5.1. Verticale belastingen gietbouw

gietbouw	permanent [kN/m <sup>2</sup> ]	veranderlijk [kN/m <sup>2</sup> ]	ψ	code
<b>schuin dak pannen</b> SD				
e.g.	0,65			
plafond	0,15			
	0,80			
sneeuw; $P_{rep} = C_i * P_{sn;rep}$	0,50 * 0,70		0,35	0,0
per m <sup>2</sup> grondvlak - dakhelling 41°	1,06	0,46	0,0	
<b>verdiepingsvloer breedplaat (d=200mm)</b> VB				
insitu betonvloer	0,20 [m] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> =	4,80	e.g.	
afwerklaag	0,05 [m] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> =	1,00	r.b.	
lichte wanden (q ≤ 3,0 kN/m <sup>1</sup> )		0,80		
		6,60	1,75	0,4
<b>begane grondvloer ribcassettevloer</b> BR				
ribcassettevloer		2,46	e.g.	
afwerklaag	0,05 [m] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> =	1,00	r.b.	
lichte wanden (q ≤ 3,0 kN/m <sup>1</sup> )		0,80		
		4,26	1,75	0,4
<b>buitenblad spouwmuur: metselwerk (100mm)</b> S1				
metselwerk	0,10 [m] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> =	2,00		
		2,00		
<b>binnenblad spouwmuur langsgevel</b> S2				
insitu beton (100mm)	0,12 [m] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> =	2,88		
		2,88		
<b>woningscheidende wand</b> S3				
insitu beton (230mm)	0,23 [m] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> =	5,52		
		5,52		
<b>binneblad spouwmuur kopgevel</b> S4				
beton	0,10 [m] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> =	2,40		
		2,40		

## 2.5.2 Verticale belastingen stapelbouw

Stapelbouw		permanent [kN/m <sup>2</sup> ]	veranderlijk [kN/m <sup>2</sup> ]	ψ	code
<b>schuin dak pannen</b> SD					
e.g.		0,65			
plafond		0,15			
		0,80			
sneeuw; $P_{rep}=C_i * P_{sn;rep}$	0,50 * 0,70		0,35	0,0	
per m <sup>2</sup> grondvlak - dakhelling 41°		1,06	0,46	0,0	
<b>verdiepingsvloer breedplaat (d=200mm)</b> VB					
breedplaatvloer	0,20 [m <sup>3</sup> ] * 24,00 [kN/m <sup>3</sup> =	4,80	e.g.		
afwerklaag	0,05 [m <sup>3</sup> ] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> =	1,00	r.b.		
lichte wanden (q ≤ 3,0 kN/m <sup>1</sup> )		0,80			
		6,60	1,75	0,4	
<b>begane grondvloer ribcassettevloer</b> BR					
ribcassettevloer		2,46	e.g.		
afwerklaag	0,05 [m <sup>3</sup> ] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> =	1,00	r.b.		
lichte wanden (q ≤ 3,0 kN/m <sup>1</sup> )		0,80			
		4,26	1,75	0,4	
<b>buitenblad spouwmuur: metselwerk (100mm)</b> S1					
metselwerk	0,10 [m <sup>3</sup> ] * 20,00 [kN/m <sup>3</sup> =	2,00			
		2,00			
<b>binnenblad spouwmuur: kalkzandsteen (150mm)</b> S2					
kalkzandsteen	0,15 [m <sup>3</sup> ] * 18,50 [kN/m <sup>3</sup> =	2,78			
		2,78			
<b>binnenblad spouwmuur: kalkzandsteen (100mm)</b> S3					
kalkzandsteen	0,10 [m <sup>3</sup> ] * 18,50 [kN/m <sup>3</sup> =	1,85			
		1,85			

### 2.5.3 Horizontale belasting, wind van links



figuur 33; belasting door wind van links; resultante van windbelasting met momentenarm; moment om M omgerekende naar een moment op de fundering door verlopende q-last

$$P_{rep} = C_{dim} * C_{index} * C_{cq} * \Phi_1 * p_w$$

(NEN 6702 art. 8.6.1.3)

$C_{dim}$  : afhankelijk van de afmetingen van het gebouw.

(NEN 6702 art. 8.6.3 tabel 11)

$$b_{woning} = 9,1 \text{ m} ; h_{woning} = 9,4 \text{ m} ; C_{dim} = 0,95$$

$C_{index}$

(NEN 6702 art.8.6.4)

Linker gevel  $C_{pe} = 0,8$

Linker dakvlak  $C_{pe} = 0,6$

Rechter dakvlak  $C_{pe} = -0,4$

Rechter gevel  $C_{pe} = -0,4$

$$C_{eq} = 1$$

(NEN 6702 art. 8.6.5)

$$\Phi_1 = 1$$

(NEN 6702 art. 8.6.6)

$D_w$

(NEN 6702 art. 8.6.2 tabel10)

$p_w$  is afhankelijk van de hoogte van het gebouw boven het aansluitende terrein en de locatie van het bouwwerk. De verdeling van de grootte van de stuwdrukwaarde over de hoogte van het gebouw is afhankelijk van  $b_{woning}$  en  $h_{woning}$

$$b_{woning} = 15,6 \text{ m} ; h_{woning} = 9,4 \text{ m}$$

$$p_w = 0,54 + 0,4(0,59 - 0,54) = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{rep}(\text{linker gevel}) = 0,95 * 0,8 * 1 * 1 * 0,56 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{rep}(\text{linker dakvlak}) = 0,95 * 0,6 * 1 * 1 * 0,56 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{rep}(\text{rechter dakvlak}) = 0,95 * 0,4 * 1 * 1 * 0,56 = 0,22 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{rep}(\text{rechter gevel}) = 0,95 * 0,4 * 1 * 1 * 0,56 = 0,22 \text{ kN/m}^2$$

#### 1.1.5.1 q-lasten

Door de p-waardes te vermenigvuldigen wordt de q-last verkregen.

woningbreedte:  $l_{wob} = 5,2$

$$Q_{rep(\text{linker gevel})} = l_{wob} * p_{rep(\text{linker gevel})} = 5,2 * 0,43 = 2,2 \text{ kN/m}^1$$

$$Q_{rep(\text{linker dakvlak})} = l_{wob} * p_{rep(\text{linker dakvlak})} = 5,2 * 0,32 = 1,7 \text{ kN/m}^1$$

$$Q_{rep(\text{rechter dakvlak})} = l_{wob} * p_{rep(\text{rechter dakvlak})} = 5,2 * 0,22 = 1,1 \text{ kN/m}^1$$

$$Q_{rep(\text{rechter gevel})} = l_{wob} * p_{rep(\text{rechter gevel})} = 5,2 * 0,22 = 1,1 \text{ kN/m}^1$$

### 1.1.5.2 Resultanten

De resultante van de q-last kan verkregen worden door de q-last te vermenigvuldigen met de hoogte waarover de q-last werkt.

$$h_{gevel} = 5,4 \text{ m}$$

$$h_{dakvlak} = 5,9 \text{ m}$$

$$F_1 = Q_{rep(\text{linker gevel})} * h_{gevel} = 2,2 * 5,4 = 11,9 \text{ kN}$$

$$F_2 = Q_{rep(\text{linker dakvlak})} * h_{dakvlak} = 1,7 * 5,9 = 10,0 \text{ kN}$$

$$F_3 = Q_{rep(\text{rechter dakvlak})} * h_{dakvlak} = 1,1 * 5,9 = 6,5 \text{ kN}$$

$$F_4 = Q_{rep(\text{rechter gevel})} * h_{gevel} = 1,1 * 5,4 = 5,9 \text{ kN}$$

### 1.1.5.3 Moment om M

$$M_1 = F_1 * l = 11,9 * 2,7 = 32,1 \text{ kNm}$$

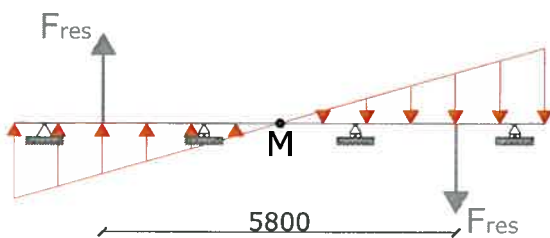
$$M_2 = F_2 * l = 10,0 * 3,9 = 39,4 \text{ kNm}$$

$$M_3 = F_3 * l = 6,5 * 3,9 = 25,4 \text{ kNm}$$

$$M_4 = F_4 * l = 5,9 * 2,7 = 15,9 \text{ kNm} \pm$$

$$M_{tot} = 112,8 \text{ kNm}$$

Het moment om M wordt vervolgens omgerekend naar een lineaire q-last.



figuur 34; Moment op m door windbelasting als lineaire q-last

$$M / z = F_{res} \quad 112,8/5,8 = 19,4 \text{ kN}$$

$$2 \cdot \frac{F}{4,35} = q \quad 2 \cdot \frac{19,4}{4,35} = 8,9 \text{ kN/m}$$

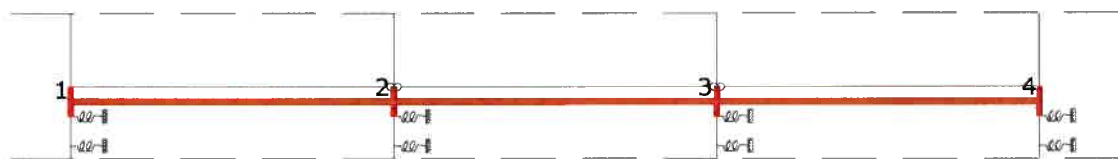
De lineaire q-last verloopt van 8,9 kN/m tot -8,9 kN/m

Dit is de last die wordt ingevoerd voor belastinggeval wind van links. De horizontale en verticale componenten van de windbelastingen per gevelvlak worden bij deze aanname verwaarloosd. Dit levert geen problemen op omdat deze krachten relatief klein zijn.

Bovenstaande berekening is uitgevoerd voor balken 5 en 6. Voor de windbelasting voor van balk 4 en 5 wordt op eenzelfde manier verkregen. De oppervlaktes zijn dan echter twee keer zo klein. Daaruit volgt dat de uiteindelijke lineaire lijnlast ook twee keer zo klein is.

### 2.5.4 Torsiemoment

In deel 1 van dit onderzoek is de krachswerking in de balken 1,2 en 3 onderzocht. Daarbij traden in de knopen 1,2,3 en 4 (figuur 27) momenten op ten gevolgen van de weerstand die de balken en palen boden. De waarden van deze momenten staan in tabel 1. De dikgedrukte waarden zijn maatgevend en zijn in de modellen van de verschillende gevallen als torsiemomenten op beide uiteinden van de balken gezet



figuur 35; knopen uit model 1

Gietbouw					Stapelbouw				
	[kNm]					[kNm]			
	1	2	3	4	1	2	3	4	
wind van links	8	11	-6	26	18	22	14	8	
wind van links + exc	-11	19	-16	10	1	30	12	-17	
UG	23	11	11	23	17	7	-3	13	
UG + exc	21	10	11	24	-7	16	-9	-14	

tabel 4; momenten in knopen 1,2,3 en 4 uit model 1

## 2.6 Belasting combinaties

### 2.6.1 Uiterste grenstoestand

Aan de hand van het model zal een berekening uitgevoerd worden voor de uiterste grenstoestand. Voor gebouwen uit veiligheidsklasse 2 geeft tabel 2 van NEN 6702 hiervoor:

$$1,2 * G_{rep} + 1,3 * 1 * Q_{rep} + 1,0 Q_{torsie}; UG$$

Omdat de torsiebelasting uit het andere model komt en dus berekend is met een belastingfactor, wordt de belastingfactor in deze berekening op 1,0 gesteld.

gietbouw			
<b>balk 4 en 7</b>			
<b>permanente belasting (excl. e.g.):</b>			
<b>1) buitenblad</b>			
S1			
x=0	$5,40 [m^1] * 2,00 [kN/m^2] =$	$10,8 [kN/m^1]$	
x= 1/2 l	$9,40 [m^1] * 2,00 [kN/m^2] =$	$18,8 [kN/m^1]$	
x=l	$5,40 [m^1] * 2,00 [kN/m^2] =$	$10,8 [kN/m^1]$	
<b>2) binnenblad</b>			
gelijkmatig verdeelde q-last			
SD	$2,60 [m^1] * 1,06 [kN/m^2] =$	$2,8 [kN/m^1]$	
VB 2 <sup>e</sup> verdieping	$2,60 [m^1] * 6,60 [kN/m^2] =$	$17,2 [kN/m^1]$	
VB 1 <sup>e</sup> verdieping	$2,60 [m^1] * 6,60 [kN/m^2] =$	$17,2 [kN/m^1]$	
BR	$2,60 [m^1] * 4,26 [kN/m^2] =$	$11,1 [kN/m^1]$	
		<u><math>48,2 [kN/m^1]</math></u>	
verlopende q-last			
S2			
x=0	$5,40 [m^1] * 2,88 [kN/m^2] =$	$15,6 [kN/m^1]$	
x= 1/2 l	$9,40 [m^1] * 2,88 [kN/m^2] =$	$27,1 [kN/m^1]$	
x=l	$5,40 [m^1] * 2,88 [kN/m^2] =$	$15,6 [kN/m^1]$	
<b>veranderlijke belasting</b>			
<b>1) binnenblad</b>			
gelijkmatig verdeelde q-last			
SD	$2,60 [m^1] * 0,5 [kN/m^2] =$	$1,2 [kN/m^1]$	
VB 2 <sup>e</sup> verdieping	$2,60 [m^1] * 1,8 [kN/m^2] =$	$4,6 [kN/m^1]$	
VB 1 <sup>e</sup> verdieping	$2,60 [m^1] * 1,8 [kN/m^2] =$	$4,6 [kN/m^1]$	
BR	$2,60 [m^1] * 1,8 [kN/m^2] =$	$4,6 [kN/m^1]$	
<b>Uiterste Grenstoestand</b>			
buitenblad permanent			
	$Y_{f;gu}$		
$Q_{2;A}$	$= 1,2 * 10,8 [kN/m^1] =$	$13,0 [kN/m^1]$	
$Q_{2;M}$	$= 1,2 * 18,8 [kN/m^1] =$	$22,6 [kN/m^1]$	
$Q_{2;B}$	$= 1,2 * 10,8 [kN/m^1] =$	$13,0 [kN/m^1]$	
binnenblad permanent			
	$Y_{f;gu}$		
$1,2 * 2,8 [kN/m^1] =$		$3,3 [kN/m^1]$	
$1,2 * 17,2 [kN/m^1] =$		$20,6 [kN/m^1]$	
$1,2 * 17,2 [kN/m^1] =$		$20,6 [kN/m^1]$	
$1,2 * 11,1 [kN/m^1] =$		$13,3 [kN/m^1]$	
$Q_{2;pu}$		<u><math>57,8 [kN/m^1]</math></u>	
	$Y_{f;gu}$		
$Q_{2;A}$	$= 1,2 * 15,6 [kN/m^1] =$	$18,7 [kN/m^1]$	
$Q_{2;M}$	$= 1,2 * 27,1 [kN/m^1] =$	$32,5 [kN/m^1]$	
$Q_{2;B}$	$= 1,2 * 15,6 [kN/m^1] =$	$18,7 [kN/m^1]$	
binnenblad veranderlijk			
	$Y_{f;qu}$	$\psi$	
$1,3 * 0,0 * 1,2 [kN/m^1] =$		$0,0 [kN/m^1]$	
$1,3 * 0,4 * 4,6 [kN/m^1] =$		$2,4 [kN/m^1]$	
$1,3 * 0,4 * 4,6 [kN/m^1] =$		$2,4 [kN/m^1]$	
$1,3 * 1,0 * 4,6 [kN/m^1] =$		$5,9 [kN/m^1]$	
$Q_{2;vu}$		<u><math>10,6 [kN/m^1]</math></u>	
<b>balk 1,2 en 3</b>			
<b>permanente belasting (excl. e.g.):</b>			
<b>1) buitenblad</b>			
S1	$0,8 * 5,40 [m^1] * 2,00 [kN/m^2] =$	$8,6 [kN/m^1]$	
<b>2) binnenblad</b>			
gelijkmatig verdeelde q-last			
S2	$0,8 * 5,40 [m^1] * 2,40 [kN/m^2] =$	$10,4 [kN/m^1]$	
<b>Uiterste Grenstoestand</b>			
buitenblad permanent			
	$Y_{f;gu}$		
$Q_{4;pu}$	$= 1,2 * 8,6 [kN/m^1] =$	$10,4 [kN/m^1]$	
binnenblad permanent			
	$Y_{f;gu}$		
$Q_{2;pu}$	$= 1,2 * 10,4 [kN/m^1] =$	$12,4 [kN/m^1]$	
<b>balk 5 en 6</b>			
<b>permanente belasting (excl. e.g.):</b>			
<b>1) woningscheidende wand</b>			
gelijkmatig verdeelde q-last			
SD	$5,20 [m^1] * 1,06 [kN/m^2] =$	$5,5 [kN/m^1]$	
VB 2 <sup>e</sup> verdieping	$5,20 [m^1] * 6,60 [kN/m^2] =$	$34,3 [kN/m^1]$	
VB 1 <sup>e</sup> verdieping	$5,20 [m^1] * 6,60 [kN/m^2] =$	$34,3 [kN/m^1]$	
BR	$5,20 [m^1] * 4,26 [kN/m^2] =$	$22,2 [kN/m^1]$	
		<u><math>96,3 [kN/m^1]</math></u>	
verlopende q-last			
S3			
x=0	$5,40 [m^1] * 5,52 [kN/m^2] =$	$29,8 [kN/m^1]$	
x= 1/2 l	$9,40 [m^1] * 5,52 [kN/m^2] =$	$51,9 [kN/m^1]$	
x=l	$5,40 [m^1] * 5,52 [kN/m^2] =$	$29,8 [kN/m^1]$	
<b>veranderlijke belasting</b>			
<b>1) woningscheidende wand</b>			
gelijkmatig verdeelde q-last			
SD	$5,20 [m^1] * 0,5 [kN/m^2] =$	$2,39 [kN/m^1]$	
VB 2 <sup>e</sup> verdieping	$5,20 [m^1] * 1,8 [kN/m^2] =$	$9,10 [kN/m^1]$	
VB 1 <sup>e</sup> verdieping	$5,20 [m^1] * 1,8 [kN/m^2] =$	$9,10 [kN/m^1]$	
BR	$5,20 [m^1] * 1,8 [kN/m^2] =$	$9,10 [kN/m^1]$	
<b>Uiterste Grenstoestand</b>			
woningcheidende wand permanent			
	$Y_{f;gu}$		
$1,2 * 5,5 [kN/m^1] =$		$6,6 [kN/m^1]$	
$1,2 * 34,3 [kN/m^1] =$		$41,2 [kN/m^1]$	
$1,2 * 34,3 [kN/m^1] =$		$41,2 [kN/m^1]$	
$1,2 * 22,2 [kN/m^1] =$		$26,6 [kN/m^1]$	
$Q_{2;pu}$		<u><math>115,6 [kN/m^1]</math></u>	
	$Y_{f;gu}$		
$Q_{2;A}$	$= 1,2 * 29,8 [kN/m^1] =$	$35,8 [kN/m^1]$	
$Q_{2;M}$	$= 1,2 * 51,9 [kN/m^1] =$	$62,3 [kN/m^1]$	
$Q_{2;B}$	$= 1,2 * 29,8 [kN/m^1] =$	$35,8 [kN/m^1]$	
woningcheidende wand veranderlijk			
	$Y_{f;qu}$	$\psi$	
$1,3 * 0,0 * 2,4 [kN/m^1] =$		$0,0 [kN/m^1]$	
$1,3 * 0,4 * 9,1 [kN/m^1] =$		$4,7 [kN/m^1]$	
$1,3 * 0,4 * 9,1 [kN/m^1] =$		$4,7 [kN/m^1]$	
$1,3 * 1,0 * 9,1 [kN/m^1] =$		$11,8 [kN/m^1]$	
$Q_{2;vu}$		<u><math>21,3 [kN/m^1]</math></u>	

tabel 5; belasting combinaties gietbouw

## Stapelbouw

### balk 4 en 7

#### permanente belasting (excl. e.g.):

##### 1 buitenblad

S1				
A; x=0	5,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,00 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 10,8 [kN/m <sup>1</sup> ]
M; x= 1/2 l	9,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,00 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 18,8 [kN/m <sup>1</sup> ]
B; x=l	5,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,00 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 10,8 [kN/m <sup>1</sup> ]

##### 2 binnenblad

#### gelijkmatig verdeelde q-last

SD	2,60 [m <sup>1</sup> ]	*	1,06 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 2,8 [kN/m <sup>1</sup> ]
VB 2 <sup>e</sup> verdieping	2,60 [m <sup>1</sup> ]	*	6,60 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 17,2 [kN/m <sup>1</sup> ]
VB 1 <sup>e</sup> verdieping	2,60 [m <sup>1</sup> ]	*	6,60 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 17,2 [kN/m <sup>1</sup> ]
BR	2,60 [m <sup>1</sup> ]	*	4,26 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 11,1 [kN/m <sup>1</sup> ]
			<b>q<sub>2;p;u</sub></b>	<b>= 48,2 [kN/m<sup>1</sup>]</b>

#### verlopende q-last

##### S3

A; x=0	5,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,78 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 15,0 [kN/m <sup>1</sup> ]
M; x= 1/2 l	9,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,78 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 26,1 [kN/m <sup>1</sup> ]
B; x=l	5,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,78 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 15,0 [kN/m <sup>1</sup> ]

#### veranderlijke belasting

##### 2 binnenblad

#### gelijkmatig verdeelde q-last

SD	2,60 [m <sup>1</sup> ]	*	0,5 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 1,2 [kN/m <sup>1</sup> ]
VB 2 <sup>e</sup> verdieping	2,60 [m <sup>1</sup> ]	*	1,8 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 4,6 [kN/m <sup>1</sup> ]
VB 1 <sup>e</sup> verdieping	2,60 [m <sup>1</sup> ]	*	1,8 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 4,6 [kN/m <sup>1</sup> ]
BR	2,60 [m <sup>1</sup> ]	*	1,8 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 4,6 [kN/m <sup>1</sup> ]
			<b>q<sub>2;v;u</sub></b>	<b>= 14,8 [kN/m<sup>1</sup>]</b>

Uiterste Grenstoestand	
buitenblad permanent	
$Y_{f;g;u}$	
$q_{1;A}$	= 1,2 * 10,8 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>13,0 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
$q_{1;M}$	= 1,2 * 18,8 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>22,6 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
$q_{1;B}$	= 1,2 * 10,8 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>13,0 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
binnenblad permanent	
$Y_{f;g;u}$	
$q_{2;p;u}$	= 1,2 * 2,8 [kN/m <sup>1</sup> ] = 3,3 [kN/m <sup>1</sup> ]
	= 1,2 * 17,2 [kN/m <sup>1</sup> ] = 20,6 [kN/m <sup>1</sup> ]
	= 1,2 * 17,2 [kN/m <sup>1</sup> ] = 20,6 [kN/m <sup>1</sup> ]
	= 1,2 * 11,1 [kN/m <sup>1</sup> ] = 13,3 [kN/m <sup>1</sup> ]
<b>q<sub>2;p;u</sub></b>	<b>= 57,8 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
$Y_{f;g;u}$	
$q_{2;A}$	= 1,2 * 15,0 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>18,0 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
$q_{2;M}$	= 1,2 * 26,1 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>31,3 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
$q_{2;B}$	= 1,2 * 15,0 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>18,0 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
binnenblad veranderlijk	
$Y_{f;g;u}$	$\psi$
1,5 * 0,0	= 0,0 [kN/m <sup>1</sup> ]
1,5 * 0,4	= 2,7 [kN/m <sup>1</sup> ]
1,5 * 0,4	= 2,7 [kN/m <sup>1</sup> ]
1,5 * 1,0	= 6,8 [kN/m <sup>1</sup> ]
<b>q<sub>2;v;u</sub></b>	<b>= 12,3 [kN/m<sup>1</sup>]</b>

### balk 1,2 en 3

#### permanente belasting (excl. e.g.):

##### 1 buitenblad

#### gelijkmatig verdeelde q-last

S1	0,8 *	5,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,00 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 8,6 [kN/m <sup>1</sup> ]
----	-------	------------------------	---	---------------------------	----------------------------

##### 2 binnenblad

#### gelijkmatig verdeelde q-last

S2	0,8 *	5,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,78 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 12,0 [kN/m <sup>1</sup> ]
----	-------	------------------------	---	---------------------------	-----------------------------

Uiterste Grenstoestand	
buitenblad permanent	
$Y_{f;g;u}$	
$q_{1;p;u}$	= 1,2 * 8,6 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>10,4 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
binnenblad permanent	
$Y_{f;g;u}$	
$q_{2;p;u}$	= 1,2 * 12,0 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>14,4 [kN/m<sup>1</sup>]</b>

### balk 5 en 6

#### permanente belasting (excl. e.g.):

##### 1 woningscheidende wand

#### gelijkmatig verdeelde q-last

SD	5,20 [m <sup>1</sup> ]	*	1,06 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 5,5 [kN/m <sup>1</sup> ]
VB 2 <sup>e</sup> verdieping	5,20 [m <sup>1</sup> ]	*	6,60 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 34,3 [kN/m <sup>1</sup> ]
VB 1 <sup>e</sup> verdieping	5,20 [m <sup>1</sup> ]	*	6,60 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 34,3 [kN/m <sup>1</sup> ]
BR	5,20 [m <sup>1</sup> ]	*	4,26 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 22,2 [kN/m <sup>1</sup> ]
			<b>96,3 [kN/m<sup>1</sup>]</b>	

#### verlopende q-last

##### S3

x=0	1 *	5,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,78 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 15,0 [kN/m <sup>1</sup> ]
x= 1/2 l	1 *	9,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,78 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 26,1 [kN/m <sup>1</sup> ]
x=l	1 *	5,40 [m <sup>1</sup> ]	*	2,78 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 15,0 [kN/m <sup>1</sup> ]

#### veranderlijke belasting

##### 1 woningscheidende wand

#### gelijkmatig verdeelde q-last

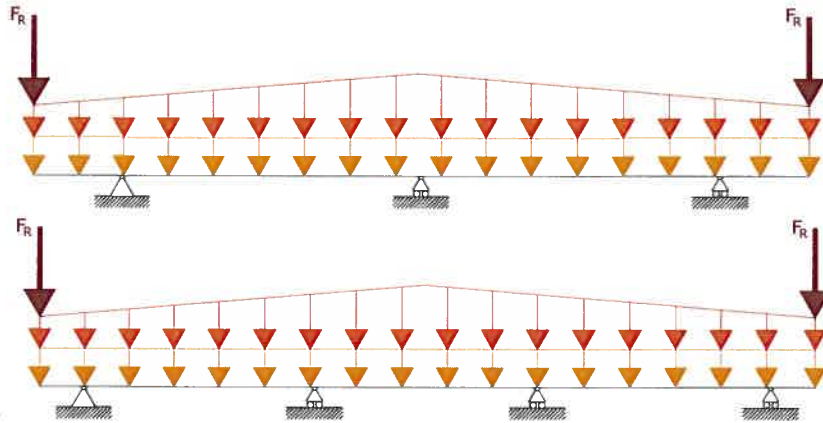
SD	5,20 [m <sup>1</sup> ]	*	0,5 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 2,4 [kN/m <sup>1</sup> ]
VB 2 <sup>e</sup> verdieping	5,20 [m <sup>1</sup> ]	*	1,8 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 9,1 [kN/m <sup>1</sup> ]
VB 1 <sup>e</sup> verdieping	5,20 [m <sup>1</sup> ]	*	1,8 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 9,1 [kN/m <sup>1</sup> ]
BR	5,20 [m <sup>1</sup> ]	*	1,8 [kN/m <sup>2</sup> ]	= 9,1 [kN/m <sup>1</sup> ]

Uiterste Grenstoestand	
woningcheidende wand permanent	
$Y_{f;g;u}$	
$q_{2;p;u}$	= 1,2 * 5,5 [kN/m <sup>1</sup> ] = 6,6 [kN/m <sup>1</sup> ]
	= 1,2 * 34,3 [kN/m <sup>1</sup> ] = 41,2 [kN/m <sup>1</sup> ]
	= 1,2 * 34,3 [kN/m <sup>1</sup> ] = 41,2 [kN/m <sup>1</sup> ]
	= 1,2 * 22,2 [kN/m <sup>1</sup> ] = 26,6 [kN/m <sup>1</sup> ]
<b>q<sub>2;p;u</sub></b>	<b>= 115,6 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
$Y_{f;g;u}$	
$q_{2;A}$	= 1,2 * 15,0 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>18,0 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
$q_{2;M}$	= 1,2 * 26,1 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>31,3 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
$q_{2;B}$	= 1,2 * 15,0 [kN/m <sup>1</sup> ] = <b>18,0 [kN/m<sup>1</sup>]</b>
woningcheidende wand veranderlijk	
$Y_{f;g;u}$	$\psi$
1,5 * 0,0	= 0,0 [kN/m <sup>1</sup> ]
1,5 * 0,4	= 5,5 [kN/m <sup>1</sup> ]
1,5 * 0,4	= 5,5 [kN/m <sup>1</sup> ]
1,5 * 1,0	= 13,7 [kN/m <sup>1</sup> ]
<b>q<sub>2;v;u</sub></b>	<b>= 24,6 [kN/m<sup>1</sup>]</b>

**tabel 6; belastingcombinaties stapelbouw**

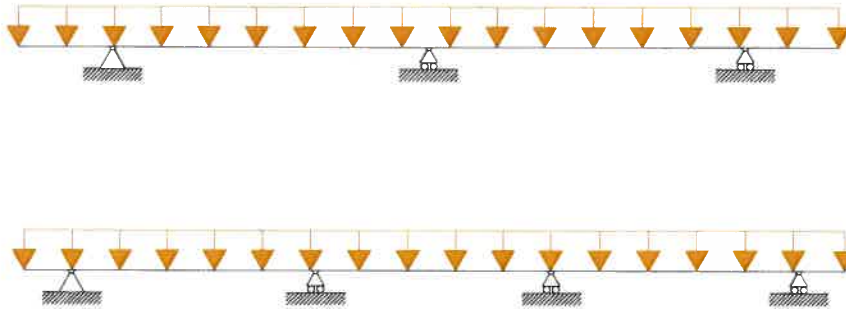
Geschematiseerd ziet de belasting van de funderingsbalk als volgt uit;

- Permanente belasting:



- permanente belasting tgv. wanden
- permanente rustende belasting
- resultante permanente belasting kopgevels

- Veranderlijke belasting



- veranderlijke belasting



## 2.6.2 Wind van links

Belastingcombinaties volgens NEN 6702

Een gunstig werkende variable belasting mag niet in rekening gebracht worden op grond van:

- c. artikel 6.3.2 waarin wordt gesteld dat bouwconstructies bestand moeten zijn tegen de ongunstige combinaties die gelijktijdig kunnen optreden;
- d. in de toelichting van artikel 6.1.1 tweede gedachtenstreepje staat aangegeven: bij een veranderlijke belasting worden drie representatieve waarden onderscheden, namelijk de extreme waarde, de momentane waarde en nul.

Conclusie: in het belastingsgeval 'stabiliteit' wordt de gunstig werkende variabele belasting niet in rekening gebracht.

Aangezien de wind niet gecombineerd hoeft te worden met een andere extreme veranderlijke belasting,  $\Psi$  is 1 of 0, blijft er slechts één fundamentele belastingscombinatie over. In NEN 6702 art. 6.3.4.1 wordt de fundamentele belastingscombinatie gegeven ter bepaling van de uiterste grens beschouwd. Dit komt neer op eigen gewicht + de extreme veranderlijke belasting + de momentane andere belastingen. Deze laatste is gedefinieerd als  $\gamma_{f;q} * \Psi_1 * Q_{i;rep}$  met  $Q_{i;rep}$  = veranderlijke belasting op de vloeren. In de toelichting op 6.1.1 tweede gedachtenstreepje wordt vermeld dat deze naast extreem ook nul kan zijn. Op grond van deze toelichting en het feit dat deze belasting gunstig werkt wordt in de stabiliteitsberekening de waarde nul aangehouden.

$$\gamma_{f;g} * G_{rep} + \gamma_{f;g} * \Psi_t * Q_{1;rep} + \sum \gamma_{f;q} * \Psi_1 * Q_{i;rep} \quad (\text{NEN 6702 art. 6.3.4.1})$$

Voor de berekening van de stabiliteit geldt dan;

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

## 2.6.3 Wind van uit het vlak

$$0,9 * G_{rep} + 1,0 * Q_{torsie;wind}$$

Omdat de torsiebelasting uit het andere model komt en dus berekend is met een belastingfactor, wordt de belastingfactor in deze berekening op 1,0 gesteld.

## 2.7 Berekening

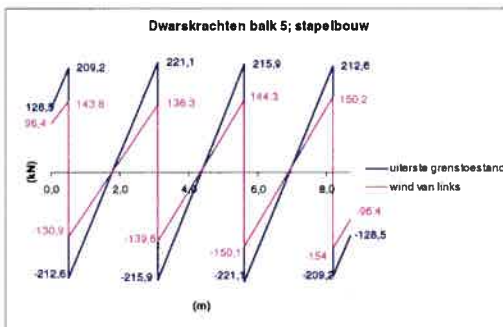
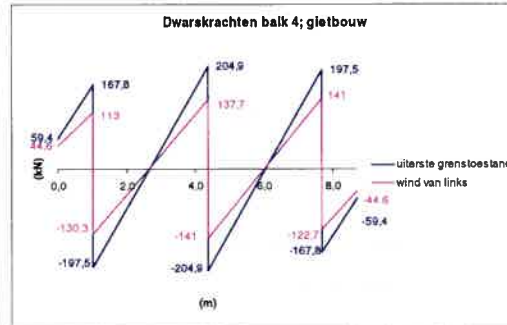
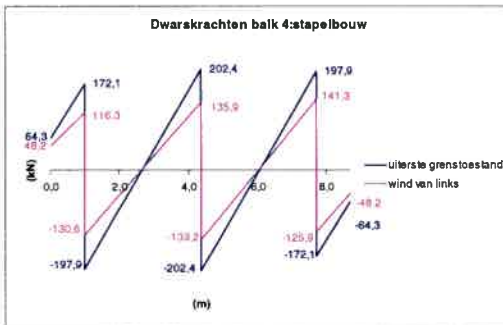
Onderzocht zijn;

9. Dwarskrachten
  - a. Balk 4
    - i. Uiterste grenstoestand
    - ii. Wind van links
  - b. Balk 5
    - i. Uiterste grenstoestand
    - ii. Wind van links
10. Momenten
  - a. Balk 4
    - i. Uiterste grenstoestand
    - ii. Wind van links
  - b. Balk 5
    - i. Uiterste grenstoestand
    - ii. Wind van links
11. Torsiemomenten
  - a. Balk 4
    - i. Wind van uit het vlak
    - ii. Wind van uit het vlak + excentriciteit
    - iii. Uiterste grenstoestand
    - iv. Uiterste grenstoestand + excentriciteit
  - b. Balk 5
    - i. Wind van uit het vlak
    - ii. Wind van uit het vlak + excentriciteit
    - iii. Uiterste grenstoestand
    - iv. Uiterste grenstoestand + excentriciteit

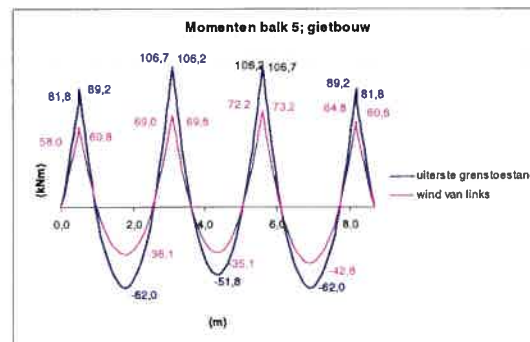
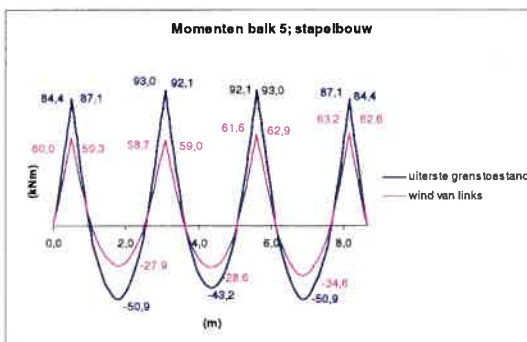
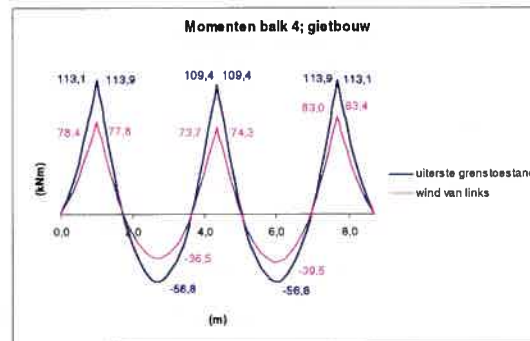
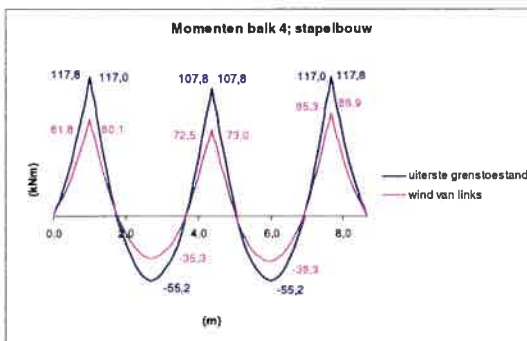
De berekeningen zijn uitgevoerd met het raamwerk programma GSA.

## 2.8 resultaten

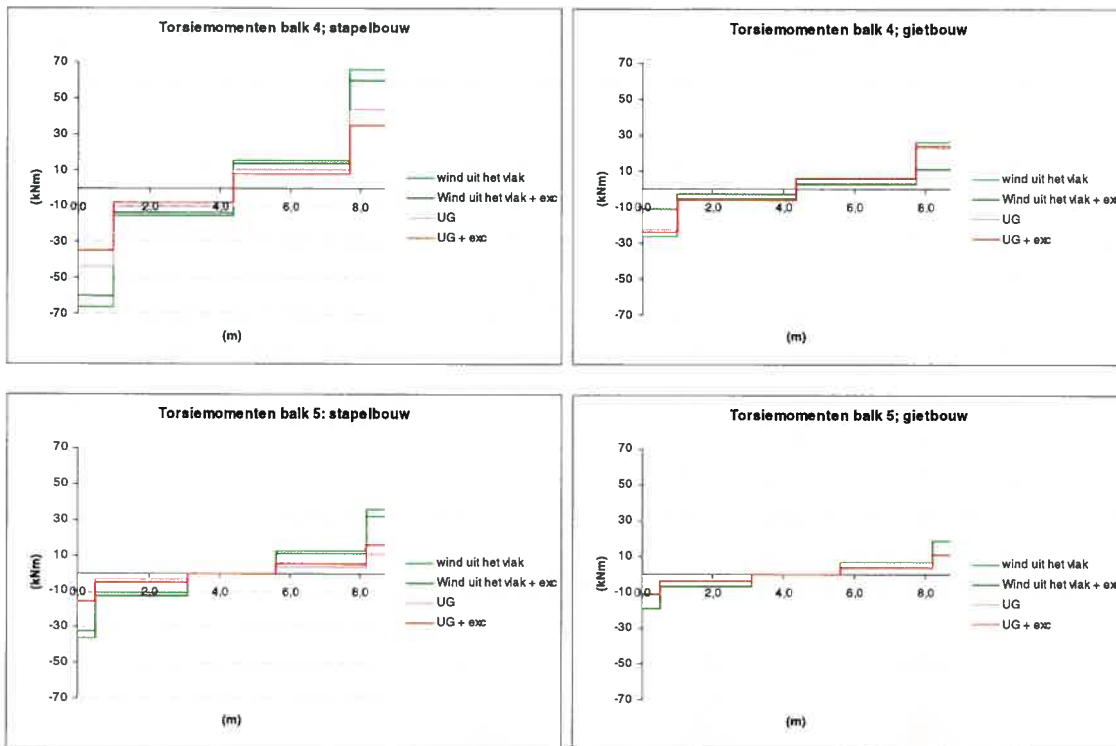
### 2.8.1 dwarskrachten



### 2.8.2 momenten



## 2.8.2 torsiemomenten

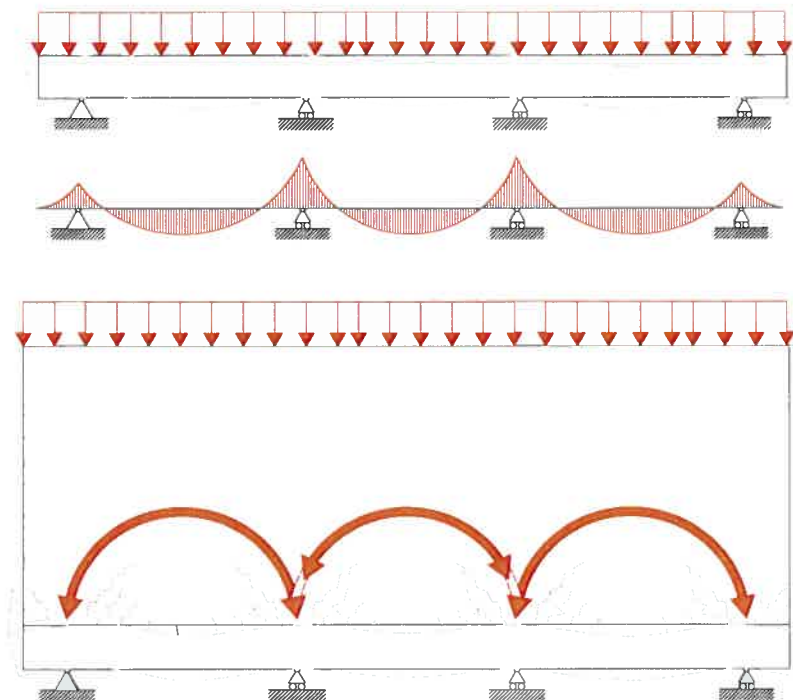


## 2.9 Kanttekening: schematisering woningscheidende wand

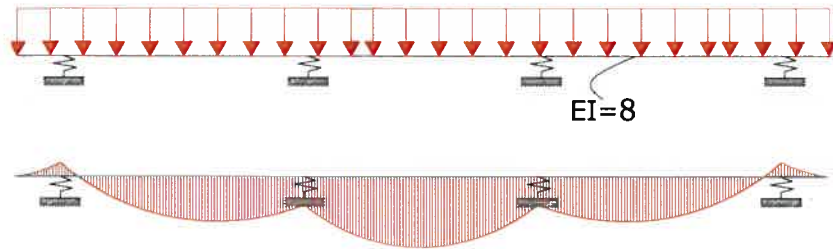
Bij de modellering van balk 4en 5 is uitgegaan van de funderingsbalk die belast wordt door een q-last en twee puntlasten op de uiteinden van de balk. Dit resulteert in een krachten verdeling zoals te zien is in de vorige paragraaf.

Met deze modellering wordt vergeten dat als een de funderingsbalk deze krachten op moet nemen, deze wel zal moeten vervormen. Dit kan alleen als het bovenliggende constructie element en dus de belasting ook deze vervorming kan maken. In het specifieke geval van een woningscheidende wand op een funderingsbalk, is de stijfheid van de wand vele malen groter dan die van de funderingsbalk. De wand zal onder invloed van de belastingen nauwelijks vervormen en dus ook nauwelijks krachten overbrengen naar de funderingsbalk. Doormiddel van boogwerking zullen de krachten direct naar de stijve oplegpunten onder de funderingsbalk worden geleid.

De boogwerking heeft als nadeel dat er onderin de wand een trekband ontstaat. Als de doorsnede niet in staat is deze trekkrachten op te nemen zal de wand onderin scheuren, waardoor de stijfheid van de wand reduceert totdat de funderingsbalk mechanisme ontstaat waar men van uit was gegaan. In de eindtoestand klopt de schematisering dus, maar de prijs die hiervoor betaald wordt zijn de scheuren in de wand.



De scheurvorming kan worden voorkomen door de wand als een wandligger te berekenen. Een wandligger is door zijn grote hoogte een zeer stijf element, waarbij de opleggingen zich ten opzichte van de stijve wand als verende ondersteuning gedragen. Dit is van grote invloed op de uiteindelijke krachtsverdeling. (zie figuur ??). Met deze schematisering is de reactiekracht in elke paal even groot, zijn de negatieve momenten in de buitenste palen sterk verkleind en treden er bij de middelste palen positieve in plaats van negatieve momenten op.



CUR rapport 94-4 'stabiliteit woningbouw' behandelt een methode om ongewapende betonnen bouwmuren te schematiseren tot wandliggers. Hierbij bevindt de drukboog zich in de bouwmuur, waarbij de trekband zich in de funderingsbalk bevindt. Uit onderzoek van de CUR commissie blijkt dat er loodrecht op de naad tussen wand en funderingsbalk geen trekspanningen voorkomen. De voeg tussen wand en funderingsbalk is als het ware voorgespannen in de bouwfase. Op grond van deze spanningen is stekwapening dan ook niet nodig.

Met deze methode wordt de funderingsbalk gewapend op de belastingen die in de eerste fase van het bouwproces optreden. Indien gebruik gemaakt wordt van een tunnelbekisting zal de fundering in deze fase belast worden door het eigen gewicht van de wand en de eerste verdiepingsvloer en de veranderlijke belasting ten gevolge van bekisting en ander materieel. De funderingsbalk wordt geschematiseerd als een ligger op 4 steunpunten en heeft een momentenverdeling als in **figuur ??**. De gevonden wapening bij het grootste negatieve en positieve moment worden doorgezet over de volle lengte van de funderingsbalk. Later zal deze wapening als trekband dienen voor de wandligger.

Hierna zal de wand samen met de funderingsbalk de wandligger vormen, waarbij de opleggingen geschematiseerd worden als verende opleggingen. In de berekening controleert de constructeur per bouwfase, en uiteindelijk in de gebruiksfase, of de doorsnede van wand en funderingsbalk constructief voldoet.

Een groot voordeel van deze methode is dat de hoeveel toe te passen wapening sterk gereduceerd wordt en er geen scheuren in de wand optreden.

Een nadeel is dat de methode alleen toepasbaar is voor betonnen wanden die direct op de fundering rusten. Door de alsmar verscherpte eis voor geluidsisolatie tussen woningen worden woningen in steeds vaker uitgevoerd met een ankerloze spouwmuur. De ankerloze spouwmuur kan worden uitgevoerd met de gietbouw- of stapelbouwmethode, maar in beide gevallen staan de wanden volgens de sbr-detaillering op de vloeren. Deze detaillering maakt constructieve samenwerking van wand en funderingsbalk onmogelijk. Scheurvorming in de wanden kan op deze manier alleen voorkomen worden als de wand berekend wordt als wandligger en deze dus ook gewapend wordt. Als men afgaat op informatie van het gietbouwcentrum [12] lijkt het erop dat men in de woningbouw de wanden alleen wapent ten behoeve van de stabiliteit en zal scheurvorming in bouwmuren in de praktijk meer regel dan uitzondering zijn.

## Literatuur

### 1.1.6 rapporten

[7] **BRUIJNTJES, A**

*CUR- rapport 94-4: Stabiliteit Woningbouw*, Stichting CUR, Gouda, (1994)

[8] **JONG, P. de**

*CUR- rapport 71: Constructieve aspecten bij ontwerp, berekening en detaillering van gevels in metselwerk*, Stichting CUR, Gouda, (2000)

[9] **SCHALKWIJK, G.W.**

*Onderzoek naar de krachtswerking van een fundering op palen in de woningbouw; deel 1*, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven, (2008)

### 1.1.7 dictaten

[10] **KLEINMAN, C.S**

*Betonconstructies 3*, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven, (2006)

### 1.1.8 internetbronnen

[11] **www.betonson.nl** – producent prefab betonproducten. [april 2008]

[12] **www.gietbouwcentrum.nl**– voorlichting en advies gietbouw. [augustus 2008]

### 1.1.9 normen

**NEN 6702** belastingen en vervormingen (2001)

**NEN 6790** basiseisen en bepalingsmethoden (2004)

## Bijlage V: Wapenen funderingsbalken

### 1.1 Balk 1,2 en 3

Balkafmetingen:	$b \cdot h = 400 \cdot 500 \text{ mm}^2$		
Beton:	C20/25	$f'_b = 15 \text{ N/mm}^2$	$f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2$
Staal:	Feb 500	$f = 435 \text{ N/mm}^2$	
Minimum wapeningspercentage:	$\omega_{0,\min} = 0,15$	$\rightarrow A_{s,\min} = 300 \text{ mm}^2$	$\rightarrow M_{s,\min} = 52,3 \text{ kNm}$
Maximum wapeningspercentage:	$\omega_{0,\min} = 1,38$		
Grenswaarde $\tau_1$	$\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 1,15 = 0,46 \text{ N/mm}^2$		
Grenswaarde $\tau_2$	$\tau_2 = 0,2 \cdot f'_b = 0,2 \cdot 15 = 3,0 \text{ N/mm}^2$		

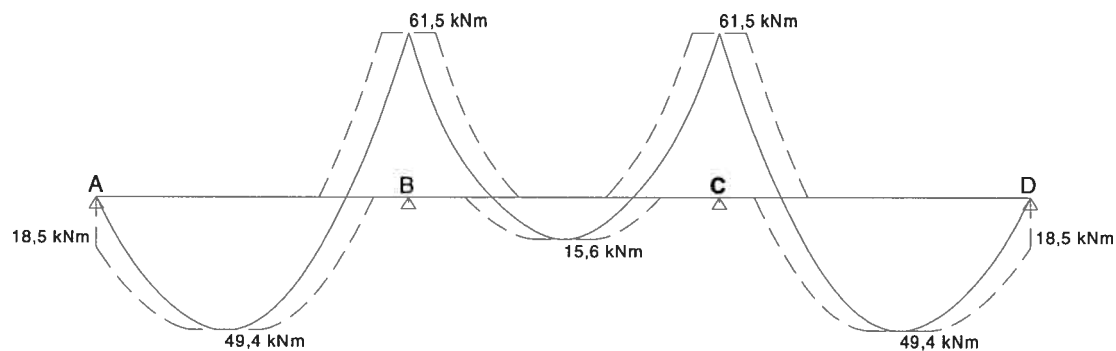
#### 1.1.1 Buigwapening

Balkhoogte:  $h = 500 \text{ mm}$

De balk bevindt zich in de kruipruimte waarvoor milieuklasse 2 geldt en is aan de onderzijde oncontroleerbaar.

Betondekking:  $c = 30 + 5 = 35 \text{ mm}$   
Aangenomen beugel  $\varnothing 8$   $8 \text{ mm}$   
Aangenomen hoofdwapening  $\varnothing 16$ :  $\frac{1}{2} \cdot 16 = 8 \text{ mm} \pm$   
 $h-d = 55 \text{ mm}$

Nuttige hoogte:  $500 - 55 = 445 \text{ mm}$



#### Optredende momenten

$$M_{A,\text{boven}} = M_{D,\text{boven}} = \frac{1}{3} M_{AB} \text{ (toevallig inklemmingsmoment)}$$

$$M_{A,\text{boven}} = \frac{1}{3} \cdot 49,4 = 16,5 \text{ kNm}$$

$$M_{A,\text{onder}} = M_{D,\text{onder}} = 18,5 \text{ kNm}$$

$$M_{AB} = M_{CD} = 49,4 \text{ kNm}$$

$$M_B = M_C = 61,2 \text{ kNm}$$

$$M_{BC} = 15,6 \text{ kNm}$$



$$\begin{aligned}
A_{s:A;boven} &= \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{16,5 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 445} = 95 \text{ mm}^2 & \omega_0 &= \frac{A_{s:A}}{A_B} \cdot 100 = \frac{95}{200000} \cdot 100 = 0,048 < \omega_{0;\min} \\
A_{s:A;onder} &= \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{18,5 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 445} = 106 \text{ mm}^2 & \omega_0 &= \frac{A_{s:A}}{A_B} \cdot 100 = \frac{106}{200000} \cdot 100 = 0,053 < \omega_{0;\min} \\
A_{s:AB} &= \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{49,4 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 284 \text{ mm}^2 & \rightarrow & \omega_0 &= \frac{A_{s:AB}}{A_B} \cdot 100 = \frac{284}{200000} \cdot 100 = 0,14 < \omega_{0;\min} \\
A_{s:B} &= \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{61,2 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 352 \text{ mm}^2 & \omega_0 &= \frac{A_{s:B}}{A_B} \cdot 100 = \frac{352}{200000} \cdot 100 = 0,18 > \omega_{0;\min} \\
A_{s:BC} &= \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{15,6 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 90 \text{ mm}^2 & \omega_0 &= \frac{A_{s:BC}}{A_B} \cdot 100 = \frac{90}{200000} \cdot 100 = 0,045 < \omega_{0;\min}
\end{aligned}$$

### Keuze wapening

Wapening boven:	4Ø12	→	$A_{s;boven} = 452 \text{ mm}^2$	→	$M_u = 79 \text{ kNm}$
Wapening onder:	3Ø12	→	$A_{s;onder} = 339 \text{ mm}^2$	→	$M_u = 59 \text{ kNm}$

### Controleren scheurvorming

Steunpunt B/C:  $M_{rep} = 51,3 \text{ kNm}$   
 $M_d = 61,2 \text{ kNm}$

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s;benodigd}}{A_{s;aanwezig}} \rightarrow \sigma_s = \frac{51,3}{61,2} \cdot 435 \cdot \frac{352}{452} = 283 \text{ N/mm}^2$$

Uit tabel 4.1 uit Cement en Beton deel 2 blijkt dat in dit geval  $\varnothing_{km \max} = 14$ .

12 < 14 → Voldoet

Deel AB:  $M_{rep} = 41,2 \text{ kNm}$   
 $M_d = 49,4 \text{ kNm}$

$$\sigma_s = \frac{41,2}{49,4} \cdot 435 \cdot \frac{284}{339} = 304 \text{ N/mm}^2$$

Uit tabel 4.1 uit Cement en Beton deel 2 blijkt dat in dit geval  $\varnothing_{km \max} = 13$ .

12 < 13 → Voldoet

Deel BC:  $M_{rep} = 13,0 \text{ kNm}$   
 $M_d = 15,6 \text{ kNm}$

$$\sigma_s = \frac{13,0}{15,6} \cdot 435 \cdot \frac{90}{339} = 96 \text{ N/mm}^2$$

Uit tabel 4.1 uit Cement en Beton deel 2 blijkt dat in dit geval  $\varnothing_{km \max} = 37$ .

12 < 37 → Voldoet

### Verankeringslengte

C20/25 met  $c=35$ :

$$I_{\text{boven}} = 475 \text{ mm}^2$$

(GTB 2005 tabel 14.3)

$$I_{\text{onder}} = 380 \text{ mm}^2$$

reduceren verankeringslengte

$$l_{\text{vr}} = \frac{A_s^{\text{berekend}}}{A_s^{\text{aanwezig}}} \cdot l_{\text{vr}}$$

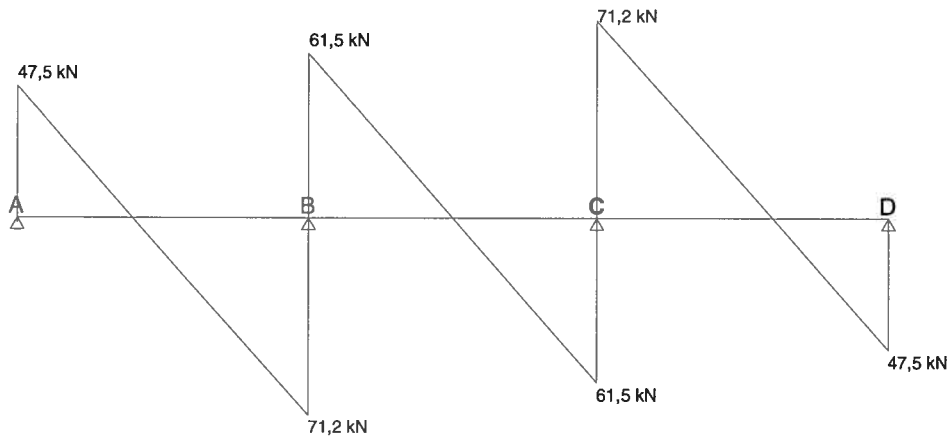
$$\text{Bovenwapening} \quad \rightarrow \quad l_{\text{vr}} = \frac{95}{452} \cdot 475 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Onderwapening} \quad \rightarrow \quad l_{\text{vr}} = \frac{106}{339} \cdot 380 = 119 \text{ mm}$$

### 1.1.2 Dwarskrachtwapening

$$\text{Grenswaarde } \tau_1 \quad \tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 1,15 = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grenswaarde } \tau_2 \quad \tau_2 = 0,2 \cdot f'_b = 0,2 \cdot 15 = 3,0 \text{ N/mm}^2$$



$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} \rightarrow \tau_d = \frac{71,2 \cdot 10^3}{400 \cdot 445} = 0,4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_d < \tau_1$$

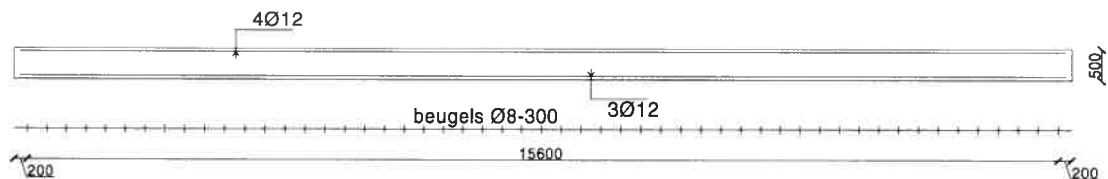
Minimale beugelafstand 300mm

(GTB 2005 - 15.5.b)

Minimale kenmiddellijn (praktisch) Ø8

$$\tau_{\text{bgls}} \text{ bij } b=400 \text{ en } \varnothing_k = 8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \tau_{\text{bgls}} = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\text{bgls}} + \tau_1 = 0,33 + 0,4 = 0,73 \text{ N/mm}^2 \gg \tau_d$$



## 1.2 Balk 4

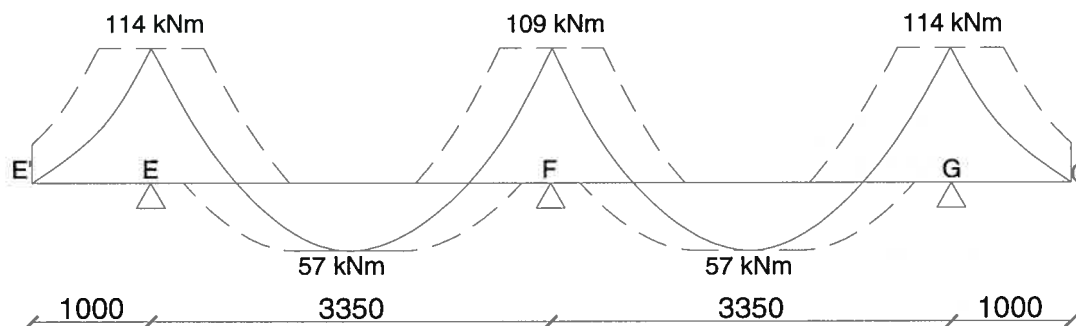
Balkafmetingen:	$b \cdot h = 450 \cdot 500 \text{ mm}^2$	
Beton:	C20/25	$f'_b = 15 \text{ N/mm}^2$ $f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2$
Staal:	Feb 500	$f = 435 \text{ N/mm}^2$
Minimum wapeningspercentage:	$\omega_{0;\min} = 0,15$	$A_{s;\min} = 500 \cdot 400 \cdot 0,15 / 100 = 300 \text{ mm}^2$
Maximum wapeningspercentage:	$\omega_{0;\min} = 1,38$	
Grenswaarde $\tau_1$	$\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 1,15 = 0,46 \text{ N/mm}^2$	
Grenswaarde $\tau_2$	$\tau_2 = 0,2 \cdot f'_b = 0,2 \cdot 15 = 3,0 \text{ N/mm}^2$	

### 1.2.1 Buigwapening

Balkhoogte:  $h = 500 \text{ mm}$

De balk bevindt zich in de kruipruimte waarvoor milieuklasse 2 geldt en is aan de onderzijde oncontroleerbaar.

Betondekking:	$c = 30 + 5 =$	35 mm
	Aangenomen beugel $\varnothing 8$	8 mm
	Aangenomen hoofdwapening $\varnothing 16: \frac{1}{2} \cdot 16 =$	8 mm+
	$h-d =$	55 mm
Nuttige hoogte:	$500 - 55 =$	445 mm



#### 1.1.9.1 Optredende momenten

$M_{E'} = M_{G'} = \frac{1}{3} M_E$  (toevallig inklemmingsmoment)

$M_{E'} = \frac{1}{3} \cdot 114 = 38 \text{ kNm}$

$M_E = M_G = 114 \text{ kNm}$

$M_{EF} = M_{FG} = 57 \text{ kNm}$

$M_F = 109 \text{ kNm}$

$$A_{s,E'} = \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{38 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 445} = 218 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,E} = \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{114 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 655 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,EF} = \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{57 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 328 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,F} = \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{109 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 626 \text{ mm}^2$$

$$\omega_0 = \frac{A_{s,E'}}{A_B} \cdot 100 = \frac{218}{225000} \cdot 100 = 0,10 < \omega_{0,\min}$$

$$\omega_0 = \frac{A_{s,E}}{A_B} \cdot 100 = \frac{655}{225000} \cdot 100 = 0,29 > \omega_{0,\min}$$

$$\omega_0 = \frac{A_{s,EF}}{A_B} \cdot 100 = \frac{328}{225000} \cdot 100 = 0,15 > \omega_{0,\min}$$

$$\omega_0 = \frac{A_{s,F}}{A_B} \cdot 100 = \frac{626}{225000} \cdot 100 = 0,28 > \omega_{0,\min}$$

#### Keuze wapening

Wapening boven:  $4\emptyset 16 \rightarrow A_{s;\text{boven}} = 804 \text{ mm}^2 \rightarrow M_u = 139 \text{ kNm}$

Wapening onder:  $3\emptyset 12 \rightarrow A_{s;\text{onder}} = 339 \text{ mm}^2 \rightarrow M_u = 59 \text{ kNm}$

#### Controleren scheurvorming

Steunpunt E/G:  $M_{\text{rep}} = 96 \text{ kNm}$

$M_d = 114 \text{ kNm}$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{rep}}}{M_d} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s;\text{benodigd}}}{A_{s;\text{aanwezig}}} \rightarrow \sigma_s = \frac{96}{114} \cdot 435 \cdot \frac{655}{804} = 298 \text{ N/mm}^2$$

Uit tabel 4.1 uit Cement en Beton deel 2 blijkt dat in dit geval  $\emptyset_{\text{km max}} = 13 \text{ mm}$ .

$16 > 13 \rightarrow$  Voldoet niet

Tabel 4.2 uit hetzelfde boek geeft aan dat bij deze spanning de staafafstand  $s \leq 120 \text{ mm}$

Aan deze voorwaarde kan zeker worden voldaan

Deel EF:  $M_{\text{rep}} = 47 \text{ kNm}$

$M_d = 57 \text{ kNm}$

$$\sigma_s = \frac{47}{57} \cdot 435 \cdot \frac{328}{339} = 347 \text{ N/mm}^2$$

Uit tabel 4.1 uit Cement en Beton deel 2 blijkt dat in dit geval  $\emptyset_{\text{km max}} = 11 \text{ mm}$ .

$12 > 11 \rightarrow$  Voldoet niet

Volgens tabel 4.2 moet  $s \leq 85 \text{ mm}$  zijn.

Met een juiste detaillering is dit zeker haalbaar

#### Verankeringslengte

$\emptyset 16$  in C20/25 met  $c = 35$ :

$l_{\text{boven}} = 550 \text{ mm}^2$

(GTB 2005 tabel 14.3)

Ø12 in C20/25 met c=35:

(GTB 2005 tabel 14.3)

$$l_{\text{onder}} = 380 \text{ mm}^2$$

reduceren verankeringslengte

$$M_u = A_s \cdot 435 \cdot 0,9d$$

$$M_u = 804 \cdot 435 \cdot 0,9 \cdot 445$$

$$M_u = 140 \text{ kNm}$$

$$M_d = 32,5 \text{ kNm}$$

$$l_{vr} = \frac{M_d}{M_u} \cdot l_v$$

Bovenwapening  $\rightarrow l_{vr} = \frac{32,5}{140} \cdot 550 = 128 \text{ mm}$

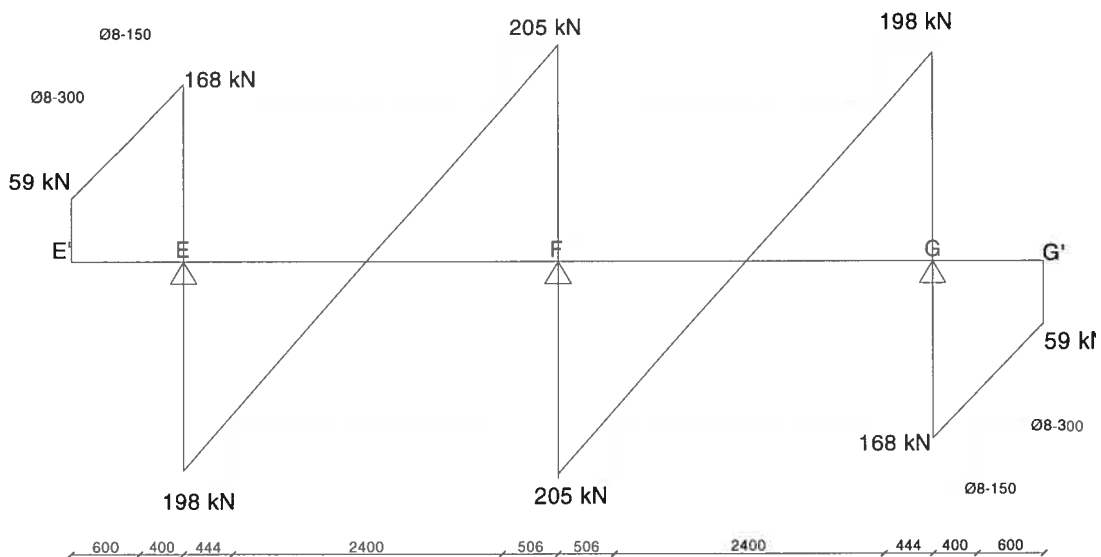
$$l_{vr} = \frac{A_{s \text{ berekend}}}{A_{s \text{ aanwezig}}} \cdot l_v$$

Onderwapening  $\rightarrow l_{vr} = \frac{218}{339} \cdot 380 = 244 \text{ mm}$

### 1.2.2 Dwarskrachtwapening

Grenswaarde  $\tau_1$   $\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 1,15 = 0,46 \text{ N/mm}^2$

Grenswaarde  $\tau_2$   $\tau_2 = 0,2 \cdot f'_b = 0,2 \cdot 15 = 3,0 \text{ N/mm}^2$



Minimale beugelafstand 300mm

(GTB 2005 – 15.5.b)

Minimale kenmiddellijn (praktisch) Ø8

Tabel 6.3 uit Cement en Beton deel 2 geeft de volgende waarden voor  $\tau_{\text{bgl}}$  bij  $b=450$  en  $\phi_k = 8$ mm

$$\tau_{\text{bgl}} \text{ Ø8-300} = 0,29 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_{\text{tot}} \text{ Ø8-300} = \tau_{\text{bgl}} \text{ Ø8-300} + \tau_1 = 0,29 + 0,46 = 0,75 \rightarrow V_{\text{tot}} \text{ Ø8-300} = 150 \text{ kN}$$

$$\tau_{\text{bgl}} \text{ Ø8-150} = 0,58 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_{\text{tot}} \text{ Ø8-150} = \tau_{\text{bgl}} \text{ Ø8-150} + \tau_1 = 0,58 + 0,46 = 0,90 \rightarrow V_{\text{tot}} \text{ Ø8-150} = 208 \text{ kN}$$

### 1.3 Balk 5

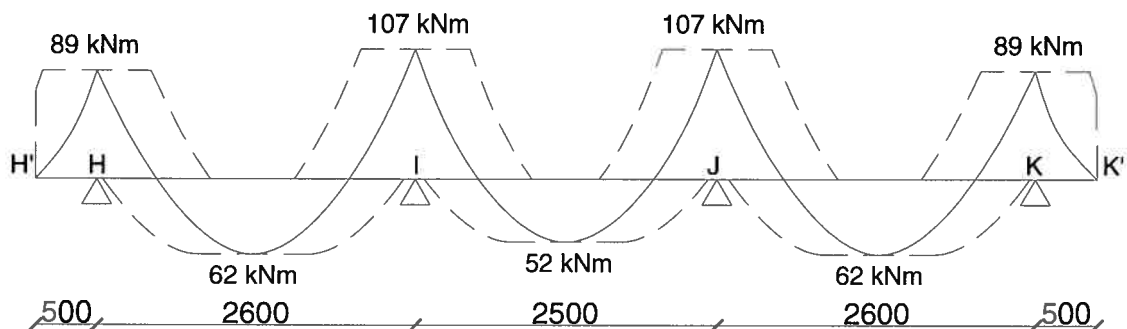
Balkafmetingen:	$b \cdot h = 450 \cdot 500 \text{ mm}^2$	
Beton:	C20/25	$f'_b = 15 \text{ N/mm}^2$ $f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2$
Staal:	Feb 500	$f = 435 \text{ N/mm}^2$
Minimum wapeningspercentage:	$\omega_{0,\min} = 0,15$	$A_{s,\min} = 500 \cdot 400 \cdot 0,15 / 100 = 300 \text{ mm}^2$
Maximum wapeningspercentage:	$\omega_{0,\min} = 1,38$	
Grenswaarde $\tau_1$	$\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 1,15 = 0,46 \text{ N/mm}^2$	
Grenswaarde $\tau_2$	$\tau_2 = 0,2 \cdot f'_b = 0,2 \cdot 15 = 3,0 \text{ N/mm}^2$	

#### 1.3.1 Buigwapening

Balkhoogte:  $h = 500 \text{ mm}$

De balk bevindt zich in de kruipruimte waarvoor milieuklasse 2 geldt en is aan de onderzijde oncontroleerbaar.

Betondekking:	$c = 30 + 5 =$	35 mm
	Aangenomen beugel $\varnothing 8$	8 mm
	Aangenomen hoofdwapening $\varnothing 16$ : $\frac{1}{2} \cdot 16 =$	<u>8 mm</u>
	$h - d =$	55 mm
Nuttige hoogte:	$d = 500 - 55 =$	445 mm



#### Optredende momenten

$$M_{H'} = M_{K'} = \frac{1}{3} M_H \text{ (toevallig inklemmingsmoment)}$$

$$M_{H'} = \frac{1}{3} \cdot 89 = 30 \text{ kNm}$$

$$M_H = M_K = 89 \text{ kNm}$$

$$M_{HI} = M_{JK} = 62 \text{ kNm}$$

$$M_I = M_J = 107 \text{ kNm}$$

$$M_{IJ} = 52 \text{ kNm}$$

$$A_{s,H'} = \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{30 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 445} = 172 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,H} = \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{89 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 512 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,III} = \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{62 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 356 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,I} = \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{107 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 615 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,II} = \frac{M_d}{f_s \cdot 0,9d} = \frac{52 \cdot 10^6}{0,174 \cdot 10^6} = 299 \text{ mm}^2$$

#### Keuze wapening

Wapening boven: 4Ø16 →  $A_{s,boven} = 804 \text{ mm}^2$  →  $M_u = 139 \text{ kNm}$

Wapening onder: 4Ø12 →  $A_{s,onder} = 452 \text{ mm}^2$  →  $M_u = 79 \text{ kNm}$

#### Controleren scheurvorming

Steunpunt H/K:  $M_{rep} = 87 \text{ kNm}$

$M_d = 89 \text{ kNm}$

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s,benodigd}}{A_{s,aanwezig}} \rightarrow \sigma_s = \frac{87}{89} \cdot 435 \cdot \frac{512}{804} = 270 \text{ N / mm}^2$$

Tabel 4.2 uit uit Cement en Beton deel 2 geeft aan dat bij deze spanning de staafafstand  $s \leq 140 \text{ mm}$

Aan deze voorwaarde kan worden voldaan

Deel HI:  $M_{rep} = 59 \text{ kNm}$

$M_d = 62 \text{ kNm}$

$$\sigma_s = \frac{59}{62} \cdot 435 \cdot \frac{356}{452} = 326 \text{ N / mm}^2$$

Tabel 4.2 uit uit Cement en Beton deel 2 geeft aan dat bij deze spanning de staafafstand  $s \leq 100 \text{ mm}$

Aan deze voorwaarde kan worden voldaan

Steunpunt I:  $M_{rep} = 104 \text{ kNm}$

$M_d = 107 \text{ kNm}$

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s,benodigd}}{A_{s,aanwezig}} \rightarrow \sigma_s = \frac{104}{107} \cdot 435 \cdot \frac{615}{804} = 326 \text{ N / mm}^2$$

Tabel 4.2 uit uit Cement en Beton deel 2 geeft aan dat bij deze spanning de staafafstand  $s \leq 100 \text{ mm}$

Aan deze voorwaarde kan worden voldaan

Deel IJ:

$$M_{rep} = 51 \text{ kNm}$$

$$M_d = 52 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s = \frac{51}{52} \cdot 435 \cdot \frac{229}{452} = 216 \text{ N / mm}^2$$

Tabel 4.2 uit Cement en Beton deel 2 geeft aan dat bij deze spanning de staafafstand  $s \leq 230 \text{ mm}$

Aan deze voorwaarde kan worden voldaan

#### Verankeringslengte

Ø16 in C20/25 met  $c=35$ :

$$l_{boven} = 550 \text{ mm}^2$$

(GTB 2005 tabel 14.3)

Ø12 in C20/25 met  $c=35$ :

$$l_{onder} = 380 \text{ mm}^2$$

(GTB 2005 tabel 14.3)

reduceren verankeringslengte

$$M_u = A_s \cdot 435 \cdot 0,9d$$

$$M_u = 804 \cdot 435 \cdot 0,9 \cdot 445$$

$$M_u = 140 \text{ kNm}$$

$$l_{vr} = \frac{M_d}{M_u} \cdot l_v$$

$$\text{Bovenwapening} \quad \rightarrow \quad l_{vr} = \frac{72,8}{140} \cdot 550 = 286 \text{ mm}$$

$$l_{vr} = \frac{A_{s \text{ berekend}}}{A_{s \text{ aanwezig}}} \cdot l_v$$

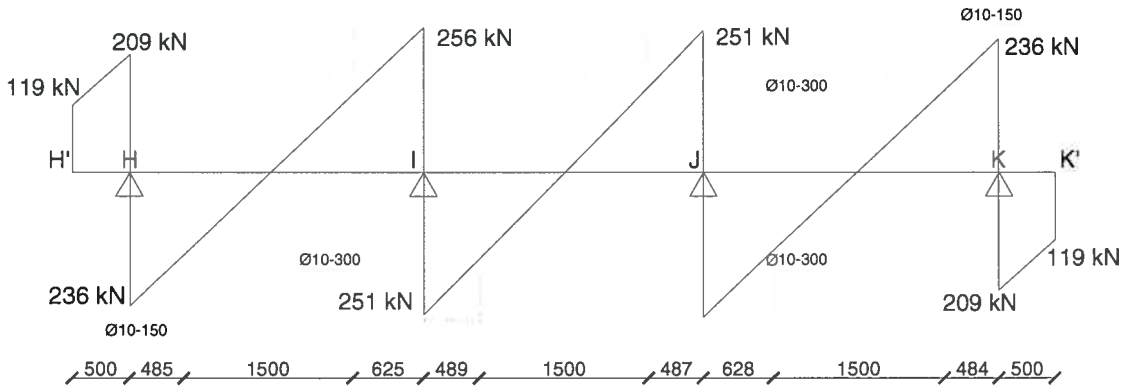
$$\text{Onderwapening} \quad \rightarrow \quad l_{vr} = \frac{172}{452} \cdot 380 = 144 \text{ mm}$$



### 1.3.2 Dwarskrachtwapening

Grenswaarde  $\tau_1$   $\tau_1 = 0,4 * f_b = 0,4 * 1,15 = 0,46 \text{ N/mm}^2$

Grenswaarde  $\tau_2$   $\tau_2 = 0,2 * f'_b = 0,4 * 15 = 3,0 \text{ N/mm}^2$



Minimale beugelafstand 300mm

(GTB 2005 - 15.5.b)

Minimale kenmiddellijn (praktisch) Ø8

Tabel 6.3 uit Cement en Beton deel 2 geeft de volgende waarden voor  $\tau_{\text{bgls}}$  bij  $b=450$  en  $\varnothing_k = 8\text{mm}$

$\tau_{\text{bgls } \varnothing 10-300} = 0,29 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_{\text{tot } 10-300} = \tau_{\text{bgls } \varnothing 10-300} + \tau_1 = 0,29 + 0,46 = 0,75 \rightarrow V_{\text{tot } \varnothing 10-300} = 150 \text{ kN}$

$\tau_{\text{bgls } \varnothing 10-150} = 0,91 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_{\text{tot } \varnothing 10-150} = \tau_{\text{bgls } \varnothing 10-150} + \tau_1 = 0,91 + 0,46 = 1,37 \rightarrow V_{\text{tot } \varnothing 10-150} = 274 \text{ kN}$

## Bijlage VI; Analyse bestaande funderingsmethoden

In de huidige bouwpraktijk worden de funderingsbalken in het werk gestort of geprefabriceerd. Beide methodes hebben hun eigen specifieke voor- en nadelen.

### 1.1 In het werk gestort

Deze methode kenmerkt zich door een korte voorbereidingstijd en een langere uitvoeringstijd. Op de bouwplaats wordt de bekisting gesteld, de wapening aangebracht, doorvoeren voor leidingen gemaakt en het beton gestort. Deze activiteiten worden uitgevoerd door verschillende partijen in wisselende weeromstandigheden. Hierdoor zijn intervallen onontkoombaar en is de kwaliteit lastig te garanderen.

Voor het vervaardigen van in het werk gestorte funderingsbalken zijn verschillende systemen beschikbaar die in de bijlage VII verder toegelicht zullen worden. Deze systemen verschillen voornamelijk in de manier van bekisten, maar hebben desondanks grofweg dezelfde voor- en nadelen.

De bouwmethode waarbij de funderingsbalken in het werk worden gestort heeft een relatief korte voorbereidingstijd. Er wordt gebruik gemaakt van standaard elementen die voornamelijk op de bouwplaats geschikt gemaakt worden voor de specifieke toepassing. De uitvoeringsfase daarentegen is relatief lang. Op de bouwplaats wordt de bekisting en wapening gemaakt. Omdat dit op de bouwplaats gebeurt is automatisering of procesoptimalisatie nauwelijks mogelijk en blijft het fabriceren van een funderingsbalk erg arbeidsintensief. Verschillende partijen werken aan dezelfde balk waardoor intervallen onontkoombaar zijn. Als één partij vertraging oploopt, werkt dit dubbel door in de rest van het project vanwege het feit dat de overige partijen ook andere projecten hebben ingepland.

#### Voordelen:

- Eenvoudige maatvoering
- Korte voorbereidingstijd
- Aanpassingen in het werk eenvoudig te realiseren
- Licht materieel nodig
- Eenvoudige koppeling met funderingspaal

#### Nadelen:

- Arbeidsintensief
- Afhankelijk van meerdere partijen op bouwplaats
- Langere bouwtijd op de bouwplaats
- Droogtijd van beton op bouwplaats
- Minder nauwkeurig resultaat

## 1.2 Geprefabriceerde balken;

Ruim voordat de geprefabriceerde balken op de bouwplaats aankomen (+/- 12 weken), moet de opdracht van de klant met berekening van de constructeur bij de fabrikant binnen zijn. Vier weken later worden de elementen gefabriceerd en worden de balken opgeslagen om uit te harden. Ook dit duurt vier weken. Vervolgens worden de balken binnen twee weken door de fabrikant op de bouwplaats afgeleverd en geplaatst.

Op de bouwplaats moeten de funderingspalen nauwkeurig geprepareerd worden voor de aansluiting met de geprefabriceerde balken. Met zwaar materieel worden de balken op hun plaats gehesen, waarbij het van groot belang is dat de verschillende verbindingselementen op exact de juiste plaats zitten. Als dit niet het geval is 'passen' de delen niet en moeten in het werk aanpassingen gemaakt worden. Deze aanpassingen zijn zeer kostbaar en tijdrovend.

Op de bouwplaats wordt de complete fundering uitgevoerd door één partij, waardoor de hoofdaannemer één aanspreekpunt heeft. Omdat één ploeg de funderingsbalken plaatst, blijft eventuele vertraging beperkt. De ploeg kan wat langer doorwerken en is voor oplevering niet afhankelijk van de planning van onderaannemers.

### Voordelen:

- Één uitvoerende partij
- Snel assembleren op de bouwplaats
- Geen droogtijd van beton op bouwplaats
- Nauwkeurig resultaat

### Nadelen:

- Exacte maatvoering vereist
- Lange voorbereidingstijd
- Aanpassingen in het werk lastig te realiseren
- Zwaar materieel nodig
- Complexe aansluiting met funderingspaal
- Alleen rendabel bij grootschalige projecten met regelmatige plattegronden

## 1.3 Conclusie

Uit bovenstaande analyse blijkt dat het funderingssysteem met geprefabriceerde balken voordelen biedt op de bouwplaats ten opzichte van de op de bouwplaats gestorte fundering.

Argumenten om het systeem niet toe te passen zijn:

- de lange voorbereidingstijd,
- hoge mate van nauwkeurigheid in de maatvoering en de complexe aansluiting met de funderingspaal.

Deze nadelen zijn het gevolg van de keuze om de gehele balk, inclusief beton te prefabriceren.

## Bijlage VII: Bestaande funderingsmethoden

Hieronder staat een korte beschrijving van de meest voorkomende funderingsmethoden.

- **Traditionele fundering:** Bij deze funderingsmethode wordt er gebruik gemaakt van een houten bekisting eventueel bestaande uit frames of panelen. Deze kist dient waterdicht te zijn om wegstromen van betonmortel te voorkomen en bestand te zijn tegen de druk van het beton. Er worden hiervoor verschillende ondersteuningssystemen aan de zijkanten en bovenkant van de kist gemonteerd. In de houten constructie worden de geprefabriceerde wapeningskorven met elkaar verbonden, waarna de funderingsbalk gestort kan worden
- **EPS-funderingskist:** Dit is een funderingssysteem waarbij het beton wordt gestort in een verloren (blijvende) bekisting van geëxpandeerd polystyreen schuim (EPS). Dit EPS (piepschuim) heeft later in de gebruiksfase een gunstig effect op het reduceren van koudebruggen. Er hoeft geen werkvloer of folie aangebracht te worden. Na het vlak maken van de bouwput op de gewenste diepte wordt de EPS bekisting geplaatst. Het EPS is eenvoudig te bewerken voor sparingen aan aanpassingen op de bouwplaats.
- **Kleinpaneelbekisting:** Dit systeem van stalen, kunststof of aluminium frames met invulbeplating heeft elementen van beperkte afmetingen. Het wordt meestal toegepast bij constructiedelen met een beperkte afmetingen, zoals funderingen, poeren, constructiedelen met kleine hoogteverschillen en dergelijke. Dit systeem kent pas- en hoekelementen en wordt op de bouwplaats samengesteld. Er zijn verschillende systemen op de markt die zowel als verloren bekisting worden gebruikt of schoon te maken zijn en hergebruikt worden in een volgend project. Bij het creëren van meerdere eenzelfde constructies wordt er vaak een grote variant van de stalen kist gebruikt voor serie productie. Bij het meermalen gebruiken van de stalen bekisting is het gebruik van een kraan voor transport geen bezwaar meer.
- **Prefab Funderingsbalken:** Dit is een methode waarbij er geprefabriceerde funderingsbalken op de bouwplaats worden aangevoerd met vooraf gemaakt sparingen. Doordat er geen bekisting hoeft worden gemaakt loopt de bouwtijd erg terug mede doordat weeromstandigheden geen invloed hebben op het bouwproces. Bovendien is de kwaliteit beter beheersbaar door de productie in een fabriek. Nadeel is de precieze maatvoering, lange voorbereidingstijd en beperkte flexibiliteit op de bouwplaats.

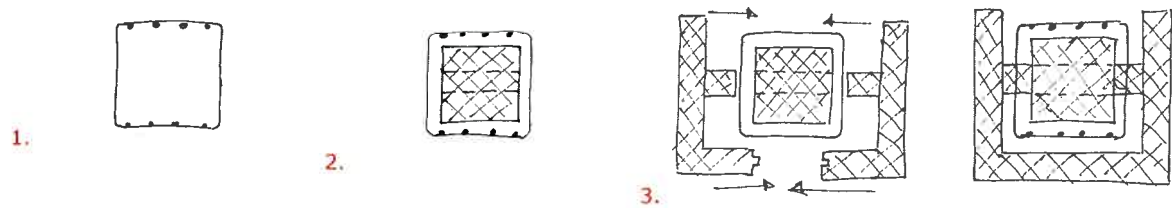




## Bijlage VIII : ontwerpproces doorsnede

### Variant 1:

Volgorde van assembleren:



1. Wapeningskorf fabriceren
2. Vulelement in wapeningskorf schuiven
3. Bekisting in vulelement schuiven (verlijmen)

Voordelen:

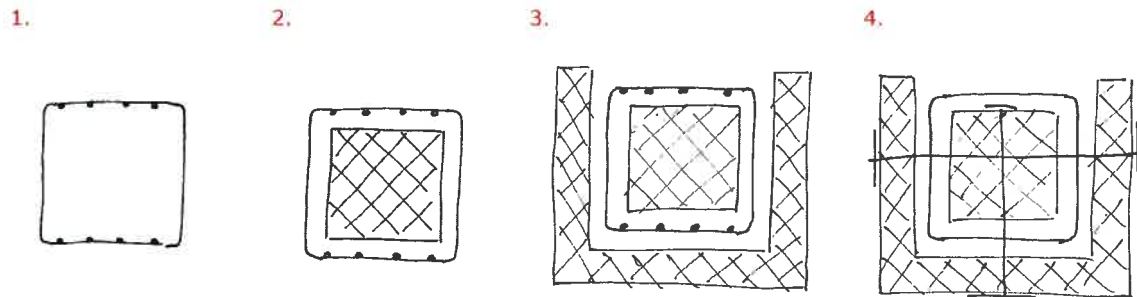
+ hele doorsnede uitgevoerd in EPS

Nadelen:

- positioneren wapening niet geïntegreerd
- Verbinding vulelement en kist heeft grote doorsnede vanwege lage treksterkte EPS. Hierdoor wordt de sterkte van de balk nadelig beïnvloed (tosie) en is er weinig ruimte om extra dwarskrachtwapening toe te passen.
- doorsnede is niet te extruderen

## Variante 2:

Volgorde van assembleren:



1. Wapeningskorf fabriceren
2. Vulelement in wapeningskorf schuiven
3. Korf met vulelement in bekisting laten zakken
4. vulelement en bekisting fixeren door stalen pennen

Voordelen:

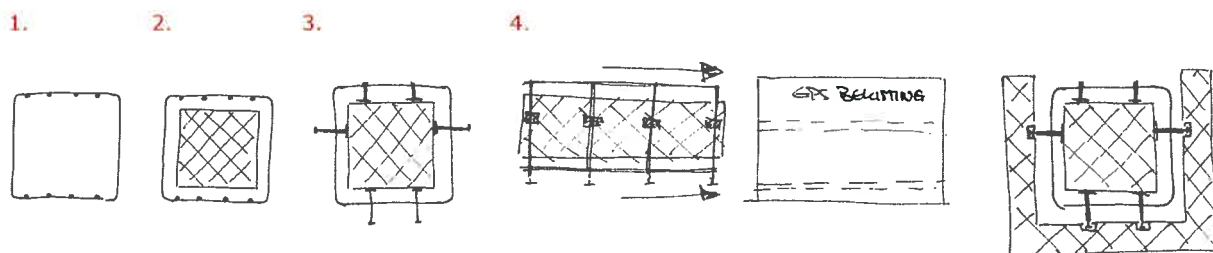
- + trek opnemen met geschikt materiaal
- + EPS-doorsnede is te extruderen

Nadelen:

- positioneren wapening niet geïntegreerd
- trekstaaf zorgt voor puntlast op bekisting. Extra element nodig voor verdelen van die kracht
- trekstaven bieden geen weerstand tegen eventueel torderen van het vulelement

## Variante 3:

Volgorde van assembleren:



1. Wapeningskorf fabriceren
2. Vulelement in wapeningskorf schuiven
3. klemmen om beugels klikken profielen in bekisting lijmen
4. wapeningskorf in bekisting schuiven

Voordelen:

- + beugel gebruiken als stabiel element voor opnemen hydrostatische druk
- + trek opnemen met geschikt materiaal
- + EPS-doorsnede is te extruderen
- + puntlast klem wordt verdeeld door ingelijmd profiel

Nadelen:

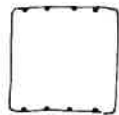
- veel (verschillende) elementen
- schuiven van klemmetjes in profielen niet praktisch

**Variant 4:**

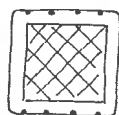
Waar bij variant 3 elke functie werd vervuld door één of meer klemmetjes, worden nu de functies verzorgd door één klem die momentvast om de beugel geklemd zit.

Volgorde van assembleren:

1.



2.



3.

4.

1. Wapeningskorf fabriceren
2. Vulelement in wapeningskorf schuiven
3. klemmen om beugels klikken profielen in bekisting lijmen
4. wapeningskorf in bekisting schuiven

Voordelen:

- + beugel gebruiken als stabiel element voor opnemen hydrostatische druk
- + trek opnemen met geschikt materiaal
- + EPS-doorsnede is te extruderen
- + puntlast klem wordt verdeeld door ingelijmd profiel
- + alle functies worden verzorgd door één klem (klem A)

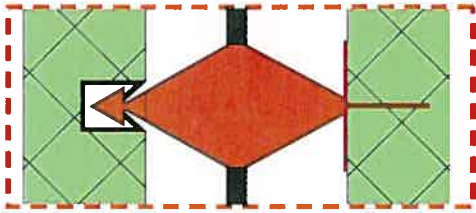
Nadelen:

- schuiven van klemmetjes in profielen niet praktisch

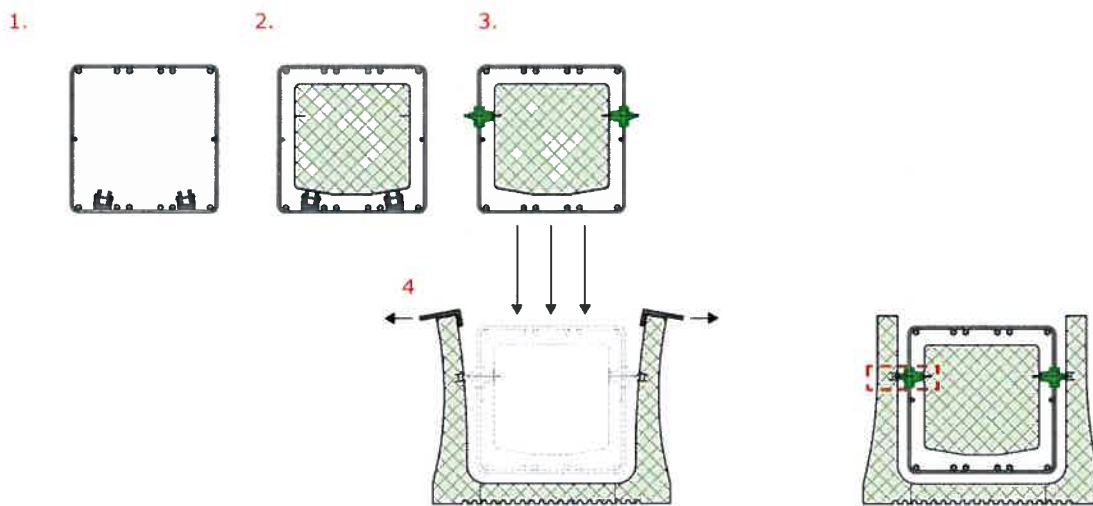


### Variante 5:

Uit een test met een schaalmodel werd duidelijk dat het schuiven van de wapeningskorf met vulelement en klemmetjes in de profielen niet werkt, de schuifweerstand bleek te groot. Vandaar dat het schuifmechanisme is vervangen door een kliksysteem (zie onderstaande figuur)



Volgorde van assembleren:



1. Wapeningskorf fabriceren
2. Vulelement in wapeningskorf schuiven
3. klemmen bevestigen
4. Wapeningskorf+ vulelement en klemmen in bekisting laten zakken en vastklikken in profiel

Voordelen:

- + beugel gebruiken als stabiel element voor opnemen hydrostatische druk
- + trek opnemen met geschikt materiaal
- + EPS-doorsnede is te extruderen
- + puntlast klem wordt verdeeld door ingelijmd profiel
- + alle functies worden verzorgd door één klem (klem A)
- + eenvoudige assemblage

Nadelen:

## Bijlage IX: Dimensioneren bekisting

### 1.1 Berekenen invloed $I_{z;\text{profiel}}$

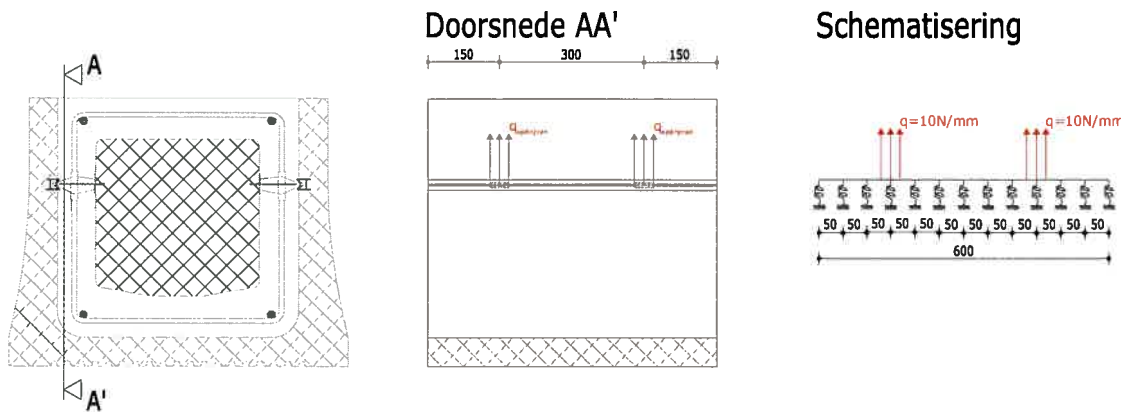
#### 1.1.1 Probleemstelling

In proef 1 zal de kist belast worden door de kracht ten gevolge van het opdrijven van het vulelement. De spanningsverdeling in het EPS is in afhankelijk van de stijfheid van het profiel. In deze analyse zullen we dit verband inzichtelijk maken.

#### 1.1.2 Schematisering

We beschouwen een stuk van 600 mm uit de doorsnede. Het profiel zit in het EPS gelijmd. De opwaartse druk levert een puntlast op het profiel. De stijfheid van het profiel is bepalend voor de mate waarin het profiel deze puntlast kan verdelen over de lengte van het EPS-element.

Het profiel wordt geschematiseerd door een lijn die om de 50mm wordt gesteund door een veer met veerconstante  $k$ .



#### 1.1.3 Materialisering

Kist; EPS 100:

$$f_{\text{EPS100}} = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_{\text{EPS100}} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 6 \text{ N/mm}^2$$

(bron: zie bijlage X)

Profiel; PVC:

$$E = 2400 \text{ N/mm}^2$$

(bron: zie bijlage XI)

#### 1.1.4 Kinematische randvoorwaarden

Het profiel wordt verlijmd met het EPS. Aangetoond is dat bij belasten van de lijmnaad de doorsnede bezwijkt in het EPS. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de EPS-treksterkte maatgevend zal zijn voor het bezwijken van de doorsnede.

Veerconstante k:

De classificatie van EPS wordt ontleend aan de druksterkte die het materiaal bezit bij 10% vervorming. Zo heeft EPS100 bij 10% vervorming een druksterkte van 100kPa.

Als we aannemen dat de veerconstante bij trek gelijk is aan die van druk, kunnen we aan de hand van de druksterkte de veerconstante van de kist berekenen

EPS100:

10% vervorming bij  $\sigma_{druk}=0,1 \text{ N/mm}^2$

$E_{EPS}=6000 \text{ N/mm}^2$

$h_{EPS}=320 \text{ mm}$      $\Delta h_{10\%}=32 \text{ mm}$

bij  $b_{wand}=60 \text{ mm}$ :

$$k = \frac{\sigma_{druk} \cdot A}{\Delta h_{10\%}} \rightarrow k_{60} = \frac{0,1}{32} \cdot 60 \cdot 50 = 9,38 \text{ N/mm}^2$$

bij  $b_{wand}=80 \text{ mm}$ :

$$k = \frac{\sigma_{druk} \cdot A}{\Delta h_{10\%}} \rightarrow k_{80} = \frac{0,1}{32} \cdot 80 \cdot 50 = 12,5 \text{ N/mm}^2$$

bij  $b_{wand}=100 \text{ mm}$ :

$$k = \frac{\sigma_{druk} \cdot A}{\Delta h_{10\%}} \rightarrow k_{100} = \frac{0,1}{32} \cdot 100 \cdot 50 = 15,6 \text{ N/mm}^2$$

#### 1.1.5 Belasting

De oprijvende kracht per klem bedraagt:

$$V_{vulelement} = b \cdot h \cdot l = 340/2 \cdot 328 \cdot 300 = 16,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\rho_{beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$F_{oprijven} = 2400 \cdot 0,167 = 408 \text{ N}$$

De klem heeft ter plaatse van het profiel een breedte van 40mm. Dit levert een q-last op het profiel van  $408/40=10 \text{ N/mm}$

### 1.1.6 Berekening

#### Programmatuur

De berekeningen worden uitgevoerd in het raamwerkprogramma Ansys.

#### Variabelen

Om de invloed van de stijfheid van het profiel in z-richting vast te kunnen stellen wordt de berekening uitgevoerd met verschillende weerstandsmomenten van het profiel:

$I_{\text{profiel}}$	=	101 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	1012 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	5063 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	9974 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	49773 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	100000 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	1000000 mm <sup>4</sup>

De veerconstante en de spanningsverdeling van het EPS is afhankelijk van de dikte van de wand. De invloed hiervan is in kaart gebracht door drie verschillende diktes te bekijken;

$$b_{\text{wand}} = 60\text{mm}$$

$$b_{\text{wand}} = 80\text{mm}$$

$$b_{\text{wand}} = 100\text{mm}$$

#### Berekenen maximale spanning in doorsnede tgv het opdrijven van het vulelement

Stap 1: bepalen reactiekrachten in veren

Stap 2: omrekenen reactiekrachten naar spanningen

De gevonden maximale actiekracht wordt omgerekend naar een spanning door de kracht te delen door het oppervlak dat de veer ondersteunt. (bijv. bij een wanddikte van 60mm is dit  $R/(50 \cdot 60)$ )

Stap 2: In rekening brengen excentriciteit van de kracht

De kracht grijpt aan de buitenkant van de doorsnede en levert dus een moment van  $R \cdot (0,5 \cdot b_{\text{wand}})$

De trekspanning ten gevolge van dat moment ( $\sigma = M/W$ ) wordt opgeteld bij de gevonden spanning uit stap 2.

Stap 3: Uitzetten gevonden waarden in grafiek

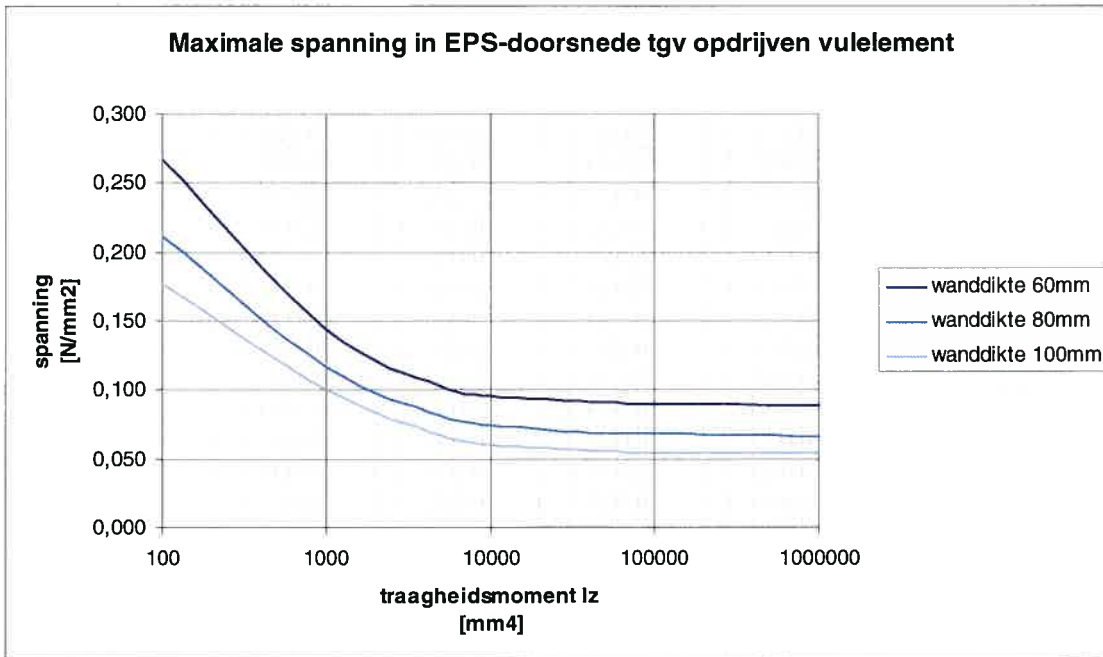
De gevonden spanningen worden uitgezet tegen de verschillende weerstandsmomenten van het profiel.

#### Bepalen maximale rek in kistwand tgv het opdrijven van het vulelement

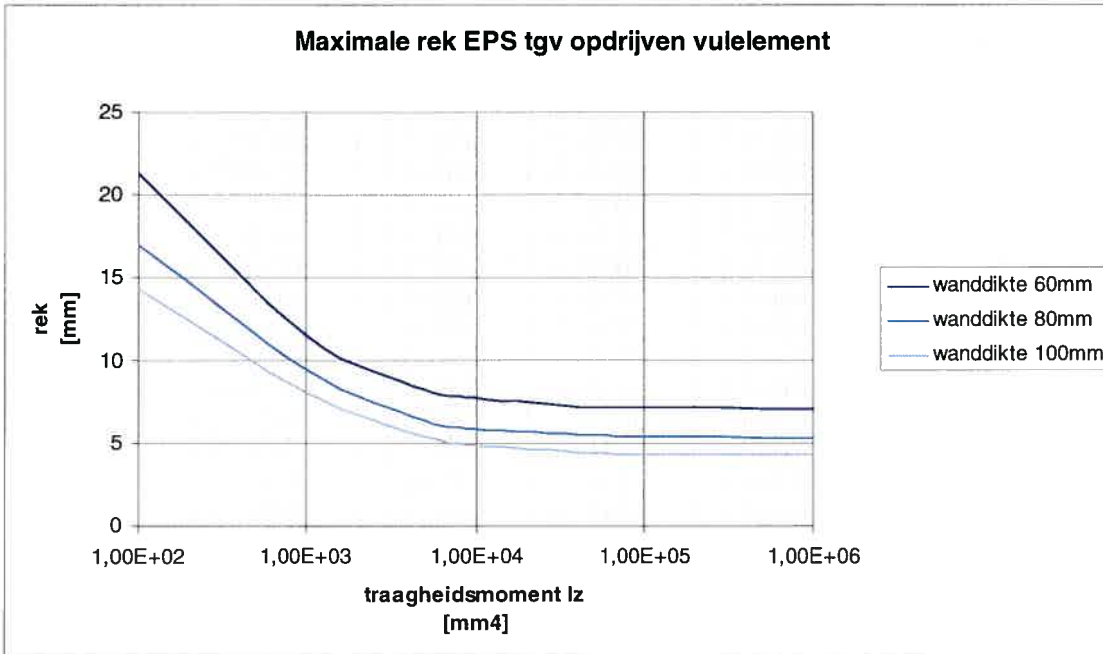
Bij de berekening zoals hierboven staat beschreven wordt ook de rek van de afzonderlijke veren gevonden. De gevonden maximale rek is in een grafiek afgezet tegen de verschillende traagheidsmomenten van het profiel.

### 1.1.7 Resultaten

#### Maximale spanning in de doorsnede



#### Maximale rek

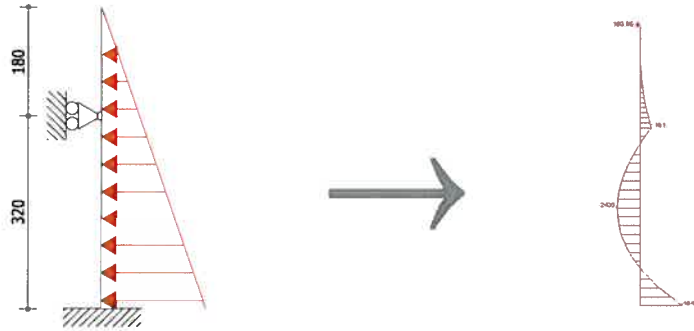


## 1.2 Berekenen invloed $I_{x, \text{profiel}}$

### 1.2.1 Probleemstelling

De momentverdeling in de wand van de kist is afhankelijk van de mate waarin het profiel en de klem de kist in x-richting kunnen steunen.

Als de klem en het profiel zouden zorgen voor een starre oplegging zou het momentenverloop er als volgt uitzien:



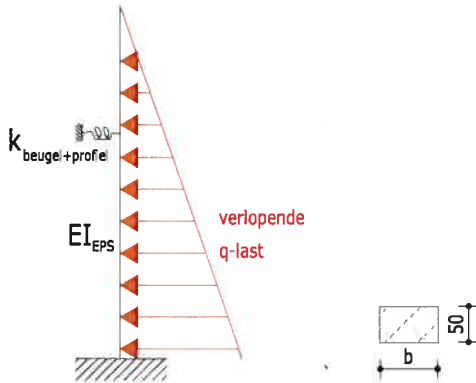
Als echter het profiel en de klem zorgen voor een oneindig slappe oplegging zal het momentenverloop er als volgt uitzien:



In werkelijkheid zal de oplegging tgv van het profiel, de klem en de beugel geschematiseerd moeten worden als een veer. Ter plaatse van de beugel zal de veerstijfheid van de oplegging gelijk zijn aan die van de beugel. Tussen twee beugels is de veerstijfheid van de oplegging ook afhankelijk van de stijfheid het profiel in x-richting. In onderstaande berekening zal gezocht worden naar het verband tussen de stijfheid van het profiel in x-richting en de spanning tgv in de bekisting ten gevolge van de hydrostatische druk van het beton.

### 1.2.2 Schematisering

De wand van de funderingskist is aan de voet ingeklemd en ter hoogte van het profiel verend ondersteund door de veerconstante van de beugel en het profiel.



### 1.2.3 Materialisering

Wand kist; EPS 100:

$b =$  variabel

$l = 50$  mm

$f_{EPS100} = 0,15$  N/mm<sup>2</sup>

(bron: zie bijlage 1)

$f'_{EPS100} = 0,10$  N/mm<sup>2</sup>

$E = 6$  N/mm<sup>2</sup>

Profiel; PVC:

$E = 2400$  N/mm<sup>2</sup>

(bron: zie bijlage 2)

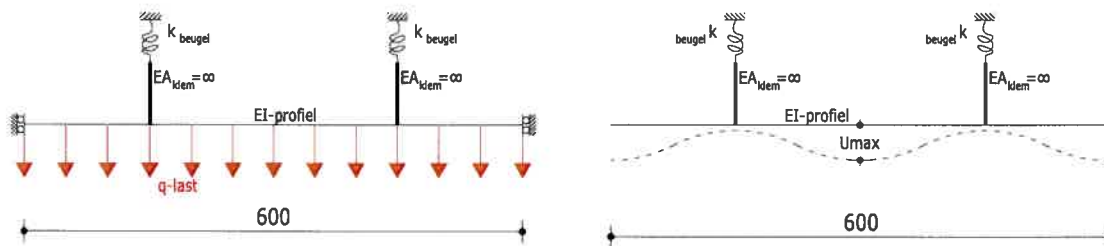
$I =$  variabel

### 1.2.4 Kinematische randvoorwaarden

#### Bepalen veerstijfheid van het profiel

Schematisering:

De hydrostatische druk van het beton levert een q-last op het profiel. Deze q-last wordt via de klemmen overgebracht op de beugels, die worden geschematiseerd als een verende inklemming. De klemmen worden vormvast aangenomen.

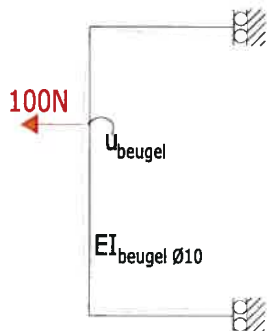


Kinematische randvoorwaarden

Rollende inklemming aan de uiteinden;

In de schematisering wordt een deel van een oneindig lange balk beschouwd. Het profiel wordt vanwege de invloed van de rest van de balk aan de uiteinden rollend ingeklemd.

Verende oplegging:



De hydrostatische druk van het beton levert via het profiel en de klem een horizontale belasting op de beugel. Deze zal onder invloed van deze kracht vervormen. De beugel is geschematiseerd in het raamwerkprogramma GSA. Ter plaatse van de klem is een kracht van 100N aangebracht. Bij deze kracht bleek ter plaatse van de klem een verplaatsing op te treden van  $u_{klem}=0,8161\text{mm}$ .

$$k_{beugel} = \frac{F}{u} = \frac{100}{0,8161} = 122,5 \text{ N / mm}$$

Belastingen

Voor het bepalen van de veerstijfheid van het profiel wordt het profiel belast door een fictieve q-last van 1 N/mm

Berekening

Programmatuur:



De berekening is uitgevoerd met behulp van het raamwerkprogramma GSA

Variabelen:

Om de invloed van de stijfheid van het profiel in x-richting vast te kunnen stellen wordt de berekening uitgevoerd met verschillende weerstandsmomenten van het profiel:

$I_{\text{profiel}}$	=	101 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	1012 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	5063 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	9974 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	49773 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	100000 mm <sup>4</sup>
$I_{\text{profiel}}$	=	1000000 mm <sup>4</sup>

Berekenen veerconstanten profiel:

Bij de verschillende weerstandsmomenten van het profiel worden waarden voor  $u_{\text{max}}$  gevonden. In het model van de wand wordt een snede van  $l=50\text{mm}$  beschouwd. Vandaar dat de kracht die de vervorming van dit stukje teweeg brengt voort komt uit de  $q$ -last over een lengte van 50mm.

$$F = q \cdot l \quad \rightarrow \quad F = l \cdot 50 = 50N$$

$$k = \frac{50}{u}$$

Inklemming bij de voet van de kist

De hydrostatische druk van het beton zorgt voor een moment aan de voet van de wand van de kist. Dit moment zal echter geen vervorming van de bodem van de kist te weeg kunnen brengen omdat deze belast wordt door het gewicht van het beton. De wand wordt dan ook aan de voet ingeklemd geschematiseerd.

### 1.2.5 Belasting

De wand wordt belast door de hydrostatische druk van het beton

De kracht  $F$  in de vloeistof wordt veroorzaakt door de massa van de vloeistof boven het meetpunt.

$$F = m \cdot g \quad \text{en} \quad m = \rho \cdot V = \rho \cdot A \cdot h \quad \text{geeft} \quad p = \frac{F}{A} = \frac{m \cdot g}{A} = \frac{\rho \cdot A \cdot h \cdot g}{A} = \rho \cdot h \cdot g$$

Conclusie:  $p = \rho \cdot h \cdot g$

$p$  = de hydrostatische druk (Pa),  $\rho$  = dichtheid vloeistof ( $\text{kg} / \text{m}^3$ ),  
 $h$  = afstand tussen meetpunt en oppervlakte vloeistof (m),  
 $g$  = de gravitatiekracht (9,81 N / kg)

De dichtheid van betonmortel is  $2400 \text{ kg} / \text{m}^3$ , invullen in formule geeft:

$2400 \cdot 0,5 \cdot 9,81 = 11.772 \text{ Pa} = 11.772 \text{ N} / \text{m}^2 = 0,011772 \text{ N} / \text{mm}^2$  druk onderin de kist (0,5 meter).  $l=50\text{mm}$ .

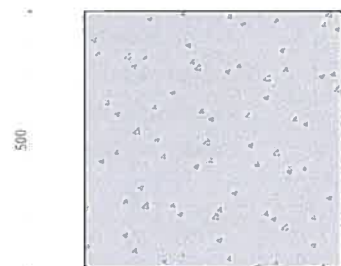
Lijnbelasting onderin kist:  $50 \cdot 0,011772 \text{ N/mm}^2 = 0,59 \text{ N/mm}$

Deze last verloopt tot bovenaan de kist naar  $q=0 \text{ N/mm}$ .

### 1.2.6 Berekening

Programmatuur

De berekening wordt uitgevoerd met behulp van het raamwerkprogramma GSA



### Variabelen

De variabelen zijn de verschillende waarden voor  $k_{\text{beugel+profiel}}$ .

De spanning in de doorsnede is mede afhankelijk van de breedte van de wand van de kist. Vandaar dat drie verschillende breedtes zijn beschouwd, te weten;

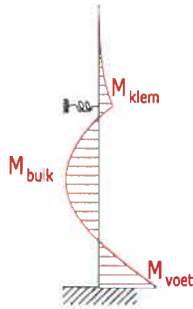
$b_{\text{wand}} = 60\text{mm}$

$b_{\text{wand}} = 80\text{mm}$

$b_{\text{wand}} = 100\text{mm}$

### Berekenen maximale spanning ten gevolge van de hydrostatische druk.

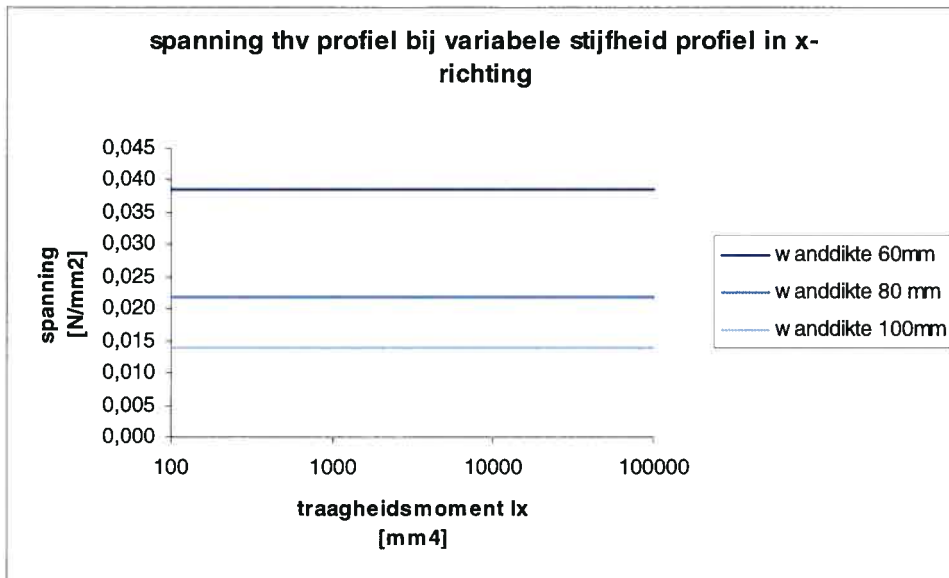
Voor de verschillende waarden van  $k_{\text{beugel+profiel}}$  wordt de de momentverdeling in de kistwand berekend. Ter plaatse van de klem, de buik van de momentenlijn en de voet van de wand worden de momenten afgelezen.



Aan de hand van deze momenten worden de maximale spanningen ten gevolge van de hydrostatische druk in de verschillende doorsneden bepaald.

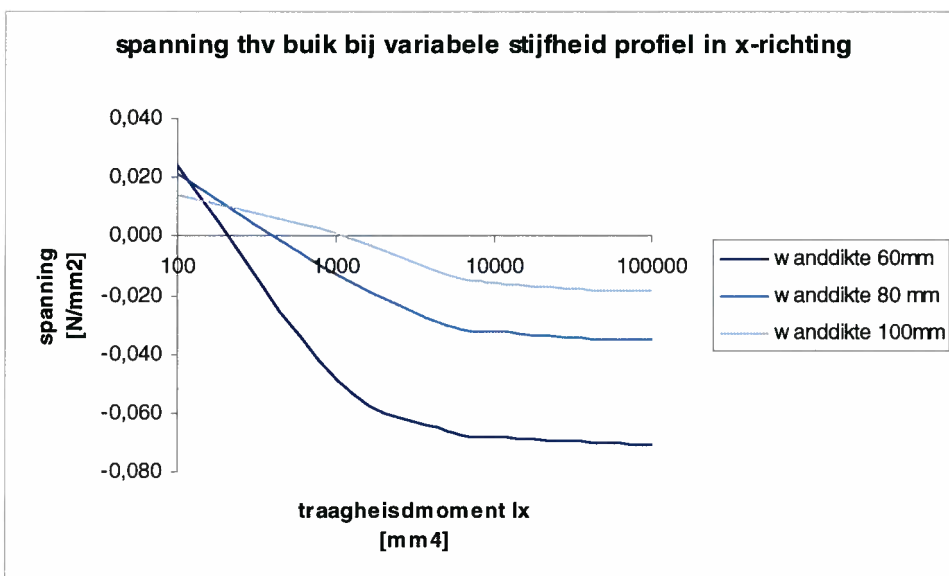
### 1.2.7 Resultaten

Maximale spanning EPS ter plaatse van de klem



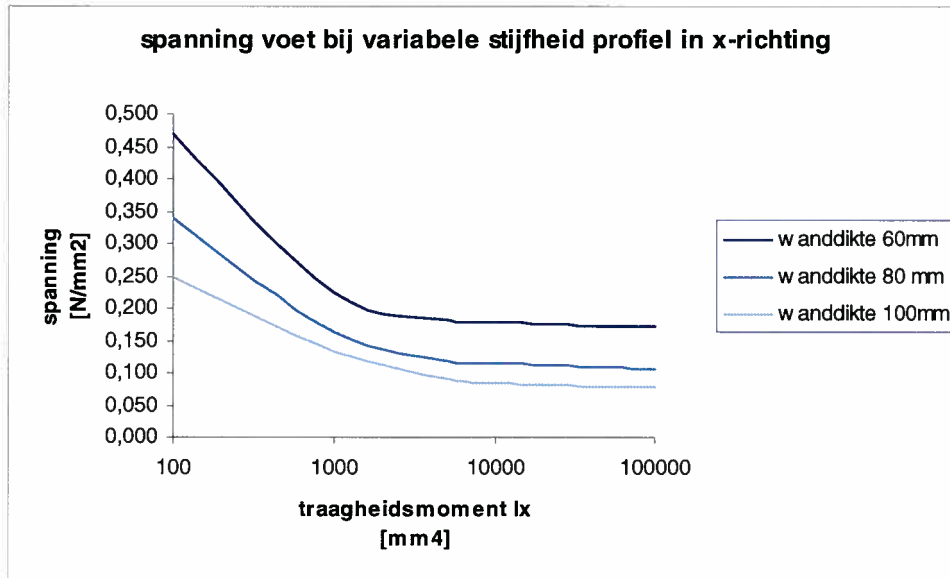
Grafiek 1

Maximale spanning EPS ter plaatse van de buik



Grafiek 2

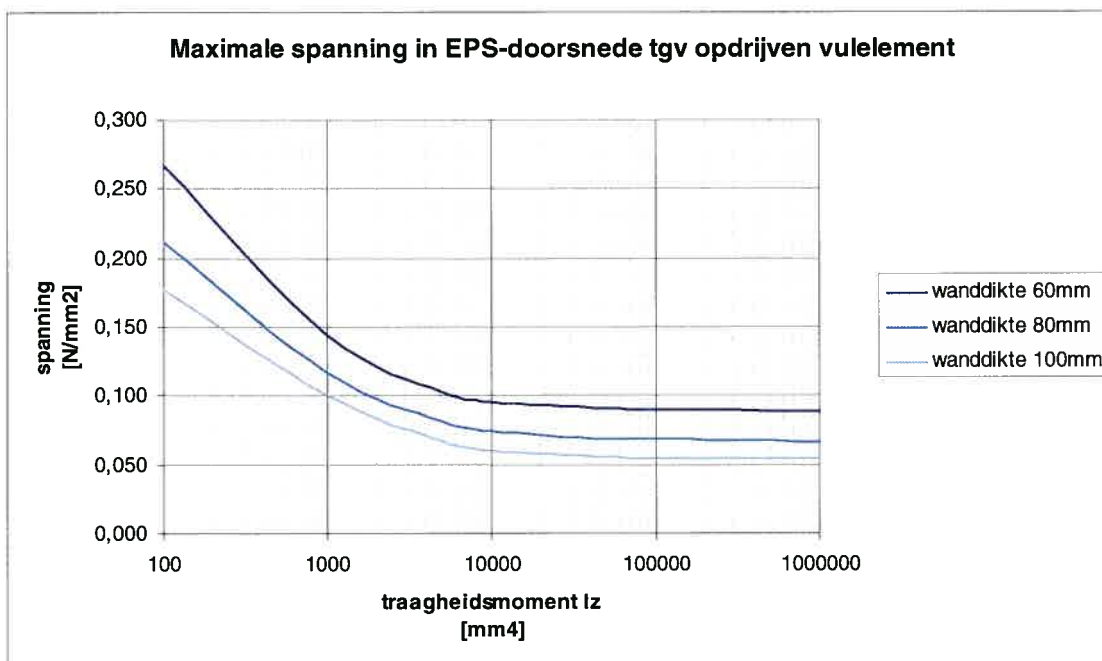
Maximale spanning EPS ter plaatse van de voet



Grafiek 3

### 1.3 Conclusie

Zoals te zien is in onderstaande grafiek stabiliseren de krommen zich bij een weerstandsmoment groter dan  $10000\text{mm}^4$ . Het profiel zal dan ook een weerstandsmoment in z-richting moeten bezitten dat ongeveer deze waarde of groter heeft.



Grafiek 4

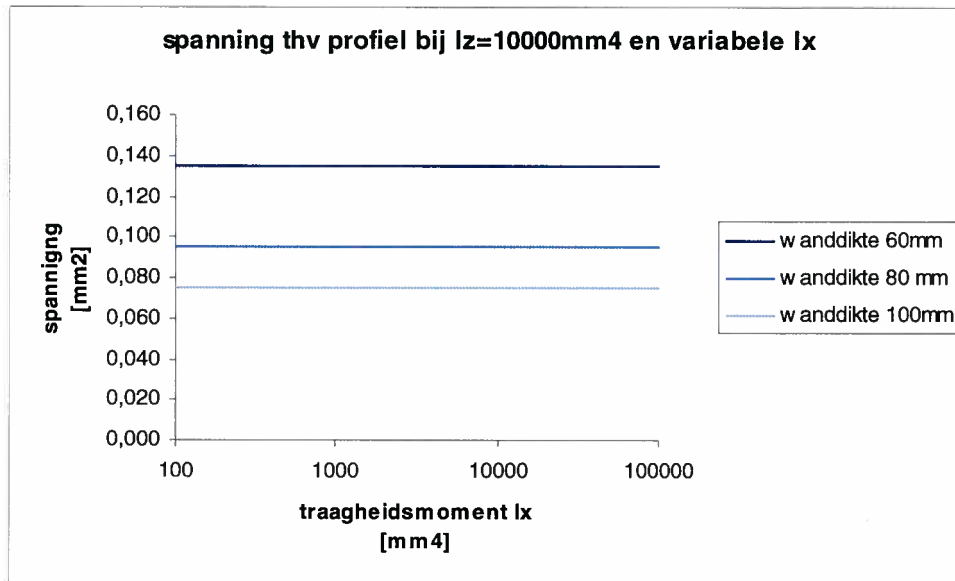
In grafiek 4 kan bij een weerstandsmoment van  $10000\text{mm}^4$  de maximale spanning in het EPS ten gevolge van het opdrijven van het element afgelezen worden. Dit zijn;

$$\sigma_{60}=0,091 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_{80}=0,068 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_{100}=0,054 \text{ N/mm}$$

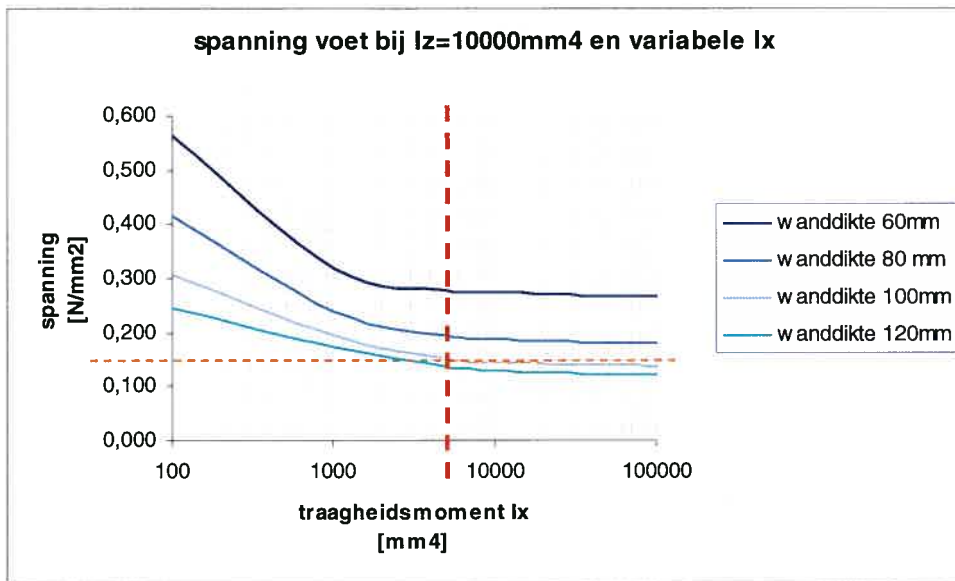
Grafieken 1,2 en 3 laten de maximale spanning in de EPS doorsnede zien ten gevolge van de hydrostatische druk van het beton. Als we aannemen dat het profiel een weerstandsmoment in z-richting krijgt van ongeveer  $10000\text{mm}^4$ , kunnen we de spanningen die hierbij horen optellen bij de waardes in grafieken 1 en 3. Dit resulteert in grafieken 4 en 5



**Grafiek 5**

Grafiek 5 Laat zien dat ter hoogte van het profiel het weerstandsmoment van het profiel in x-richting geen invloed heeft op de spanningsverdeling. De grootte van het moment ter hoogte van het profiel is namelijk afhankelijk van de lengte van het EPS boven het profiel en de belasting en met deze grootheden wordt niet gevarieerd.

EPS 100 heeft een maximale trekspanning van  $0,15 \text{ N/mm}^2$ . bij een wanddikte van 60 mm blijft de optredende spanning net onder deze waarde. Toch is het niet raadzaam deze dikte toe te passen aangezien de reservecapaciteit in de doorsnede dan nihil is.



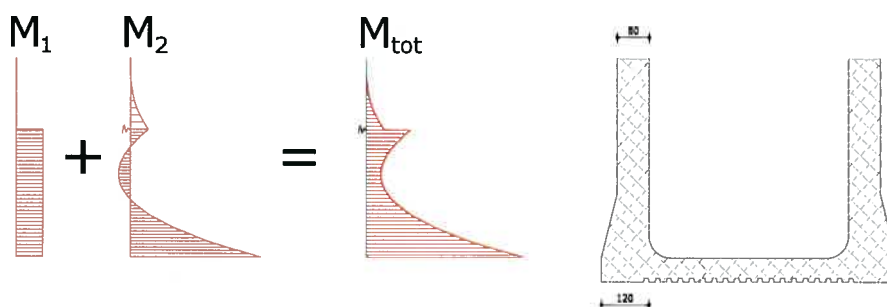
**Grafiek 6**

Ter hoogte van de voet van de EPS-kistwand is de invloed van het weerstandsmoment in x-richting van het profiel goed zichtbaar. In grafiek 6 is te zien dat de lijnen nagenoeg horizontaal gaan lopen bij een weerstandsmoment van  $5000 \text{ mm}^4$  en dat er minimaal een breedte van 120mm nodig is om onder de maximale trekspanning van EPS100 te blijven.

## 1.4 Dimensioneren doorsnede bekisting

Aan de hand van de uitkomsten van bovenstaande analyses wordt de wanddikte ter hoogte van het profiel gesteld op 80mm. Met deze wanddikte is de maximaal optredende trekspanning  $0,1 \text{ N/mm}^2$ , wat betekent dat de doorsnede ter hoogte van het profiel een reserve capaciteit van 50% bevat.

Ter plaatse van de voet van de wand wordt de dikte van de wand gesteld op 120mm. De maximaal optredende trekspanning is dan  $0,13 \text{ N/mm}^2$ . Dit houdt in dat de reserve capaciteit op deze plaats klein is. Om extra reservecapaciteit te creëren volstaat het, gezien de steilheid van de momentenlijn, om bij de aansluiting van wand en bodem materiaal toe te voegen. Dit wordt gedaan door de hoek van de wand en de bodem af te ronden.



## 1.5 Dimensioneren profiel

Aan de hand van de analyses wordt gesteld dat het traagheidsmoment van het profiel in z-richting ongeveer  $10000 \text{ mm}^4$  moet bedragen. Voor het traagheidsmoment in x-richting geldt dat dit rond de  $5000 \text{ mm}^4$  moet liggen. Bij het ontwerpen van het profiel is in eerste instantie alleen gekeken naar de stijfheid in z-richting omdat in deze richting het profiel het stijfst moet zijn.

Het eerste profiel dat bekeken is heeft de minimale afmeting die nodig is om de klem in het profiel te laten klikken. De stijfheid bleek echter niet voldoende, vandaar dat in twee stappen materiaal aan de doorsnede is toegevoegd totdat het profiel het gewenste traagheidsmoment had. Bij deze doorsnede (profiel 3) bleek ook ruim aan de minimale waarde voor het traagheidsmoment in x-richting te worden voldaan.

Profiel 1	Profiel 2	Profiel 3
$I_z = 6067 \text{ mm}^4$ $I_y = 4508 \text{ mm}^4$	$I_z = 8460 \text{ mm}^4$ $I_y = 8550 \text{ mm}^4$	$I_z = 11015 \text{ mm}^4$ $I_y = 10882 \text{ mm}^4$





## Bijlage X: Materiaaleigenschappen EPS:

Eigenschap	Grootheid		Type EPS				
	notatie	eenheid	EPS 60	EPS 100	EPS 150	EPS 200	EPS 250
Druksterkte bij 10% vervorming (korte duur)	$\sigma_{e=10\%}$ of CS (10)	kPa	60	100	150	200	250
Lange-duur druksterkte	$\sigma_{e=2\%}$ of CS (2)	kPa	18	30	45	60	75
Buigsterkte	$\sigma_b$ of BS	kPa	100	150	200	250	350
E-modulus	$E_t$	kPa	4.000	6.000	8.000	10.000	12.000
Afschuifsterkte	$\tau$	kPa	50	75	100	125	170
Treksterkte	$\sigma_t$	kPa	100	150	200	250	350
Wrijvingscoëfficiënt	$c$		0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Warmtegeleidingscoëfficiënt	$\lambda_D = \lambda_R$	W/m.K	0,038	0,036	0,034	0,033	0,033
Diffusieweerstandsgetal	$\mu$	-	20	30	40	60	90
Vochtopname bij onderdompeling	%	v/v	5,0	4,0	3,5	3,0	2,0
Lineaire uitzettingscoëfficiënt	$\alpha$	m/m	$7 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-5}$
Warmtecapaciteit	$C$	J/kg K	1.450	1.450	1.450	1.450	1.450
Temperatuurbestendigheid (min/max)	$T$	-180/+80	-180/+80	-180/+80	-180/+80	-180/+80	-180/+80

Bron: brochure stybenex, vereniging van fabrikanten van EPS-bouwproducten

## Bijlage XI: Mechanische eigenschappen PVC

Eigenschappen van de voornaamste te extruderen harde kunststoffen:

kunststof	dichtheid	E-modules	trekspanning	kerfslagsterkte	Max. temperatuur	buiten duurzaam
	g/cm <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kJ/m <sup>2</sup>	gr C.	
LDPE	0,92	250	9	gb*	85	nee
HDPE	0,96	1000	25	5	95	nee
HMHDPE	0,95	1300	30	gb	105	nee
PP	0,91	1000	35	7	105	nee
PVC hard	1,40	2400	50	8	70	ja
PS	1,05	3300	50	2	70	nee
SB	1,04	2100	35	8	70	nee
ABS	1,05	2500	40	10	90	nee
PPO	1,06	2350	55	15	90	beperkt
PC	1,2	2300	65	30	130	ja
PMMA	1,18	3000	80	2	90	ja

\* geen breuk

Bron: Brochure Heerings;fabrikant kunststof profielen



## Bijlage XII: Bepalen F1 en F2 proefopstelling

### 1.1 schematisering

We vervangen de verlopende q-last ten gevolge van de hydrostatische druk door twee puntlasten waarbij het moment bij de klem en aan de voet van het element hetzelfde zijn als bij de verlopende q-last. In onderstaande tabel is het mechanisch schema van de kist voor het gemak een kwartslag gedraaid.

<p>De kist wordt belast door een verlopende q-last ten gevolge van de hydrostatische druk van het beton.</p>	<p>Verlopende q-last links van klem wordt vervangen door <math>F_2</math></p>	<p>Inklemming wordt vervangen door scharnierende oplegging met <math>M_B</math></p>	<p>De verlopende q-last wordt vervangen door een kracht <math>F_1</math> op een afstand <math>x_1</math>.</p>

### 1.2 Bekende waarden

Ter hoogte van de klem heeft de verlopende q-last een waarde van 1,27 N/mm.

$$F_2 = 0,5 \cdot 180 \cdot 1,27 = 114 \text{ N}$$

$F_2$  grijpt in aan in het zwaartepunt van de belasting. Dit betekent dat  $M_{F_2}$  een waarde heeft van;

$$M_A = 60 \cdot 114 = 6840 \text{ Nmm}$$

$$M_B = M_{voet} = 26480 \text{ Nmm}$$

### 1.3 Evenwichtsvoorwaarden

$$\Sigma H = 0$$

$$\Sigma V = 0 \quad \rightarrow \quad F_2 + F_1 = R_1 + R_2$$

$$\Sigma M_{\text{toesA}} = 0 \quad \rightarrow \quad M_A + R_2 \cdot l = F_1 \cdot x_1 + M_B$$

Raamwerkprogramma; maatgevende momenten bij verlopende q-last	
$M_{\text{klem}}$	6858 Nmm
$M_{\text{buik}}$	14250 Nmm
$M_{\text{voet}}$	26480 Nmm

## 1.4 Vormveranderingsvoorwaarde

Neem  $x_1=200\text{mm}$  (zwaartepunt van belasting)

$$\varphi_B = 0 \rightarrow \varphi_B = \varphi_{I_{g^v} M_A} + \varphi_{I_{g^v} M_B} + \varphi_{I_{g^v} F_2} = 0$$

$$\varphi_{I_{g^v} M_A} = -\frac{M_A \cdot l}{6EI} = -\frac{6858 \cdot 320}{6EI} = -\frac{365760}{EI}$$

$$\varphi_{I_{g^v} M_B} = -\frac{M_B \cdot l}{3EI} = -\frac{26480 \cdot 320}{3EI} = -\frac{2824533}{EI}$$

$$\varphi_{I_{g^v} F_1} = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{6} F_1 x_1 l - \frac{F_1 x_1^3}{6l} \right) \quad (\text{voor afleiding vvvw zie bijlage A})$$

$$\begin{aligned} \varphi_{I_{g^v} F_1} &= \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{6} F_1 \cdot 200 \cdot 320 - \frac{F_1 \cdot 200^3}{6 \cdot 320} \right) \\ &= \frac{1}{EI} \left( 10666 \frac{2}{3} F_1 - 4166 \frac{2}{3} F_1 \right) \\ &= \frac{6500 F_1}{EI} \end{aligned}$$

$$\varphi_B = -\frac{365760}{EI} - \frac{2824533}{EI} + \frac{6500 F_1}{EI} = 0$$

$$F_1 = 490\text{N}$$

## 1.5 Controleren waardes in raamwerkprogramma

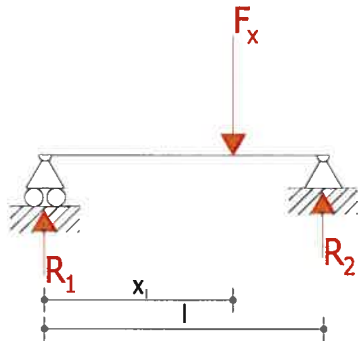
			$F_1 = 490\text{N}$ $F_2 = 114\text{N}$
$M_{\text{kiem}}$	6858 Nmm	6840 Nmm	Verschil: 0,03%
$M_{\text{voet}}$	26480 Nmm	24810 Nmm	Verschil: 6,3%

## 1.6 Kanttekening

Bij het bepalen van  $F_1$  en  $F_2$  zijn de invloeden van de verlopende doorsnede van de kist en de verende inklemming ten gevolge van de beugel niet meegenomen in de berekening. Vanwege de grove opzet van het experiment zijn we meer geïnteresseerd in de orde van grootte van de kracht dan de exacte grootte.

## 1.7 Bijlage A;

### 1.7.1 Afleiden vormveranderingsvoorwaarde voor $F_2$ met variabele $x_1$



$$\sum H = 0 \quad \rightarrow \quad F = R_1 + R_2$$

$$\sum M_A = 0 \quad \rightarrow \quad F \cdot x_1 = R_2 \cdot l$$

$$R_2 = \frac{F \cdot x_1}{l}$$

$$R_1 = F - \frac{F \cdot x_1}{l}$$

$$M_{x_1} = R_1 \cdot x_1 \quad \rightarrow \quad M_{x_1} = F \cdot x_1 - \frac{F \cdot x_1^2}{l}$$

### 1.7.2 Balk opdelen in deel $[0-x_1]$ en deel $[x_1-l]$

Afleiden deel  $[0-x_1]$

$$V(x) = F - \frac{F x_1}{l}$$

$$M(x) = \int V(x) dx = \left(F - \frac{F x_1}{l}\right)x + C_1$$

$$M(0) = 0 \quad \rightarrow \quad C_1 = 0$$

$$M(x) = \left(F - \frac{F x_1}{l}\right)x$$

$$\varphi(x) = \frac{1}{EI} \int M(x) dx = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{2} \left(F - \frac{F x_1}{l}\right) x^2 + C_2 \right) \quad (\text{geen randvoorwaarden bekend})$$

$$w(x) = \int \varphi(x) dx = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{6} \left(F - \frac{F x_1}{l}\right) x^3 + C_2 x + C_3 \right)$$

$$w(0) = 0 \quad \rightarrow \quad C_3 = 0$$

$$w(x) = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{6} \left(F - \frac{F x_1}{l}\right) x^3 + C_2 x \right)$$

Afleiden deel  $[x_1-l]$

$$V(x) = \frac{Fx_1}{l}$$

$$M(x) = \int V(x) dx = -\frac{Fx_1}{l}x + C_4$$

$$M(l) = 0 \quad \rightarrow \quad -\frac{Fx_1}{l}l + C_4 = 0$$

$$C_4 = Fx_1$$

$$M(x) = -\frac{Fx_1}{l}x + Fx_1$$

$$\varphi(x) = \frac{1}{EI} \int M(x) dx = \frac{1}{EI} \left( -\frac{Fx_1}{2l}x^2 + Fx_1x + C_5 \right) \quad (\text{geen randvoorwaarden bekend})$$

$$w(x) = \int \varphi(x) dx = \frac{1}{EI} \left( -\frac{Fx_1}{6l}x^3 + \frac{1}{2}Fx_1x^2 + C_5x + C_6 \right)$$

$$w(l) = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{EI} \left( -\frac{Fx_1}{6l}l^3 + \frac{1}{2}Fx_1l^2 + C_5l + C_6 \right) = 0$$

$$\frac{1}{6}Fx_1l^2 + \frac{1}{2}Fx_1l^2 + C_5l + C_6 = 0$$

$$C_6 = -\frac{1}{3}Fx_1l^2 - C_5l$$

$$w(x) = \frac{1}{EI} \left( -\frac{Fx_1}{6l}x^3 + \frac{1}{2}Fx_1x^2 + C_5x - \frac{1}{3}Fx_1l^2 - C_5l \right)$$

### 1.1.10 Invullen in randvoorwaarden

Op  $x_1$  zijn zowel de hoekverdraaiing als de zakking van beide delen aan elkaar gelijk.

$$\varphi(x_1)_{|0-x_1} = \varphi(x_1)_{|x_1-l}$$

$$\varphi(x_1)_{|0-x_1} = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{2} \left( F - \frac{Fx_1}{l} \right) x_1^2 + C_2 \right) = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{2} Fx_1^2 - \frac{Fx_1^3}{2l} + C_2 \right)$$

$$\varphi(x_1)_{|x_1-l} = \frac{1}{EI} \left( -\frac{Fx_1^3}{2l} + Fx_1^2 + C_5 \right)$$

$$\frac{1}{2} Fx_1^2 - \frac{Fx_1^3}{2l} + C_2 = -\frac{Fx_1^3}{2l} + Fx_1^2 + C_5$$

$$C_2 = \frac{1}{2} Fx_1^2 + C_5$$

$$w(x_1)_{|0-x_1} = w(x_1)_{|x_1-l}$$

$$\begin{aligned} w(x_1)_{|0-x_1} &= \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{6} Fx_1^3 - \frac{Fx_1^4}{6l} + C_2 x_1 \right) \\ &= \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{6} Fx_1^3 - \frac{Fx_1^4}{6l} + \frac{1}{2} Fx_1^3 + C_5 x_1 \right) \end{aligned}$$

$$w(x_1)_{|x_1-l} = \frac{1}{EI} \left( -\frac{Fx_1^4}{6l} + \frac{1}{2} Fx_1^3 + C_5 x_1 - \frac{1}{3} Fx_1 l^2 - C_5 l \right)$$

$$\frac{1}{6} Fx_1^3 - \frac{Fx_1^4}{6l} + \frac{1}{2} Fx_1^3 + C_5 x_1 = -\frac{Fx_1^4}{6l} + \frac{1}{2} Fx_1^3 + C_5 x_1 - \frac{1}{3} Fx_1 l^2 - C_5 l$$

$$\frac{1}{6} Fx_1^3 = -\frac{1}{3} Fx_1 l^2 - C_5 l$$

$$C_5 = -\frac{1}{3} Fx_1 l - \frac{Fx_1^3}{6l}$$

$$C_2 = \frac{1}{2} Fx_1^2 - \frac{1}{3} Fx_1 l - \frac{Fx_1^3}{6l}$$

### 1.7.3 Hoekverdraaiing

Deel  $[0-x_1]$

$$\varphi(x) = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{2} \left( F - \frac{Fx_1}{l} \right) x^2 + \frac{1}{2} Fx_1^2 - \frac{1}{3} Fx_1 l - \frac{Fx_1^3}{6l} \right)$$

Controle:

Indien  $X_1=1/2l$  dan geldt  $\varphi(0) = \frac{Fl^2}{16EI}$ . Dit komt overeen met de waarde die gevonden wordt in de aanvullende vergeetmenietjes (dictaat mechanica 2A)

Deel  $[x_1-l]$

$$\varphi(x) = \frac{1}{EI} \left( -\frac{Fx_1}{2l} x^2 + Fx_1 x - \frac{1}{3} Fx_1 l - \frac{Fx_1^3}{6l} \right)$$

$$\varphi(l) = \frac{1}{EI} \left( -\frac{Fx_1}{2l} l^2 + Fx_1 l - \frac{1}{3} Fx_1 l - \frac{Fx_1^3}{6l} \right)$$

$$\varphi(l) = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{6} Fx_1 l - \frac{Fx_1^3}{6l} \right)$$

Controle:

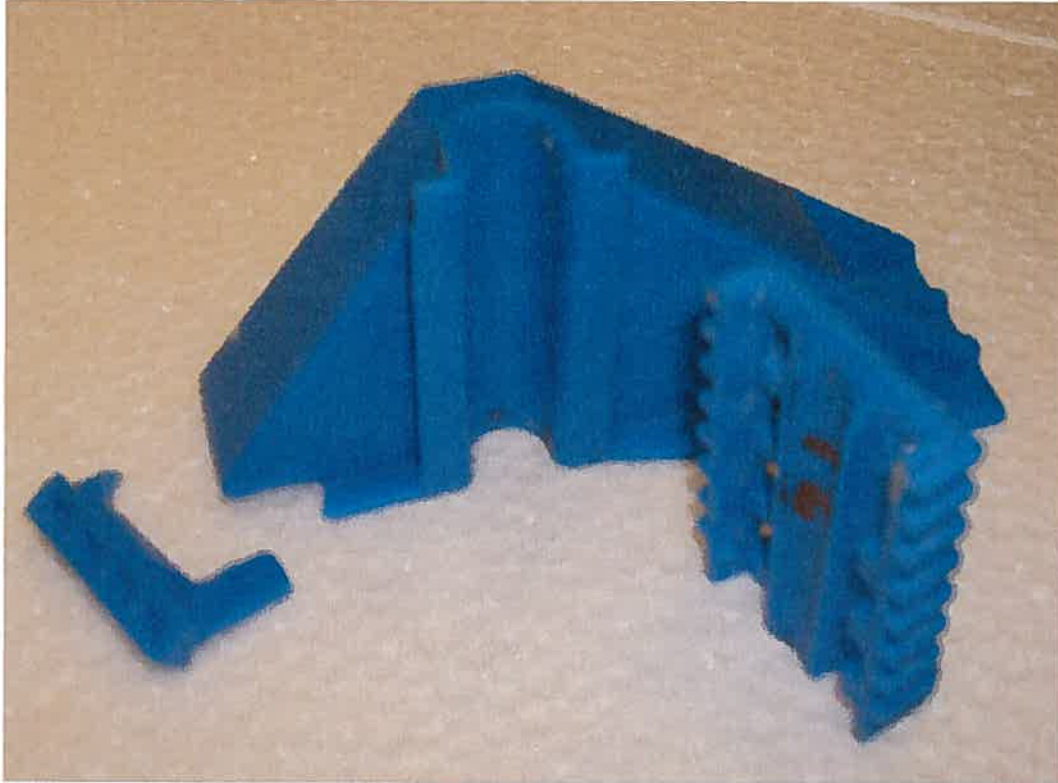
Indien  $X_1=1/2l$  dan geldt  $\varphi(l) = -\frac{Fl^2}{16EI}$ . Dit komt overeen met de waarde die gevonden wordt in de aanvullende vergeetmenietjes (dictaat mechanica 2A)





**Bijlage XII : foto's bezweken klem**

**1.1 Bezwijkmechanisme 1**



**1.2 Bezwijkmechanisme 2**

