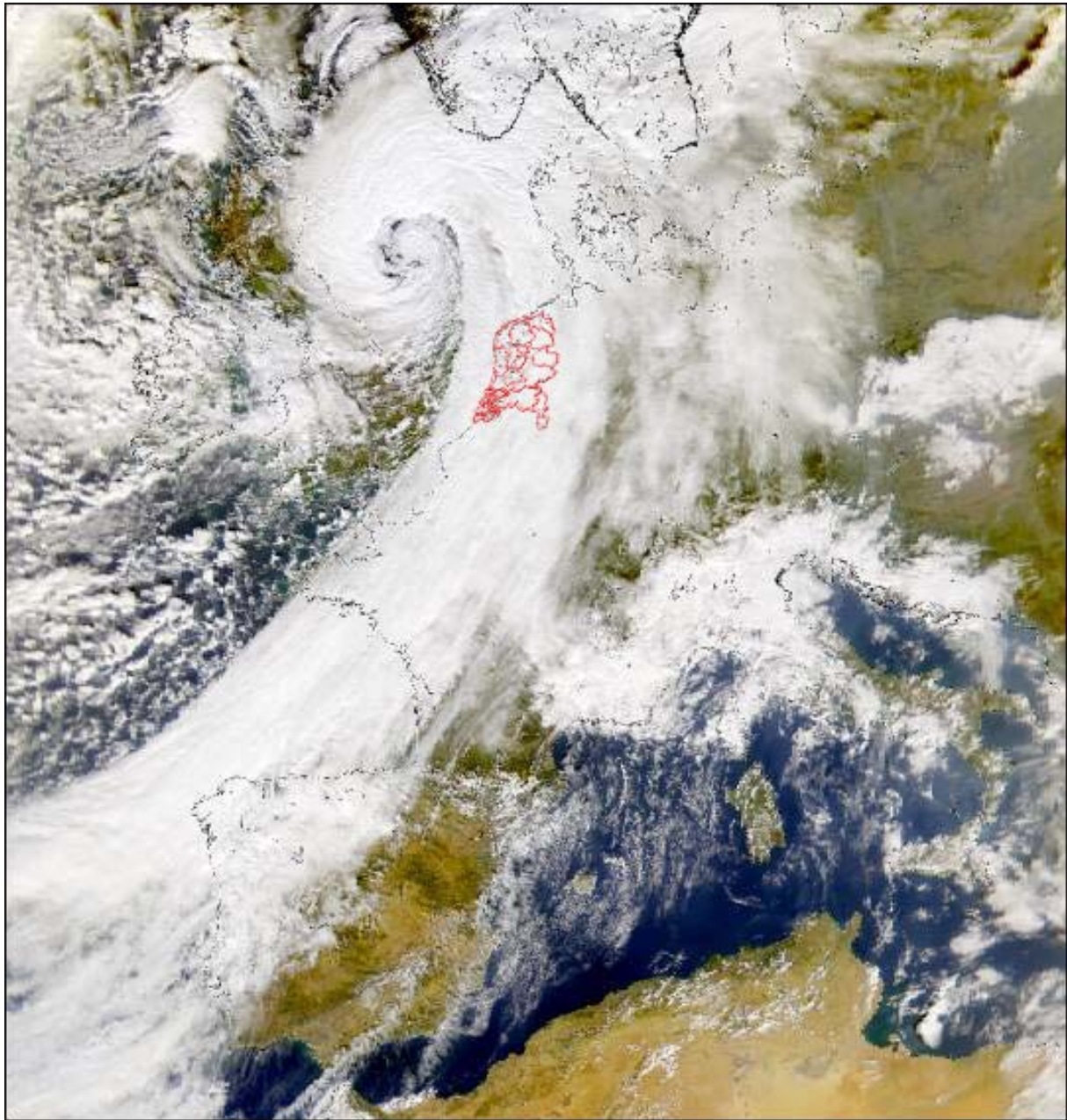


Constructieve gevolgen van superstormen

Stormen met extreme windsnelheden en neerslag zouden in de toekomst ook over ons land kunnen trekken. Met desastreuze gevolgen?



Roy Smeets (c1092340)
Bachelor Eindwerk
TU Delft, Civiele Techniek
Sectie: Structural Engineering
Begeleider:
dr. ir. P.C.J. Hoogenboom

In dit rapport wordt onderzocht wat de gevolgen van extreme windsnelheden zijn op gebouwen en wat dit voor kosten met zich mee brengt.

I. Voorwoord

Dit rapport is het resultaat van een Bachelor onderzoek aan de TU Delft. Het onderzoek 'Constructieve gevolgen van superstormen', sprak mij aan omdat er binnen deze hoofdonderzoeksvraag een breed scala aan kleinere subonderzoek te doen valt. Zelf bepalen welke onderdelen ik wel en niet zou onderzoeken maakte dit voor mij een geschikt onderzoek.

In het onderzoeksproces heb ik mijn informatie vooral uit literatuur gehaald maar zonder de hulp van enkele personen zou het eindproduct niet tot stand zijn gekomen. In de eerste plaats wil ik mijn begeleider bedanken, dr. ir. P.C.J. Hoogenboom. Met meneer Hoogenboom heb ik het meeste contact gehad en als ik een vraag had kon ik bij hem altijd terecht. In de tweede plaats wil ik meneer van den Brink van het K.N.M.I. bedanken die mij zijn promotie-onderzoek en kunde beschikbaar heeft gesteld. Meneer Bierbooms van de faculteit lucht - en ruimtevaart techniek wil ik in de laatste plaats bedanken omdat hij mij enige belangrijke informatie omtrent windstroming rond constructies heeft gegeven.

In dit rapport wordt er eerst een inleidend onderzoek naar windbelasting en windstroming rond gebouwen in het algemeen gedaan. In de tweede fase worden de voor het hoofdonderzoek relevante gegevens uit het vooronderzoek als gereedschap gebruikt om van twee verschillende constructies een aantal belangrijke onderdelen te ontwerpen/analyseren. De eerste constructie is een hoogbouwconstructie, de tweede een doorsnee eengezinswoning.

In de derde -afsluitende- fase van het project wordt nog gekeken naar het buitenland: hoe gaat men daar, op constructief gebied, om met extreme stormen. Tevens zullen de constructieve gevolgen uit de tweede fase nog vertaald worden naar een financieel plaatje.

II. Inhoudsopgave

I. Voorwoord.....	2
II. Inhoudsopgave.....	3
1. Inleiding.....	5
1.1 Klimaat.....	5
1.2 Invloed van (extreme) wind op constructies.....	5
1.3 NEN 6702.....	5
2. Vooronderzoeken.....	7
2.1 Vooronderzoek (a).....	7
2.2 Vooronderzoek (b)	9
2.2.1 Windbelasting.....	9
2.2.2 Windstroming.....	10
2.2.2.1 Componenten windsnelheid.....	10
2.2.2.2 Uurgemiddelde windsnelheid.....	10
2.2.2.3 Windschommelingen binnen een uur.....	11
2.2.2.4 Extreme wind binnen een uur, vlaagsnelheid.....	11
2.2.2.5 Windklimaat bebouwde omgeving.....	11
2.2.2.6 Windhinder rondom alleenstaande hoogbouw.....	11
2.3 Resultaten en uitgangspunt vooronderzoeken.....	13
2.3.1 Resultaten.....	13
2.3.2 Uitgangspunt.....	14
3. Deelonderzoeken A & B	15
3.1 Deelonderzoek A: Hoogbouw.....	16
3.1.1 Inleiding.....	17
3.1.2 Algemene analyse onderzoeksobject.....	17
3.1.3 Technische analyse onderzoeksobject.....	18
3.1.3.1 Bepaling Belasting.....	18
3.1.3.2 Ontwerp.....	19
3.1.3.3 Constructieve gevolgen.....	23
3.1.3.3.1 Vakwerkkolommen.....	23
3.1.3.3.2 Sway.....	23
3.1.3.3.3 Drift.....	24
3.1.3.3.4 Stabiliteit.....	25
3.1.3.3.5 K-Bracing verbinding check.....	26
3.1.3.3.6 Dynamische invloed windbelasting.....	27
3.1.4 Resultaten en conclusie.....	28
3.2 Deelonderzoek B: Eengezinswoning.....	29
3.2.1 Dakanalyse.....	29
3.2.2 Resultaten en conclusie.....	34
4. Deelonderzoek C: Superstormen in de V.S.....	35
4.1 Windkrachtschaal.....	35
4.2 Florida.....	35
4.3 Veiligheid.....	37
5. Deelonderzoek D: Kosten.....	38
5.1 Hoogbouw.....	38
5.1.1 Vakwerkkolommen.....	38
5.1.2 Vakwerkdiagonalen.....	39
5.1.3 Projectkosten.....	39
5.2 Eengezinswoning.....	40
6. Conclusies en aanbevelingen.....	41

7. Evaluatie.....	42
7.1 Projectverloop.....	42
7.2 Zelfevaluatie.....	42
 Bijlagen.....	 43
Bijlage A: Berekeningen.....	43
A1: Berekening resultante windbelasting en arm.....	43
A2: Stijfheidsberekeningen.....	44
A3: Berekening te dragen gewicht per kolom.....	46
A4: Dimensionering.....	48
A5: Stabiliteitsberekeningen.....	51
 Bijlage B: Krantenartikel telegraaf.....	 52
 Bijlage C: Screenshots Dr. Frame.....	 53
 Bronnen / Literatuurlijst	 54

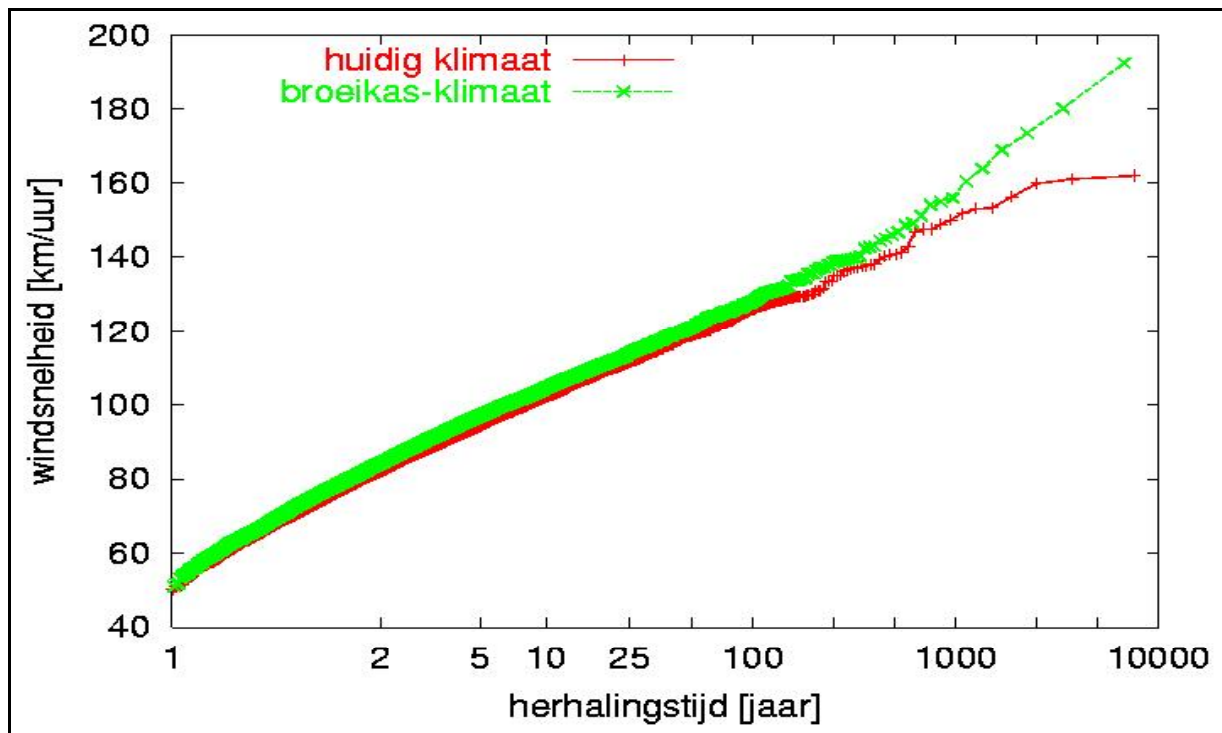
1. Inleiding

1.1 Klimaat

In een recent onderzoek aan de Universiteit Utrecht is gebleken dat door het broeikaseffect een verandering in het klimaat op zou kunnen treden die ook in Nederland grote gevolgen zou hebben. Volgens het onderzoek, dat in samenwerking met het Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut (KNMI) door Henk van den Brink is gedaan, kunnen, door het broeikaseffect op luchtstromen, superstormen naar Europa schuiven. Superstormen zijn stormen met ongekende windsnelheden en extreme neerslag, die in het verleden al zijn voorgekomen in de Verenigde Staten. Ze ontstaan als 2 stormdepressies samenkomen.

De vraag is nu natuurlijk in hoeverre het reëel is dat zo'n superstorm zich in Nederland voordoet, en wat de invloed ervan is op gebouwen en bruggen. Zal de wind op gebouwhoogte net zoveel in kracht toenemen? En is de gemiddelde tijdsduur van zo'n storm langer dan van een normale storm? Vragen als deze zullen eerst beantwoord moeten worden, alvorens er gekeken kan worden naar de invloed van een superstorm op constructief niveau.

In het huidige klimaat is de grootste windsnelheid in Nederland ongeveer 170 km/h. Deze treedt op op 2 km hoogte, eens in de 10000 jaar en is gemiddeld over 12 uur. Door het broeikaseffect kan de herhalingstijd van deze wind toenemen tot eens in de 250 jaar. Eens in de 10000 jaar zou de windsnelheid dan zelfs op kunnen lopen tot 200 km/h.



Figuur 2, windsnelheid vs. herhalingstijd

1.2 Invloed van (extreme) wind op constructies

De invloed van (extreme) wind op constructies kan op veel verschillende onderdelen betrokken worden. Zo kan er specifiek naar de invloed op de fundering van een gebouw gekeken worden, kan de stabiliteit van de draagconstructie onderzocht worden, is het interessant de trilling van een brugdek te onderzoeken en kan er bijvoorbeeld naar de uitwijking aan de top van een (hoog) gebouw gekeken worden. Er is een selectie gemaakt uit de verschillende subonderzoeken die in de startnotitie naar voren kwamen. Dit komt aan bod in hoofdstuk 3.

1.3 NEN 6702

Constructies in Nederland worden ontworpen volgens bepaalde regels en richtlijnen. De op (toelaatbare) windbelasting betrokken richtlijnen kunnen worden teruggevonden in de NEN 6702: Technische grondslagen voor bouwconstructies. Deze norm geeft rekenwaarden van de overwegend statische belastingen en de maximaal

toelaatbare vervormingen van bouwconstructies of delen van bouwconstructies. Windbelasting is een onderdeel van deze norm. De richtlijnen voor windbelasting zijn ontwikkeld aan de hand van ons huidige klimaat. In dit onderzoek worden de waarden uit de NEN 6702 gebruikt voor twee doeleinden. Het eerste doel is ze te gebruiken als ontwerpbelasting om een hoogbouwconstructie te ontwerpen. Het tweede doel is het geven van een vergelijkbelasting voor de optredende windbelasting tijdens een superstorm, betrokken op het dak van een eengezinswoning. De waarden voor windbelasting uit de NEN 6702 zullen in dit onderzoek dus een belangrijke rol spelen.

2. Vooronderzoeken

Het hoofdonderzoek van dit project is het analyseren van de gevolgen van superstormen op constructies. Dit hoofdonderzoek is opgesplitst in deelonderzoeken (A t/m D) en vooronderzoeken (a & b). Alvorens aan deelonderzoeken A en B begonnen kan worden, moeten vooronderzoeken a & b uitgevoerd worden.

2.1 Vooronderzoek a

Vooronderzoek a bestaat uit een onderzoek naar de achtergrond van het artikel in de telegraaf van 16 maart 2005 (bijlage B).

Dit artikel is geschreven op basis van een promotie-onderzoek van Henk van den Brink aan de Universiteit Utrecht. In dit onderzoek kwam naar voren dat superstormen in de toekomst ook over Nederland zouden kunnen trekken.

Een aantal gegevens zijn van belang:

- Is het bericht betrouwbaar?
- Wat is de windsnelheid op gebouwhoogte?
- Hoe groot schatten experts de kans dat een superstorm optreedt in een periode van 50 jaar?
- Hoe groot is de kans op zo een storm in Nederland?
- Hoe groot schatten experts de kans dat deze optreedt in een periode van 50 jaar?
- Is de duur van een superstorm vergelijkbaar met de duur van een normale storm?
- Hoe verloopt het snelheidsprofiel van wind bij een superstorm?

In een gesprek met meneer van den Brink werden de volgende gegevens verzameld:

- Het artikel is niet overdreven in de media, er wordt verteld wat er uit het onderzoek naar voren komt. Het gaat hier over hele kleine kansen, zo'n artikel in de media lijkt dan altijd opgeklopt. Dus men mag er van uitgaan dat het artikel betrouwbaar is.
- Windsnelheid op gebouwhoogte (10 m) is ruwweg 60% van de snelheid op 2 km hoogte.
- Voor de duur van zo'n storm mag uitgegaan worden van dezelfde duur als tegenwoordig. Het is moeilijk om hier uitspraken over te doen aangezien het onderzoek voornamelijk op statistische gegevens gebaseerd is (uit verleden zijn gegevens bekend maar er kan niet met zekerheid gezegd worden hoe het in de toekomst zal verlopen).
- Is de kans reëel dat we zo'n superstorm zullen meemaken in Nederland? De kans is te klein om in paniek te raken, maar groot genoeg om rekening mee te houden.
- De belasting op gebouwen door extreme wind is maximaal door windvlagen/stoten. De gemiddelde windsnelheid op een gebouw over een bepaalde periode is niet echt relevant aangezien deze waarde altijd lager ligt dan de maximale waarde bij een hevige windstoot.
- Volgens van den Brink zou een indicatie voor de maximale windsnelheid tijdens een superstorm kunnen zijn: optredende windsnelheid die 1 maal in de 1000 jaar voorkomt, maal 1,2.
- De verhouding tussen windsnelheden op grote hoogte en vlak bij de grond blijft nagenoeg constant vanaf 25 m/s. Voor extreme windsnelheden (>45 m/s) mag dan ook aangenomen worden dat deze verhouding geldt. Zie figuur 3
- Een expert als Henk van den Brink zegt over de herhalingsjijd van een superstorm dat die in de orde van grootte van 10000 jaar ligt. Zo een storm zal dus eens in de 10000 jaar optreden. Hij kan dus in de levensduur van een gebouw optreden, maar die kans is zeer klein.

De gegevens die voor deelonderzoeken A en B belangrijk zijn worden hieruit gefilterd. Dit zijn:

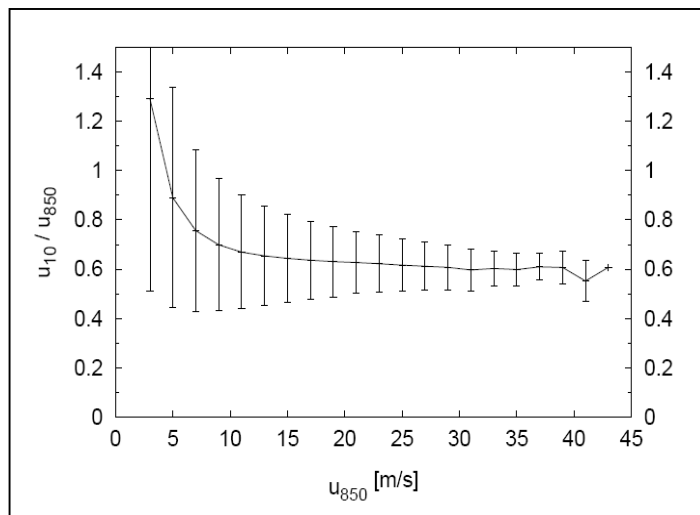
- Windsnelheid $v_{10} = 0.6 \times v_{2000}$
- Stormduur is vergelijkbaar met normale storm (aanname)
- Belasting op constructies is maximaal door windvlagen
- Vuistregel voor windsnelheid in superstorm: windsnelheid die eens in de 1000 jaar voorkomt x 1,2
- Kans op voorkomen is heel klein (herhalingsjijd 10000 jaar)

In het contact met meneer van den Brink kwamen nog twee punten naar voren die van belang zijn. Hij zei dat het model dat gebruikt werd om de windsnelheid met een herhalingsjijd van 10000 jaar te bepalen niet betrouwbaar genoeg was om er ook daadwerkelijk van uit te gaan, dat er ooit een windsnelheid van 200 km/h zal optreden. Er is dus geen echte zekerheid over deze snelheid. Verder kon hij niks zeggen over het verloop van het snelheidsprofiel bij een superstorm.

Hierdoor zijn we genoodzaakt om 2 aannamen te doen:

- de gemiddelde windsnelheid tijdens een superstorm is 180 km/h, en in een windvlaag 200 km/h. Deze aanname is in samenspraak met van den Brink gedaan.
- Het snelheidsprofiel zal worden aangepast aan de snelheidsprofielen voor 'normale' windsnelheden.

De eerste aanname vloeit voort uit het feit dat het bepalen van de windsnelheid met een herhalingsjijd van 10000 jaar aan de hand van huidige meetgegevens erg veel tijd kost, en volgens van den Brink waren deze waarden een acceptabele benadering. (op 25 november 2005 werd er een snelheid van 180 km/h gemeten in een windvlaag bij Hoek van Holland!)



Figuur 3, verhouding windsnelheid

De u_{850} staat voor het 850 hPa niveau. Dit is een waarde voor de luchtdruk in onze atmosfeer op een bepaalde hoogte. Deze waarde komt voor op een hoogte van ongeveer 2000 m.

In de bovenstaande figuur is te zien dat voor windsnelheden vanaf 25 m/s op 2000 m hoogte de windsnelheid op 10 m hoogte (gebouwhoogte) daar ongeveer 60% van is. Dus als de windsnelheid boven Nederland op 2 km hoogte 25 m/s of hoger is, is de windsnelheid op 10 m hoogte daar $(6/10)^e$ deel van. De verhouding tussen de windsnelheid op grote hoogte en dicht bij de grond blijft nagenoeg constant op 0.6 voor waarden van u_{850} boven de 25 m/s.

2.2 Vooronderzoek b

Vooronderzoek b bestaat uit een algemene studie naar windbelasting en een onderzoek naar stroming van wind rond constructies. Ten behoeve van de algemene studie is er een literatuuronderzoek gedaan en is het internet als bron van informatie gebruikt. Om de stroming van wind rond gebouwen en bruggen in kaart te brengen is er contact gezocht met de heer W. Bierbooms. Meneer Bierbooms is werkzaam aan de faculteit Lucht- en ruimtevaarttechniek van de TU Delft en is daar werkzaam bij de leerstoel windenergie. Ook voor gedetailleerde informatie over windstroming rond gebouwen kan men bij de heer Bierbooms terecht.

2.2.1 Windbelasting

Wind zorgt voor belasting op constructies. De grootte van deze windkracht is afhankelijk van een aantal factoren. Er kan een onderscheid gemaakt worden tussen factoren die afhangen van de plek waar een constructie staat (zoals windklimaat, terreinruwheid en andere milieuvloeden) en factoren die afhangen van de vorm en de constructieve kenmerken van het gebouw zelf (zoals hoogte, vorm, dynamische kenmerken).

In deze paragraaf worden de basis elementen voor windbelasting behandeld.

Tijdens een (super)storm worden constructies belast door wind. De waarde voor deze belasting volgt uit de formule voor druk:

$$P_w = 0,5 * \rho * v^2$$

Met:

$$P_w = \text{extreme waarde van de stuwdruk}$$

$$\rho = \text{de dichtheid van lucht} = 1,25 \text{ kg / m}^3$$

$$v = \text{de windsnelheid}$$

Deze formule is de algemene uitdrukking voor (stuw)druk. In de volgende paragraaf zal blijken dat op een gebouw twee druksystemen werken. Een gebouw wordt aan de loefzijde direct belast door de stuwdruk, en aan de lijzijde ontstaat, door onderdruk, zuiging. Ook is de vorm van het gebouw en de ruwheid van de gevel van invloed op de uiteindelijke waarde voor F_w . Om al deze factoren in rekening te brengen worden er coëfficiënten toegevoegd aan de formule. (NEN 6702)

$$C_{dim} = \text{factor die de afmetingen van een bouwwerk in rekening brengt}$$

$$C_{index} = \text{windvormfactoren, deze kunnen zijn:}$$

$$C_{pe} = \text{factor voor externe druk of zuiging}$$

$$C_{pi} = \text{factor voor interne onder- of overdruk}$$

$$C_f = \text{factor voor wrijving}$$

$$C_t = \text{factor voor een combinatie van bovenstaande factoren op zodanige wijze dat de totale windbelasting als geheel wordt beschouwd}$$

$$C_{eq} = \text{drukvereffeningsfactor}$$

$$\phi = \text{vergrotingsfactor die de dynamische invloed van wind in de windrichting op het bouwwerk in rekening brengt.}$$

De totale formule wordt nu:

$$P_{rep} = C_{dim} * C_{index} * C_{eq} * \phi * P_w$$

2.2.2 Windstroming

De stroming van lucht in onze atmosfeer wordt beïnvloed door drukverschillen. Voor constructies is de wind in de lagere regionen van onze atmosfeer van belang. In deze grenslaag is de wrijving die ontstaat door het aardoppervlak van groot belang. In deze grenslaag ontwikkelt zich een snelheidsprofiel, wat de variatie van de (uur)gemiddelde windsnelheid beschrijft, als een functie van de hoogte boven de grond z.

Het windsnelheidsprofiel kan ook beïnvloed worden door de temperatuurverdeling in de atmosfeer. Deze invloeden mogen verwaarloosd worden bij hoge windsnelheden.

De windbelasting van het merendeel van gebouwen kan statisch of quasistatisch worden behandeld, maar juist bij lichtere en hogere gebouwen worden aëro-elastische en dynamische verschijnselen belangrijker.

Er is een groot verschil tussen windstroming in het vrije veld, en windstroming in de bebouwde omgeving. In het vrije veld kan de wind ongehinderd zijn gang gaan, terwijl in een bebouwde omgeving zoals een stad de wind allerlei obstakels tegenkomt. Deze obstakels kunnen de wind afremmen, maar ook zorgen voor hevige turbulentie, die voor mensen ernstige windhinder oplevert.

2.2.2.1 Componenten windsnelheid

De windsnelheid in een gegeven punt boven het aardoppervlak kan op ieder tijdstip worden beschreven met een snelheidsvector $[v](t)$. Gezien het turbulente karakter van de luchtstroming zullen grootte en richting van $[v](t)$ van moment tot moment sterk kunnen veranderen. Door middel van kentallen $v_x(t)$, $v_y(t)$ en $v_z(t)$, die in een orthonormaal assenstelsel rechtsteeks worden gevonden door ontbinding van $[v](t)$ langs respectievelijk de x-, y- en z-as, zijn grootte en richting volledig bepaald.

De periode waarover de windsnelheid wordt gemiddeld is meestal 1 uur, maar soms ook 10 minuten.

Het assenstelsel wordt zo gekozen dat $v_y(t)$ en $v_z(t)$ 0 zijn. De x-as wordt dus gekozen in de richting van de windsnelheid.

Meestal wordt v gebruikt in plaats van v_x

2.2.2.2 Uurgemiddelde windsnelheid

Aan de hand van gevonden meetresultaten (van meetstations van het KNMI) kunnen een aantal grootheden worden bepaald, die karakteristiek zijn voor grootte van en veranderingen in de optredende windsnelheden. In deze paragraaf zal hier nader op worden ingegaan.

De gemiddelde windsnelheid (in x-richting) op hoogte z is:

$$\langle v \rangle (z) = (u^* / \kappa) * \ln ((z-d) / Z_0) \quad \text{uit [2]}$$

met:

z	=	hoogte boven aardoppervlak
Z_0	=	maat voor terreinruwheid
d	=	verplaatsingshoogte (deze wordt op grotere hoogte verwaarloosbaar)
u^*	=	wrijvingsnelheid (m/s)
κ	=	Von Karman constante = 0,4

Deze uitdrukking voor het snelheidsprofiel beschrijft de windsnelheid redelijk goed voor hoogtes tot 100 à 200 m. Hij wordt ook in de NEN 6702 gebruikt voor de bepaling van de windsnelheid, ze zijn gebaseerd op de extreme uurgemiddelde windsnelheid met een herhalingsstijd van 12,5 jaar. Op grote hoogte is de invloed van de terreinruwheid kleiner dan dicht bij de grond. De waarden van u^* , Z_0 en d zijn afhankelijk van het gebied waar je je bevindt, en of het beschouwde gebied bebouwd of onbebouwd is. In dit onderzoek wordt gekeken naar bebouwde omgeving, in gebied 2 (zie NEN 6702, bijlage A).

De waarden voor u^* , Z_0 en d zijn dan respectievelijk: 2.82, 0.7 en 3.5. (hierbij moet opgemerkt worden dat in stedelijke gebieden de waarde voor Z_0 groter is, in het stadscentrum van Rotterdam zal de waarde van Z_0 rond de 1,5 liggen).

Een andere manier om het snelheidsprofiel te beschrijven is met een (benaderende) exponentiele functie:

$$\langle v \rangle (z) = \langle v \rangle (h_0) * (z / h_0)^\alpha \quad \text{uit [2]}$$

met:

h_0	=	10 m (referentiehoogte)
$\langle v \rangle (h_0)$	=	windsnelheid op 10 m hoogte
α	=	constante afhankelijk van terreinruwheid

In het gebied dat door ons beschouwd wordt is deze α ongeveer 0,31 (uit [2]).

2.2.2.3 Windschommelingen binnen een uur

Tengevolge van het turbulente karakter van de wind kan de grootte van de windsnelheid soms heel sterk variëren. Als maat voor de grootte van deze snelheidsvariëaties wordt gebruik gemaakt van het begrip "turbulentie".

De standaardafwijking van de windsnelheid op hoogte z wordt gedefinieerd als:

$$\sigma_v(z) = \sigma_v(h_0) * ((z-d) / h_0)^\delta \quad \text{uit [2]}$$

met:

$$\begin{aligned} \sigma_v(z) &= \text{standaardafwijking van de windsnelheid op hoogte } z \\ \sigma_v(h_0) &= \text{standaardafwijking van de windsnelheid op } 10 \text{ m.} \\ h_0 &= 10 \text{ m} \\ z &= \text{hoogte boven aardoppervlak} \\ \delta &= \text{terreinafhankelijke coëfficiënt (in ons onderzoeksgebied: 0.12)} \end{aligned}$$

Als we deze waarde delen door de uurgemiddelde windsnelheid, verkrijgen we de "turbulentie intensiteit" oftewel, de turbulentie I .

$$I(z) = \sigma_v(z) / \langle v \rangle(z) \quad \text{uit [2]}$$

Deze $I(z)$ kunnen we ook schrijven als:

$$I(z) = 1 / \ln(z / z_0)$$

Deze turbulentie-intensiteit wordt in de NEN 6702 beschreven door de formule:

$$I(z) = k / \ln((z-d) / z_0) \quad \text{uit [1]}$$

k is in ons onderzoeksgebied 0.9, en als we d verwaarlozen zien we dat de formule alleen op constante k na overeen komt met die uit [2].

Bij toenemende hoogte z neemt $I(z)$ een constante waarde aan. (zie 2.3)

2.2.2.4 Extreme wind binnen een uur, vlaagsnelheid

Gebleden is dat voor tijdsintervallen T , variërend van 10 minuten tot 1 uur, de in dit tijdsinterval optredende maximale snelheid afhangt van de waarde van σ_v . Deze maximale snelheid, meestal aangeduid als vlaag- of pieksnelheid, kan namelijk worden geschreven als:

$$\{v(z)\} = \langle v \rangle(z) + g_t * \sigma_v \quad \text{uit [2 en 11]}$$

$$g_t = \text{vlaagfactor}$$

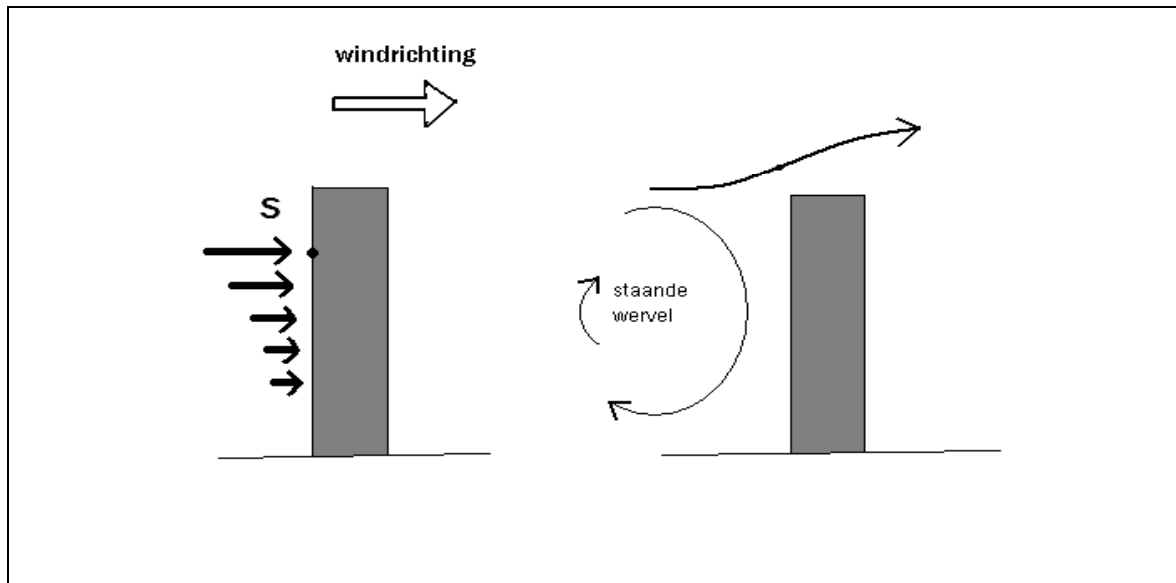
2.2.2.5 Windklimaat in de bebouwde omgeving

Omdat gebouwen vaak bijzondere vormen hebben kan er (meestal) niet met behulp van eenvoudige regels gekeken worden naar de windstroming en windbelasting op deze gebouwen. Van deze bijzonder gevormde gebouwen wordt een maquette gemaakt die in een windtunnel getest wordt. Ook is er geavanceerde computersoftware voorhanden waarmee de stroming gesimuleerd kan worden. Bij eenvoudige vormen zoals rechthoekige (hoge) gebouwen, standaard eengezinswoningen en hallen is het wel mogelijk om zonder de hulp van software of windtunneltesten uitspraken te doen over waar de windbelasting maximaal is, of waar er bijvoorbeeld sterke turbulentie optreedt.

2.2.2.6 Windhinder rondom alleenstaande hoogbouw

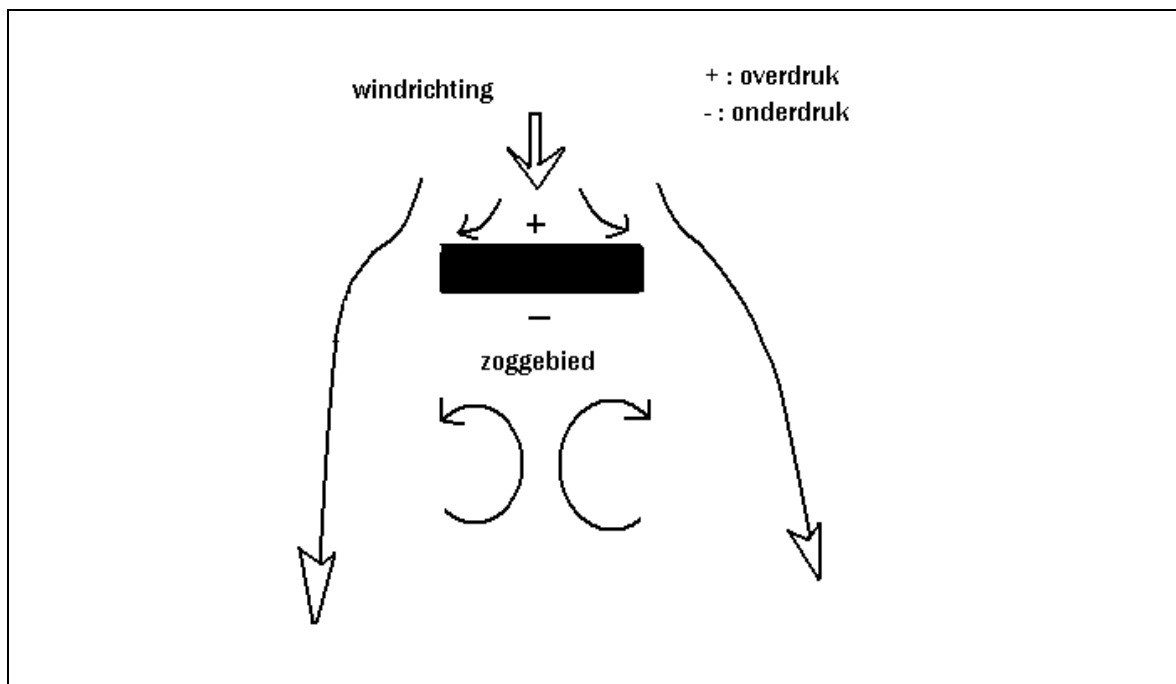
Het stromingsbeeld dat rondom hoge, rechthoekige gebouwmassa's ontstaat bij loodrechte inval van de aanstromende wind op een van de lange gevels, blijkt te worden beheerst door twee druksystemen. Het eerste druksysteem ontstaat op de gevel, die direct door de ongestoorde wind wordt getroffen. Op deze gevel ontstaan "overdrukken", die vanaf maaiveld tot aan het zogenaamde "stuwpunt" S geleidelijk toenemen.

Punt S blijkt te liggen op een hoogte, die overeenkomt met 70 à 80% van de gebouwhoogte (fig 4a). Hierdoor wordt het ombuigen in neerwaartse richting van de aankomende luchtstroming verklaard (fig 4b).



Figuur 2.4a en 2.4b, overdrukken en luchtstroming respectievelijk op en voor de gevel aan loefzijde.

Het tweede druksysteem wordt gevormd door het reeds genoemde gebied met overdruk aan loefzijde van het gebouw en door een gebied met onderdruk aan lijzijde, het zogenaamde "zoggebied". (fig 5)



Figuur 2.5, gebieden met over- en onderdruk en met hoge lichtsnelheden rondom hoge gebouwmassa's

Deze onderdruk wordt hoofdzakelijk veroorzaakt door de hoge snelheden, die direct na het passeren van het gebouw optreden in de over het gebouw heen slaande luchtstroming. De onderdruk neemt toe bij toenemende gebouwhoogte. Ten gevolge van het drukverschil tussen loef- en lijzijde ontstaat om de gebouwhoeken heen een sterke luchtstroming. De reden hiervoor is dat bij scherpe hoeken de stroming altijd loslaat ongeacht de precieze grootte van het gebouw of de windsnelheid.

2.3 Resultaten en uitgangspunt vooronderzoek

2.3.1 Resultaten

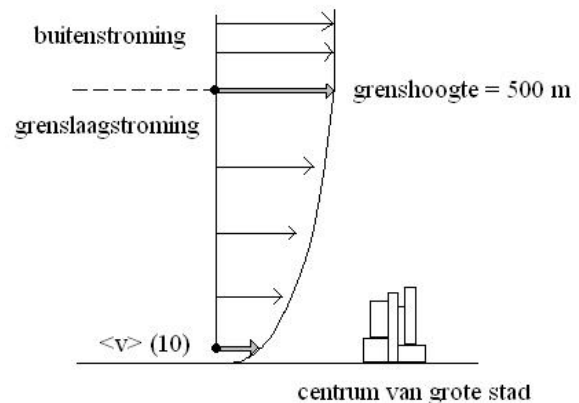
In vooronderzoek a wordt aangenomen dat de gemiddelde windsnelheid in een superstorm op 10 m en 2000 m hoogte respectievelijk 30 en 50 m/s is. ($v_{10} = 0.6 \times v_{2000}$). We zijn niet alleen geïnteresseerd in deze twee waarden, maar willen eigenlijk op elke hoogte iets kunnen zeggen over de windsnelheid.

Als we proberen om met de vergelijking: $\langle v \rangle (z) = \langle v \rangle (h_0) * (z / h_0)^\alpha$ iets te zeggen over dit snelheidsprofiel, en bijvoorbeeld de windsnelheid op 150 m hoogte zien we dat er iets niet klopt.

$$\langle v \rangle (z) = 30 * (150 / 10)^{0,31} = 69,5 \text{ m / s.}$$

Dit is hoger dan de windsnelheid op 2000 m hoogte, en aangezien een windsnelheidsprofiel altijd vanaf het aardoppervlak oploopt tot aan zijn grootste waarde ter hoogte van de scheiding tussen de grenslaag en de buitenstroming (voor een centrum van een grote stad ligt deze scheiding op ongeveer 500 m $\rightarrow$ [11]), zien we dat dit niet klopt. Er kan dus niet met de gangbare exponentiele benadering gewerkt worden voor een superstorm.

Ter vergelijking zien we dat deze benadering wel klopt als we hem gebruiken voor de windsnelheden zoals berekend in de NEN 6702.



Figuur 2.6, grenslaagströmung t.p.v. grote stad

$$z = 10 \text{ m} \rightarrow \langle v \rangle (10) = 2,5 * 2,82 * \ln((10 - 3,5) / 0,7) = 15,7 \text{ m / s}$$

$$z = 150 \text{ m} \rightarrow \langle v \rangle (150) = 2,5 * 2,82 * \ln((150 - 3,5) / 0,7) = 37,67 \text{ m / s}$$

Met de benadering: $\langle v \rangle (z) = 15,7 * (150 / 10)^{0,31} = 36,34 \rightarrow$ komt redelijk goed overeen met 37,67 m/s.

De reden waarom het exponentielle snelheidsprofiel nicht voldoet bij bovenstaande waarden für einen Superstorm ist, dass die Regel $v_{10} = 0.6 \times v_{2000}$, die aus dem onderzoek van meneer van den Brink kommt, gültig ist über dem Meer, und nicht über dem untersuchungsgebiet. (althans, in het proefschrift wordt geen regel van deze aard gegeven über dem bebouwd gebied). Dit gegeven is in een later stadium van het project ontdekt. Die vuistregel ($v_{10} = 0,6 \times v_{2000}$) ist dus nicht bruikbaar. Dass die vuistregel wel klopt über dem Meer folgt aus der folgenden vergelijking: wir füllen für α die waarde über dem Meer in: $\alpha = 0,11 \rightarrow 50 \text{ m/s} = \langle v \rangle (h_0) * (2000 / 10)^\alpha \rightarrow \langle v \rangle (h_0) = 27,9 \text{ m/s}$, das klopt dus redelijk mit der vuistregel, waarbij die windsnelheid auf 10 m ongeveer 30 m/s ist.

Wir schauen wir nun opnieuw nach dem betrachteten stadtzentrum, aber lassen daarbij die vuistregel los, und berechnen mit dem exponentiellen snelheidsprofiel die windsnelheid auf 10 m hoogte. Wir gehen ervan aus, dass die snelheid auf 2 km über dem Meer und über dem land hetzelfde ist. Für α füllen wir wieder 0,31 in. $50 \text{ m/s} = \langle v \rangle (h_0) * (2000 / 10)^\alpha \rightarrow \langle v \rangle (h_0) = 9,7 \text{ m/s}$, das ist ongeveer 38 % geringer als die waarde aus der NEN 6702. Als wir annehmen, dass die windsnelheid in der buitenstroming (fig. 2.6) constant ist, können wir sagen, dass auch auf 500 m die windsnelheid 50 m/s ist. Mit der exponentiellen benadering geeft das für $\langle v \rangle (h_0)$: 14,9 m/s. Das ist praktisch hetzelfde als die waarde aus der NEN 6702. Hieronder werden in tabelvorm die waarden für die windsnelheid in einem Superstorm volgens der exponentiellen benadering gegeben, und tevens die waarde aus der NEN 6702.

z: hoogte boven aardopp. (in m)	$\langle v \rangle (z) \rightarrow$ NEN 6702	$\langle v \rangle (z) \rightarrow$ superstorm (exp. ben.)
10	15,7 m/s	14,9 m/s
20	22,3	18,5
50	29,6	24,5
70	32,1	27,2
100	34,7	30,4
120	36,1	32,2
150	37,7	34,5

Tabel 2.1, vergelijking windsnelheden

We zien nu een zeer opmerkelijk feit: de waarden voor de windsnelheid uit de NEN 6702 die momenteel in Nederland worden gebruikt als ontwerpwaarden, liggen hoger dan de waarden voor windsnelheid uit de zogenaamde 'superstorm'. Als we ervan uitgaan dat de turbulentie intensiteit bij beide reeksen waarden hetzelfde is zal dus ook de vlaagsnelheid bij de huidig gebruikte NEN waarden hoger liggen. Deze laatste aanname mogen we doen aangezien de turbulie intensiteit niet afhankelijk is van de windsnelheid maar slechts van de hoogte boven het aardoppervlak en de terreingesteldheid.

2.3.2 Uitgangspunt

Om te onderzoeken wat er zou gebeuren mocht de windbelasting wel aanzienlijk groter worden ten opzichte van de waarden uit de NEN 6702 is er gekozen om de procentuele stijging van de windsnelheid met een herhalingsstijd van 10000 jaar, te projecteren op de waarden voor de stuwdruk uit de NEN 6702. Zoals in de inleiding gezegd werd was de windsnelheid met een herhalingsstijd van 10000 jaar 170 km / h. In de superstorm situatie zou dit 200 km /h worden. De stijging is: let op, kwadratisch voor stuwdruk $\rightarrow 200^2 / 170^2 = 1,38 \rightarrow$ dus een stijging van 38%.

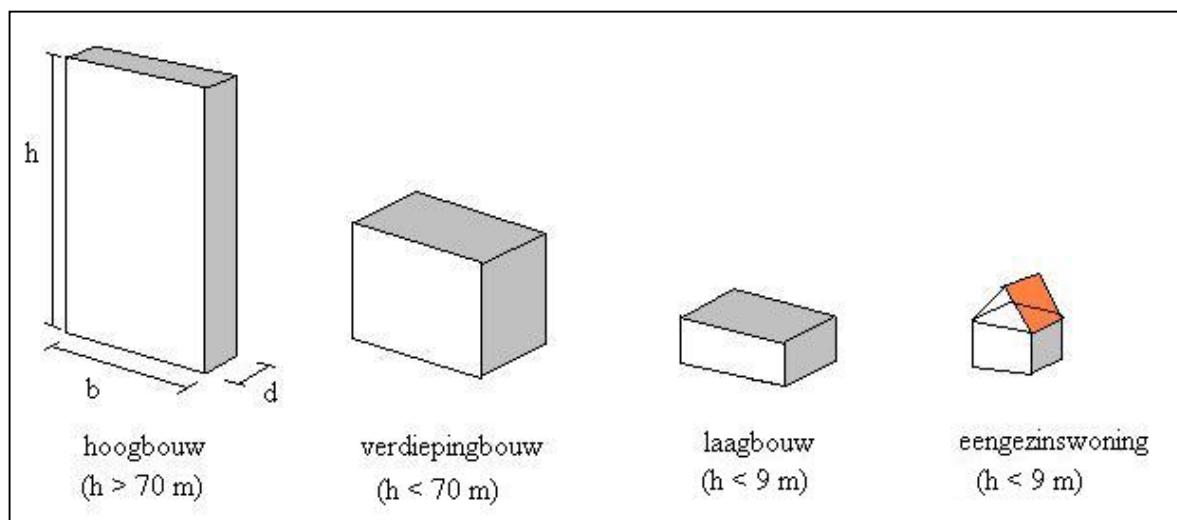
In het vervolg van dit onderzoek is er dus van uitgegaan dat tijdens een superstorm de waarde voor de stuwdruk met 38% zou toenemen ten opzichte van de waarden uit tabel A1 uit de NEN 6702.

3. Deelonderzoeken A & B

In dit hoofdstuk worden twee deelonderzoeken uitgewerkt. Ten eerste wordt onderzocht wat de constructieve gevolgen van een superstorm zijn op een hoogbouw constructie, vergeleken met de gevolgen van een 'normale' storm. Dit is deelonderzoek A. Niet elk subonderzoek dat in de startnotitie genoemd werd, is even interessant voor alle gebouwen. De uitwijking aan de top, de eigentrilling of de invloed op de draagconstructie en fundering zijn vooral interessant om te onderzoeken bij hoogbouw en verdiepingbouw. Bij eengezinswoningen en laagbouw is dit niet interessant omdat de wind daar (< 9 meter hoogte) een te kleine waarde heeft om grote invloed op deze vlakken te hebben.

Wat wel interessant is om te onderzoeken bij eengezinswoningen, is de invloed op de afbouwconstructies, en dan met name de daken (deelonderzoek B). Wat men namelijk vaak ziet bij hevige stormen en extreme windvlagen zijn daken die van huizen worden afgerukt doordat de zuiging zeer grote waarden aanneemt. Een typisch Nederlands huis met een schuin dak met dakpannen is een mooi voorbeeld om te onderzoeken.

Omdat windstroming rond bijzonder gevormde gebouwen niet eenvoudig te beschrijven is, zal in dit onderzoek alleen naar basisvormen gekeken worden. Van deze basisvormen is globaal bekend hoe de windstroming verloopt, en wat dit voor effecten heeft. Bij hoogbouw en verdiepingbouw denken we aan een rechthoekig blok met respectievelijk grote, en middelgrote hoogte. Bij laagbouw iets soortgelijks, maar dan met een hoogte ≤ 9 m. De basisvorm die voor eengezinswoningen gebruikt zal worden is een kubus met een schuin dak erop.



Figuur 3.1, basisvormen

In feite is natuurlijk alles interessant om te onderzoeken, maar om het onderzoek binnen de perken te houden wordt er een selectie gemaakt. In deze selectie wordt gekeken naar het type gebouw, en welk(e) subonderzoek(en) daar het interessantst voor zijn om uit te voeren. Verdieping- en laagbouw worden niet behandeld.

Selectie:

- hoogbouw: draagconstructie, stabiliteit, uitwijking, trilling / versnelling.
- eengezinswoningen: dak (afbouw).

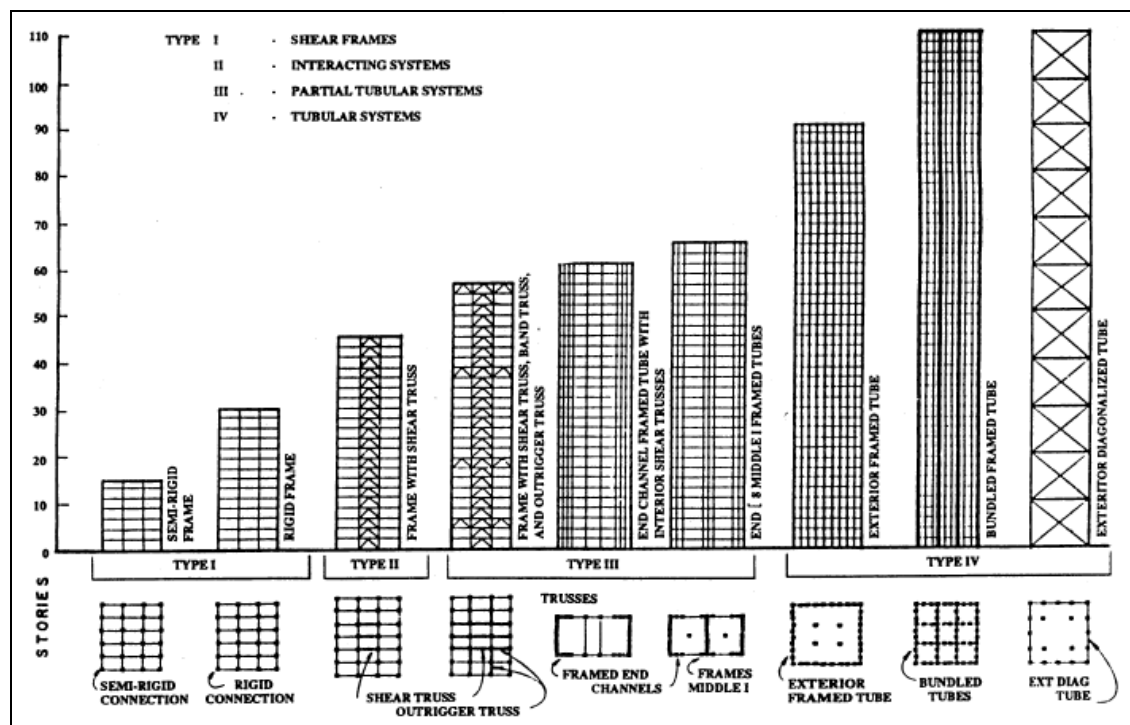
3.1 Deelonderzoek A: Hoogbouw

3.1.1 Inleiding

In de inleiding van dit hoofdstuk werd al gezegd welke subonderzoeken er bij welke gebouwen gedaan zijn. In het eerste onderdeel van dit deelonderzoek wordt er gekeken naar een hoog gebouw dat belast wordt tijdens een superstorm. De eerste berekeningen worden gebaseerd op de waarden voor de extreme stuwdruk uit de NEN 6702 en 38% hogere waarden die bij een superstorm optreden. De windbelasting van het merendeel van gebouwen kan statisch of quasistatisch worden behandeld, maar juist bij lichtere en hogere gebouwen worden aëro-elastische en dynamische verschijnselen belangrijker.

Er wordt gekeken naar een model, dus geen praktijkvoorbeeld. Van dit model zal er naar de uitwijking, stabiliteit, de draagconstructie en eventueel nog de trilling gekeken worden.

In de hedendaagse bouw kennen we diverse typen draagconstructies voor hoogbouw:



Figuur 3.2, typen draagconstructies voor hoogbouw

Op de verticale as staat het aantal verdiepingen, op de horizontale as het soort draagconstructie.

Wat bij gebouwen opvalt, is dat naarmate een gebouw hoger wordt, de windbelasting een steeds belangrijkere factor wordt. Bij laagbouw en verdiepingbouw wordt de draagconstructie ontworpen om zichzelf staande te houden, en wordt vervolgens gecontroleerd of de constructie ook voldoende weerstand tegen windbelasting biedt.

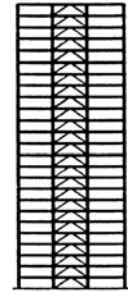
Met het oog op de zwaartekracht neemt het gewicht van een hoogbouw constructie ongeveer lineair toe met de hoogte. (per verdieping). De hoeveelheid materiaal die nodig is om windbelasting te weerstaan neemt daarentegen met grote snelheid toe naarmate het aantal verdiepingen groter wordt. Wat hiermee gezegd wordt, is dat naarmate gebouwen hoger worden de windbelasting maatgevend wordt voor de keuze en het ontwerp van de draagconstructie. De meest efficiënte constructie is die waarin de toename van spanning door windbelasting bovenop de spanning door het eigen gewicht, niet meer dan 33% van de eigen gewicht spanning is.

3.1.2 Algemene analyse onderzoeksobject

Ons onderzoeksobject is een gebouw van $h = 120$ m hoog. Ervan uitgaande dat één verdieping een constructiehoogte van 3 m heeft, betekend dit dat ons gebouw 40 verdiepingen heeft. De breedte b is 20 m, de diepte d 12 m. Als we naar figuur kijken zien we dat ons gebouw van het type II is. De draagconstructie die daarvoor gangbaar is, is een zogenaamde "frame with shear truss".

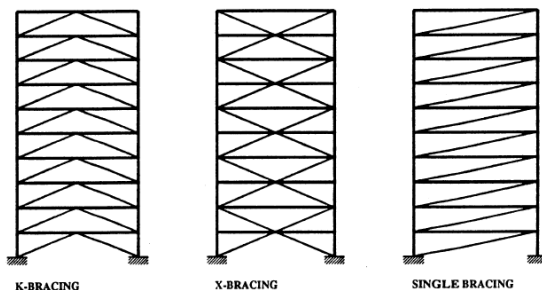
Letterlijk vertaald in het Nederlands is dit een raamwerk met afschuifvakwerk.

De werking van de draagconstructie van dit type berust op de samenwerking tussen het raamwerk en het afschuifvakwerk (zie figuur 3.3). Het raamwerk bestaat uit liggers en kolommen (tussen de liggers worden verdiepingsvloeren gestort). De afdracht van windbelasting geschiedt door de afdracht van de externe kracht via de gevelpanelen naar de vloeren, die de kracht weer afdragen aan de stijve kern, het afschuifvakwerk. Dit vakwerk wordt dan ook door een moment en op dwarskracht (shear) belast. Het moment uit de externe (wind) belasting wordt opgenomen door de kolommen die op de fundering rusten. Deze worden tevens op normaalkracht belast, door het eigen gewicht van de constructie.

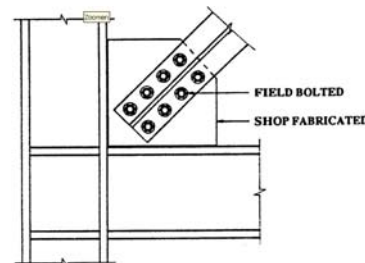


Figuur 3.3
afschuifvakwerk met raamwerk

De shear truss kan op de volgende wijzen worden uitgevoerd:



Figuur 3.4, typen "bracing"



Figuur 3.5, verbinding K-bracing

In ons onderzoeksobject wordt voor de linker oplossing, de zogenaamde "K-bracing" gekozen. Een gangbare manier om de diagonale staaf aan te sluiten op de horizontale wordt in figuur 3.5 gegeven.

Onderzocht zal worden of deze verbinding ook sterk genoeg is om de belasting te weerstaan die tijdens een superstorm optreedt.

De volgende zaken zijn van toepassing op de startvariant van dit type gebouw:

- De stijve kern bestaat uit een shear truss:
vier verticale vakwerken die samen een koker vormen, over de gehele hoogte van het gebouw. Deze kern bevindt zich precies in het midden van het gebouw.
- Het raamwerk wordt gebruikt om de zwaartekracht te weerstaan; het draagt het eigen gewicht van het gebouw. De shear truss is voornamelijk bedoeld om de windbelasting op te vangen en af te dragen naar de fundering.
- Onze doorsnede is symmetrisch en de werklijn van de resultante R_{tot} van de windbelasting ligt in het symmetrievlak. Hierdoor ontstaat er geen wringing. Het dwarskrachtencentrum valt hier samen met het normaalkrachtencentrum. Hierbij wordt opgemerkt dat een wringend moment wel op zou kunnen treden in een symmetrisch geval als dit, maar dan doordat de wind op gevels met verschillende ruwheid werkt. In ons onderzoeksobject zijn de gevels perfect glad, dus laatstgenoemde is hier niet van toepassing.
- De verdiepingsvloeren werken als horizontale platen die de externe windlast naar de shear truss afdragen. We gaan ervan uit dat de vloeren relatief diep zijn, en geen grote gaten bevatten, wat impliceert dat ze (in hun vlak) oneindig stijf zijn.
- In een gebouw als dit mag men ervan uit gaan dat de dwarskracht die ontstaat door de wind volledig wordt opgenomen door de kern. Dit omdat de stijfheid van de kern veel groter is dan de zijdelingse stijfheid van het raamwerk

3.1.3 Technische analyse onderzoeksobject

De technische analyse van dit bouwwerk zal uit drie delen bestaan:

1. bepaling belasting
2. een ontwerpdracht waarin een definitieve keuze voor de draagconstructie gemaakt wordt, en minimale afmetingen van enkele belangrijke elementen bepaald worden.
3. constructieve gevolgen van een superstorm op het gebouw, zoals de uitwijking aan de top (sway), het verschil in uitwijking tussen twee verdiepingen (drift), de stabiliteit, en, zeker zo belangrijk, het dynamische gedrag van het gebouw.

De werkwijze is als volgt: aan de hand van de NEN 6702 worden de belastingen bepaald (1). Aan de hand van deze belastingen wordt (globaal) de draagconstructie van een fictief gebouw ontworpen (2). Vervolgens wordt gekeken of de draagconstructie van dit gebouw bestand is tegen de belasting die ontstaat tijdens een superstorm (3).

3.1.3.1 Bepaling belasting

Er worden een aantal zaken vereenvoudigd voor de berekening:

- de windbelasting verloopt lineair (zie figuur 3.6) vanaf het aardoppervlak tot aan de top van het gebouw. De waarde aan het grondvlak is 0,54 kN/m² (NEN 6702, tabel A1)
- de windbelasting in de breedte- en diepterichting wordt als constant beschouwd (zie figuur 3.7)
- de gevel is perfect glad, er zijn geen oneffenheden die van invloed zijn op de windstroming.
- er wordt geen rekening gehouden met krachten door windwrijving. (gladde gevel)
- er wordt geen rekening gehouden met schommelingen van de windsnelheid in de tijd, er wordt gekeken naar het effect van een windvlaag waarin de snelheid maximaal is.
- alle coëfficiënten in de formule voor Prep behalve Cp worden voor het gemak even vergeten, er wordt dus gewerkt met $Prep = P_w * C_p$

In de huidige situatie in Nederland worden gebouwen ontworpen en getoetst aan de hand van regels en richtlijnen die in de NEN serie terug te vinden zijn. De waarde voor de extreme stuwdruk op gebouwen is in de NEN 6702 (tabel A1) te vinden, als functie van de hoogte. De waarde die berekend wordt is gedefinieerd als die waarde (voor de belasting), die gemiddeld eens in de 50 jaar wordt overschreden (wat de gemiddelde levensduur van een gebouw in Nederland is).

Er wordt verder ook nog onderscheid gemaakt in waar je je in Nederland bevindt, en of het beschouwde gebied bebouwd of onbebouwd is. Voor een hoog, slank gebouw gaan we ervan uit dat we in de randstad zitten, bijvoorbeeld in Rotterdam.

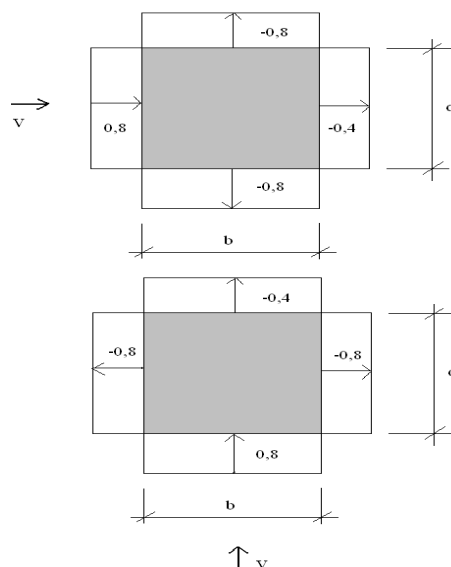
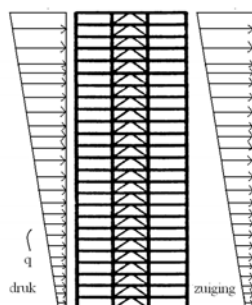
In hoofdstuk 2 kwam reeds naar voren dat een gebouw dat belast wordt door wind, aan de loefzijde belasting in de vorm van stuwdruk ondervindt en aan de lijzijde door zuiging. Deze stuwdruk en zuiging kunnen berekend worden door de algemene uitdrukking voor de druk uit te breiden met coëfficiënt Cpe. In ons onderzoeksobject, een slank gebouw ($h \gg b$), zijn aannemelijke waarden voor deze Cp:

Druk aan loefzijde: $C_p = 0,8$

Zuiging aan lijzijde: $C_p = -0,4$

Voor de belasting op ons object geeft dit de volgende plaatjes:

*Figuur 3.6,
lineair
oplopende druk
en zuiging*



Figuur 3.7, windbelasting met constante coëfficiënten

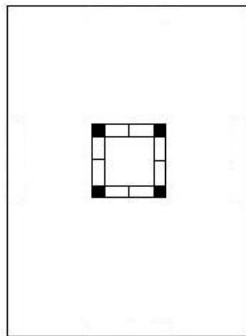
Zoals in hoofdstuk 2 werd gezegd is de extreme waarde voor de stuwdruk te vinden in de NEN 6702. Aangenomen werd dat de windbelasting lineair verloopt vanaf het grondvlak tot aan de top van het gebouw. (fig3.6) De waarde aan de grond is volgens [1] 0,54 kN/m², en op 120 m hoogte 1,77 kN/m²

De resultante kracht R_{tot} op de gevel is 3340 kN, de arm a tot aan het grondvlak is 70,65 m. (zie bijlage A1)

3.1.3.2 Ontwerp

In deze paragraaf wordt de draagconstructie van ons fictieve gebouw ontworpen, en worden een aantal belangrijke elementen gedimensioneerd. Gedane berekingen worden in bijlage A vermeld. Dit om het hoofdverslag overzichtelijk te houden.

Startalternatief



Ons startalternatief is het raamwerk met de stijve kokerkern. (figuur 3.8) Om te bepalen of dit alternatief kan voldoen wordt er een stijfheidsberekening gedaan. (Zie bijlage A2).

De minimaal benodigde buigstijfheid is:

In de huidige situatie: 2982000 MNm²

Dit betekent dat het traagheidsmoment I_{min} minimaal 14,2 m⁴ moet zijn.

De stijfheidsberekening laat zien dat de minimaal benodigde doorsnede A_{min} van de kolommen 887500 mm² is.

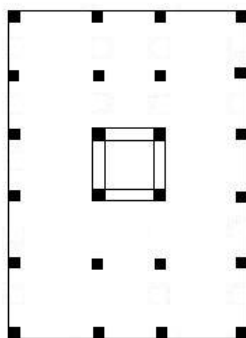
Figuur 3.8, vakwerkkokerkern

Uit de berekening blijkt dat het met deze kernconstructie (met 4 meewerkende kolommen in de stijfheidsberekening) feitelijk wel mogelijk is om de minimale stijfheid te realiseren, maar er zouden dan dermate grote profielen nodig zijn dat er veel vrije ruimte in de kern verloren gaat, puur aan ruimte om de kolommen te plaatsen. Functioneel is deze optie dus niet de beste.

Er wordt gekeken naar alternatieven.

Alternatief 2

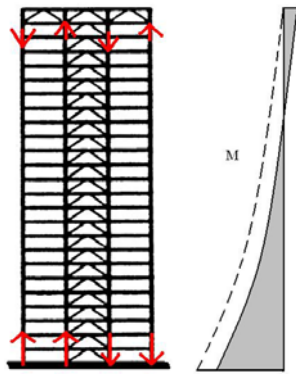
Duidelijk is dat het startalternatief niet voldoet en er wordt onderzocht welke draagconstructie dan wel zal voldoen. De stijfheid van het gebouw dient een grote waarde aan te nemen, wil de uitwijking binnen de perken blijven. Voor het oude systeem waarin de vakwerkkoker als stijve kern fungeerde wordt een alternatief gegeven:



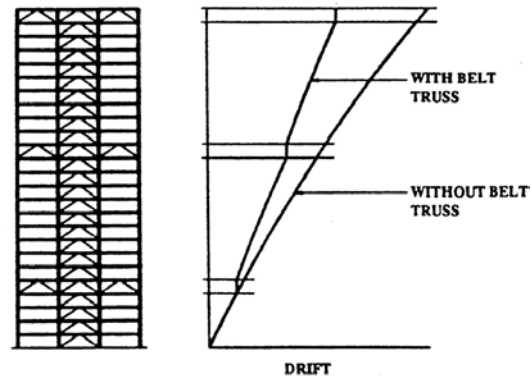
Figuur 3.9, stalen kolommen

Bij dit alternatief, de stalen kolommen, worden niet alleen de kolommen uit de stijve kern meegenomen in de stijfheidsberekening, maar ook de gevelkolommen van het raamwerk. Er dient opgemerkt te worden dat als deze kolommen willen bijdragen aan de totale stijfheid, er aan de top van het gebouw een zogenaamde "belt truss" gemaakt moet worden, die via zogenaamde "outrigger arms" aan de kern verbonden wordt. (zie figuur 3.10 en 3.11) De stijve kokerkern blijft dus gehandhaafd, ook om de dwarskracht af te dragen naar de fundering.

De belt truss zorgt ervoor, dat bij een uitwijking van het gebouw de gevelkolommen worden betrokken bij de afdracht van de windbelasting. Het zorgt voor een aanzienlijke vergroting van de totale stijfheid en dus een grotere weerstand tegen windbelasting. In ons gebouw zal één belt truss op de bovenste verdieping waarschijnlijk voldoende zijn (in dit geval heet de belt truss een "head structure"). Doordat deze hele verdieping als een soort schijf werkt worden de kolommen die er aan vast zitten op normaalkracht belast. Aan de linkerkant van de neutrale lijn zal er trekkracht in de kolommen ontstaan, aan de rechterkant drukkracht. (zie bijlage voor n.l.).



Figuur 3.10



Figuur 3.11

Bovenstaande afbeeldingen laten zien dat door dit nieuwe constructiesysteem een reductie van het moment in de fundering bewerkstelligd kan worden. Ook worden de verplaatsing van het gebouw gereduceerd. De afname van het moment in de fundering is van de orde 30 à 40%. [3] Een aanzienlijke vermindering dus. (in de figuur is de stippenlijn de momentenlijn voor een ingeklemde kokerkern met vrij uiteinde, de volle lijn is de M-lijn voor de ingeklemde kern met head structure).

De stijfheidsberekeningen (bijlage A2) laten zien dat de minimaal benodigde buigstijfheid 2688000 MNm² is. Dit betekent dat het traagheidsmoment $I_{\min}$ minimaal $12,8 \text{ m}^4 = 1,28 \cdot E I_3 \text{ mm}^4$ moet zijn.

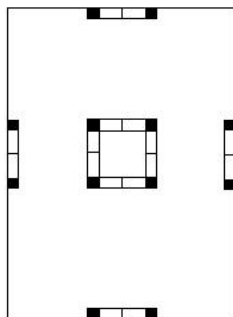
Mocht dit constructietype worden toegepast dienen de kolommen een minimale doorsnede $A_{\min}$ van 26667 mm^2 te hebben. Deze doorsnede is relatief klein en kan bijvoorbeeld met een kokerprofiel 400×400 , $t = 20$ ($A = 300 \cdot E02$) gerealiseerd worden. Dit profiel zou dan wel aan de stijfheidseis voldoen, maar bezwijken onder het eigen gewicht van de constructie. (zie bijlage A4)

Uit de berekeningen kan geconcludeerd worden dat de belt truss met outrigger arms constructie niet nodig is. Bij deze constructie worden alle gevelkolommen meegenomen in de stijfheidsberekening. Bij een relatief klein profiel wordt op deze manier al een grote stijfheid gevonden. We kijken nu terug naar het startalternatief, en doen daarin een aanpassing die zorgt voor een grotere stijfheid.

Alternatief 3

De keuze voor ons derde alternatief is nu iets makkelijker geworden. Om de benodigde stijfheid te bereiken moeten een aantal gevelkolommen meedoen in de berekening. Dit omdat hun afstand tot de neutrale lijn het grootst is. In alternatief 2 bleek dat door het betrekken van alle gevelkolommen een stijfheid gevonden werd die erg groot was, niet alle gevelkolommen hoeven dus betrokken te worden in de stijfheid.

Gekozen wordt om het startalternatief uit te breiden door op elk van de vier gevels een aan de voet ingeklemde shear truss aan te brengen. Dit ziet er als volgt uit:



In dit alternatief worden de kolommen uit de kern en van de vakwerken langs de gevels meegenomen in de stijfheidsberekening. Door de grote afstand van de gevelkolommen tot aan de neutrale lijn zal hier ook een aanzienlijke buigstijfheid gerealiseerd worden.

De dwarskracht wordt nu afgedragen door de kern en door de gevelvakwerken. Ook het moment aan het grondvlak kan nu door meerdere kolommen opgevangen worden.

Deze constructie kan weer gemodelleerd worden als een eenzijdig ingeklemde ligger met vrij uiteinde, van uniforme buigstijfheid, onder invloed van een constante (wind)belasting q .

Figuur 3.12, vakwerkkern en gevelvakwerken

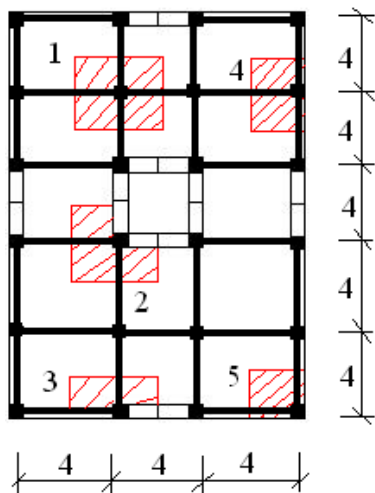
De minimaal benodigde buigstijfheid is net als bij het startalternatief 2982000 MNm² (zie bijlage A2) Dit betekent dat het traagheidsmoment $I_{\min}$ minimaal $14,2 \text{ m}^4 = 1,42 \cdot E I_3 \text{ mm}^4$ moet zijn.

De stijfheidsberekening laat zien dat de minimaal benodigde doorsnede A_{min} van de kolommen 80682 mm² is. Mocht er gekozen worden voor alternatief 2, worden de profielen gedimensioneerd op de drukkracht, aangezien deze een grotere doorsnede vereist dan de stijfheid. De minimaal benodigde doorsnede is dan $511 * E02 \text{ mm}^2$ (bijlage A4), en dus worden de profielen hierop afgestemd. Als men vervolgens nog wat grotere profielen zou kiezen ($807 * E02 \text{ mm}^2$) wordt er dus sowieso aan de sterkte-eis voldaan, en is de constructie ook voldoende stijf. Er hoeven dan geen belt truss en outrigger arms gemaakt te worden, wat toch zeer bewerkelijk is.

De keuze valt dus op alternatief 3.

Kolombelasting

De kolommen die op de fundering rusten worden niet allemaal gelijk belast. De kolommen van het raamwerk dragen alleen de constructie, terwijl de kolommen van de kern en de gevelvakwerken het moment door de windbelasting moeten opnemen (door trek of druk) én een gedeelte van het gewicht van de constructie moeten dragen. In onderstaande figuur is gearceerd welke kolommen welk gedeelte van de constructie dragen.



Het raamwerk van de constructie bestaat uit kolommen en liggers. Tussen deze liggers wordt een staalplaat – betonvloer gelegd. De dikte van de vloer(platen) is 180 mm.

Wat in de figuur te zien is, is dat de de kolommen (1) die centraal tussen de kern en korte gevels liggen een vloeroppervlak van $4 \times 4 \text{ m}^2$ moeten dragen. Tevens dragen ze het gewicht van de liggers waarop de vloer ligt, en het gewicht van de kolommen die boven de beschouwde kolom liggen. Te zien is ook, dat de kolommen (2, 3) van de kokerkern en de gevelvakwerken naast de windbelasting ook een gedeelte van dit vloeroppervlak moeten dragen. In bijlage A3 is berekend hoeveel dit per kolom op de begane grond is.

Kolommen 4 en 5 dragen respectievelijk de helft en een kwart van het vloergewicht dat kolom 1 draagt.

Voor de berekeningen: zie bijlage A3.

Figuur 3.13, vloeroppervlak

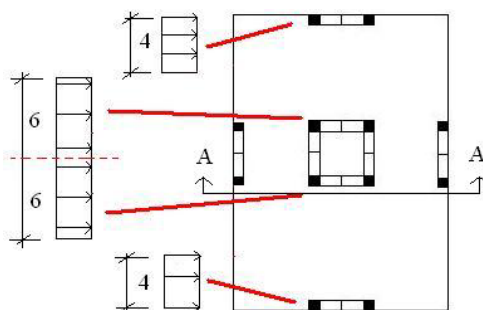
Kracht in kolommen door eigen gewicht:

Kolommen 1: 4770 kN
 Kolommen 2: 3800 kN
 Kolommen 3: 2950 kN
 Kolommen 4: 3000 kN
 Kolommen 5: 2090 kN

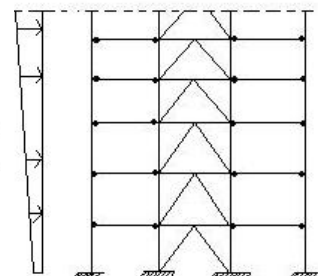
Om te kunnen bepalen hoe groot de totale kracht is die in kolommen 2 en 3 zit, moet de invloed van de windbelasting in deze kolommen berekend worden. Dit is met behulp van het raamwerkprogramma Dr. Frame gedaan.

In de raamwerkberekening is de windbelasting opgesplitst in vier delen, die qua lengte in breedte richting corresponderen met het gevelvlak dat elk van de vier verticale vakwerken beïnvloedt. (figuur 3.13)

Te zien is dat de vakwerken in de kern het het zwaarst te verduren krijgen met $6 * 120 = 720 \text{ m}^2$ geveloppervlak. Figuur.. laat zien hoe de constructie in Dr. Frame gemodelleerd is.



Figuur 3.14, aandeel windlast



Figuur 3.15, doorsnede A-A'

De q-last die op het raamwerk uit figuur 3.14 is gezet is van de grootte: aan de top: $(0,8 + 0,4) * 1,77 * 6 =$

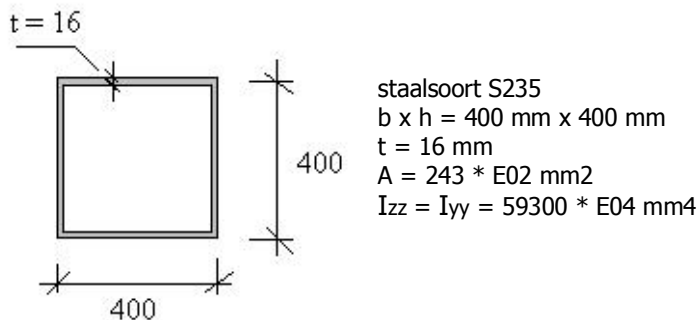
12,74 kN / m. Ter hoogte van het grondvlak: $(0,8 + 0,4) * 0,54 * 6 = \underline{3,89 \text{ kN / m}}$. (0,8 en 0,4 zijn de coëfficiënten voor druk en zuiging, zie ook 3.1 en bijlage A1)

Uit de raamwerkberekening (bijlage A4) blijkt dat de grootte van de axiale kracht in de kolommen op het grondvlak ten gevolge van de windbelasting maximaal 7825 kN is. Deze (druk)kracht zit in de vakwerkkolom op de oostgevel. De kracht in de kolom op de westgevel is ten gevolge van de windbelasting een trekkracht. Uit het eigen gewicht ontstaat in de kolom een drukkracht. Op deze westgevel is de drukkracht kleiner dan de trekkracht door de windbelasting, dus blijft er een trekkracht over. In de vakwerkkernkolom die aan de westkant ligt, zit ten gevolge van de windbelasting ook een trekkracht, maar door de grotere drukkracht uit het eigen gewicht is de resulterende axiale kolomkracht een drukkracht. (zie bijlage C) Voor de dimensionering van de kolommen die onderdeel uitmaken van de stijve vakwerken, en tevens een gedeelte van het eigen gewicht van het gebouw moeten dragen, wordt gerekend met de drukkracht van 7825 kN.

Dimensionering kolommen 1, 4 en 5

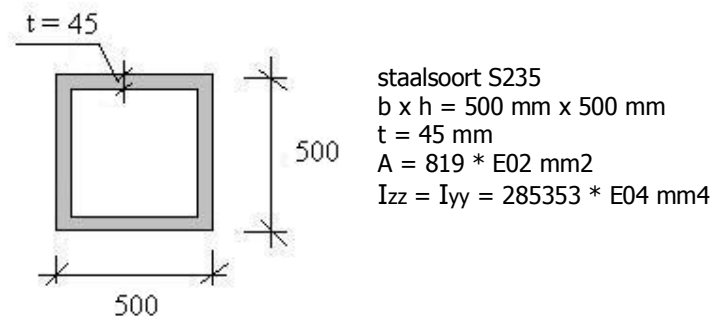
De dimensies van deze kolommen worden bepaald aan de hand van de belasting van de zwaarst belaste kolom. Dit zijn kolommen 1. Alle kolommen op het grondvlak, die niet bijdragen aan de stijfheid en aan de opname van dwarskracht en moment, zullen op deze belastinggrootte (4770 kN) gedimensioneerd worden.

In bijlage A3 zijn de berekeningen gegeven die leiden tot de onderstaande afmetingen voor deze kolommen. Voor de kolommen in ons raamwerk die oppervlakken 1, 4 of 5 dragen, worden kolommen toegepast met een kokerprofiel met:

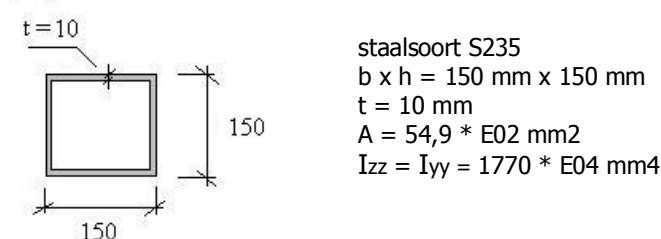


Dimensionering kolommen 2 en 3

Zoals gezegd bestaat de kolombelasting van kolommen 2 en 3 uit twee delen: een component uit het eigen gewicht, en een component uit de windbelasting. De kolommen uit de kern – en gevelvakwerken worden allen op een drukkracht van $4875 + 2950 = 7825 \text{ kN}$ gedimensioneerd. (zie bijlage A4 voor de complete berekening). Uit deze berekeningen bleek uiteindelijk dat de stijfheidseis maatgevend was. Het profiel is dan ook gedimensioneerd om te voldoen aan de eis dat de uitwijking aan de top niet meer dan 240 mm mag zijn.



Dimensionering vakwerkdagonalen (Zie bijlage A4 voor de berekening.)



3.1.3.3 Constructieve gevolgen

In deze paragraaf wordt onderzocht of onze fictieve constructie bestand is tegen de extreme windbelasting tijdens een superstorm.

Zoals in hoofdstuk 2 werd gezegd ligt de waarde voor extreme stuwdruk tijdens een superstorm 38% hoger dan de waarde voor extreme stuwdruk in de huidige situatie. [1, tabel A1]

Er zullen dus nieuwe waarden voor de windbelasting berekend worden en aan de hand van deze nieuwe waarden zal bekeken worden of de eerder bepaalde profielen nog steeds voldoen.

Het eigen gewicht van de constructie verandert niet, dus deze waarden kunnen uit de ontwerpfase gehaald worden. De waarden voor de stuwdruk nemen met 38% toe. Dit betekent dat de stuwdruk:

- aan de top van de constructie toeneemt van 12,74 tot 17,58 kN / 6 meter breedte (zie figuur 3.14)
- ter hoogte van het grondvlak toeneemt van 3,89 tot 5,37 kN / 6 meter breedte

Het windbelastingverloop blijft, net als in de 'normale' situatie, lineair toenemen vanaf het grondvlak tot aan de top.

3.1.3.3.1 Vakwerkkolommen en diagonalen

Vakwerkkolommen

38% grotere stuwdruk betekent een 38% grotere kracht in de kolommen. Als we de gedimensioneerde kolom uit de vorige paragraaf bekijken zien we dat deze een capaciteit heeft van $235 * 819 * E02 = 19,25 \text{ MN}$.

De nieuwe belasting heeft een grootte van: $2950 + (1,38 * 4875) = 9677,5 \text{ kN} = 9,68 \text{ MN}$.

Met de belastingfactoren wordt dit: $(1,2 * 2950) + (1,5 * 1,38 * 4875) = 13631 \text{ kN} = 13,63 \text{ MN}$.

De unity check: $N / \chi * N_{pl;d} \leq 1$, laat zien $\rightarrow 13,63 / 1,0 * 19,25 = 0,71 < 1$, dus voldoet.

De belasting tijdens een superstorm neemt in ons geval dus niet genoeg toe om de kolommen op druk te laten bezwijken. Dit is ook logisch als men in ogenschouw neemt dat de doorsnede van de kolom 60% ($81900 / 51100$) groter is - dan nodig voor de opname van de drukkracht - om aan de stijfheidseis te voldoen.

Dus doordat de stijfheidseis een profiel vereist dat een 60% grotere doorsnede heeft dan de benodigde doorsnede om de kracht te weerstaan, zal het profiel voor de ontwerpbelasting én de superstormbelasting ruim voldoen. Het is duidelijk dat bij een superstorm het probleem in de stijfheid zit (zie 3.3.3.2)

Diagonalen

Een 38% grotere windbelasting geeft ook een 38% grotere kracht in de diagonalen. De berekening zoals uitgevoerd in bijlage A4 laat zien dat de diagonalen niet meer voldoen: $N / \chi * N_{pl;d} \leq 1 \rightarrow (1,38 * 900) / 0,75 * 1290 = 1,28 \geq 1$, dus niet ok. Om de nieuwe superstorm kracht te weerstaan zal de diagonaal minimaal een capaciteit van 1660 kN moeten hebben. De doorsnede die dit kan opnemen is $71 * E02 \text{ mm}^2$. Of er voor een toename van de doorsnede met staaltype S235 gekozen wordt, of voor een andere staaltype, bijvoorbeeld S355, zal afhangen van welke de voordeligste optie is. Dit wordt behandeld in hoofdstuk 5.

Nu worden diverse constructieve gevolgen van een superstorm vergeleken met de gevolgen van windbelasting in de huidige situatie.

3.1.3.3.2 Sway

Als eerste zal er naar de uitwijking van het gebouw aan de top gekeken worden. In het engels ook wel "sway" genoemd. De uitwijking wordt berekend met de formule:

$$\Delta_o = q * l^4 / 8 EI$$

q is de windbelasting, in de huidige situatie $1,39 \text{ kN} / \text{m}$ (bijlage A2), en bij een superstorm $1,39 * 1,38 = 1,92 \text{ kN} / \text{m}$. l is de hoogte van het gebouw, 120 m, en EI is de buigstijfheid van het hele gebouw (doorsnede loodrecht op lengterichting). Voor de berekening van EI wordt gebruik gemaakt van de kolomdoorsnede zoals berekend in onderdeel 3.1.3.2, en van de stijfheidsberekening uit bijlage A2.

$$\begin{aligned}
 E &= 210 * E03 \text{ MN} / \text{m}^2, \\
 A &= 819 * E02 \text{ mm}^2, \\
 I &= (4 * 6000^2 + 8 * 2000^2) * 819 * E02 = (17,6 * E07) * 819 * E02 = 14,41 \text{ m}^4 \\
 \rightarrow EI &= 3,03 * E06 \text{ MNm}^2
 \end{aligned}$$

Als we de q-last over de gehele breedte geconcentreerd denken in het midden van de gevel betekend dit voor die totale q: $1,39 * 20 = 27,8 \text{ kN} / \text{m}$ (per strekkende meter in hoogterichting)

De uitwijking Δ_0 wordt nu: $(27,8 * (120^4)) / (8 * 3,03 * E06) = 237,8 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm}$, dus ok.

Tijdens een superstorm heeft de windbelasting een waarde van $1,92 \text{ kN} / \text{m}$. Voor de belasting over de gehele breedte betekend dit: $20 * 1,92 = 38,4 \text{ kN} / \text{m}$ (hoogterichting)

Bij eenzelfde stijfheid geeft dit de volgende uitwijking:

$$\Delta_0 = (38,4 * (120^4)) / (8 * 3,03 * E06) = 328,5 \text{ mm} > 240 \text{ mm}, \text{ dus voldoet niet.}$$

Deze stijging in de uitwijking is net als de stijging in windbelasting 38%, wat logisch is aangezien de belasting recht evenredig is met de uitwijking.

Om ook bij de superstorm een uitwijking kleiner dan 240 mm te realiseren moet de stijfheid toenemen van $3,03 * E06$ tot $4,15 * E06 \text{ MNm}^2$. (38% stijging). Dit betekend dat de minimale benodigde doorsnede van de vakwerkkolommen moet toenemen van $807 * E02$ tot $1114 * E02 \text{ mm}^2$

3.1.3.3.3 Drift

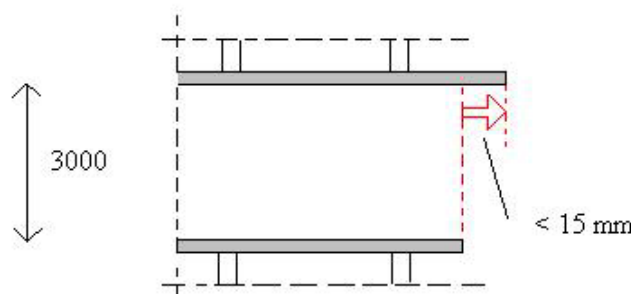
Een ander interessant punt om te onderzoeken is het verschil in uitwijking tussen twee verdiepingen, ook wel "story drift" genoemd. Dit is van belang omdat bij een te groot verschil in verplaatsing tussen twee verdiepingen de gevelpanelen kapot kunnen gaan, en dit kan op de begane grond levens kosten.

Het grootste verschil in uitwijking tussen twee verdiepingen bevindt zich bij de bovenste verdieping (l^4 , en l is hier het grootst).

De uitwijking aan de top is zojuist berekend, deze is 237,8 mm. Één verdieping, en dus 3 m lager, is de uitwijking $(27,8 * 117^4) / (8 * 3,03 * E06) = 214,9 \text{ mm}$. Dit is een verschil van $237,8 - 214,9 = 22,9 \text{ mm}$.

In een superstorm is dit verschil $1,38 * 22,9 = 31,6 \text{ mm}$.

Uit [5, blz. 204] blijkt dat de maximale verdiepingsuitwijking ("story drift") niet groter dan 0,005 maal de verdiepingshoogte mag zijn. In ons geval betekend dit dus: $0,005 * 3000 = 15 \text{ mm}$.



Figuur 3.16, max. drift

Berekeningen tonen aan dat de story drift tussen de vloer van verdieping 34 en verdieping 33 (dus verdieping 33), $124,14 - 110,17 = 14 \text{ mm}$ is. Voor alle verdiepingen onder verdieping 33 wordt aan de eis: drift $\leq 15 \text{ mm}$ voldaan. Voor de verdiepingen boven verdieping 33 is de story drift dus te groot, met een maximum op de bovenste verdieping: 23 mm. Als we op deze bovenste verdieping (en dus alle daaronder) ook aan de drift eis willen voldoen zal de stijfheid moeten toenemen van $3,03 * E06$ tot $4,63 * E06 \text{ MNm}^2$. (53% stijging).

Mocht de constructie niet op een superstorm worden ontworpen, en deze zou toch optreden, dan zou de drift eis al overschreden worden op verdieping 32 $\rightarrow 1,38 * 27,8 * (96^4 - 93^4) / 8 * 3,03 * E06 = 16 \text{ mm}$. ($> 15 \text{ mm}$) Om ook bij een superstorm aan de drift eis te voldoen moet de stijfheid toenemen van $3,03 * E06$ tot $6,38 * E06 \text{ MNm}^2$. (dus stijging van 110% t.o.v. initiele ontwerpstijfheid).

$$1,38 * 27,8 * (120^4 - 117^4) / 8 * EI = 15 \rightarrow EI = 6,38 * E06 \text{ MNm}^2$$

Dit is logischerwijs weer een stijging van 38% t.o.v. de veilige ontwerpsituatie. ($EI = 4,63 * E06 \text{ MNm}^2$) Er kan geconcludeerd worden dat de story drift eis een grote invloed heeft op onze constructie. Doordat de

ontwerpstijfheid niet voldoende is, zal, om voor de bovenste 7 verdiepingen ook aan de eis te voldoen, de stijfheid nog iets groter moet worden.

3.1.3.3.4 Stabiliteit

Om te bepalen of ons gebouw voldoende stabiel is wordt de verhouding tussen het gewicht Q van het gebouw, en de kritische kracht Q_k bepaald. $Q_k = (R_{tot} * I) / \Delta_o \rightarrow$ Deze uitdrukking verandert voor een oneindig ingeklemde staaf in: $Q_k = (8 * EI) / l^2$ (zie bijlage A5)
(voor R_{tot} : zie bijlage A1)

Het totale gebouwgewicht $Q = 65500 \text{ kN} = 65 \text{ MN}$ (voor de berekening van Q , zie bijlage A5).

$$Q_k = 8 * 3,03 * E09 / 120^2 = 1680 \text{ MN}$$

$n = Q_k / Q = 1680 / 65 = 25,8$. Dit gebouw is dus voldoende stabiel.

Het gewicht van de constructie is dus niet groot genoeg om bij een uitwijking door windbelasting te zorgen voor instabiliteit.

Met de vergrotingsfactor $n / (n - 1)$ wordt de extra uitwijking t.g.v. het 2^e orde effect berekend.

$$n / (n - 1) = 25,8 / 24,8 = 1,04$$

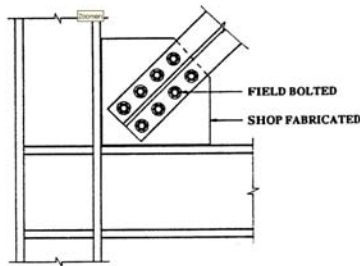
$$\Delta = \Delta_o * 1,04 = 237,8 * 1,04 = 247 \text{ mm}.$$

De in 3.3.3.2 gestelde eis wordt nu overschreden ($\Delta \leq 240 \text{ mm}$). Om inclusief het 2^e orde effect binnen deze eis te blijven zal de stijfheid van het gebouw iets groter moeten worden. Aangezien in 3.3.3.3 bepaald werd dat dit laatste sowieso al nodig was om aan de story drift eis te voldoen, is de daar gevonden nieuwe stijfheid voldoende. (Δ_o wordt met $EI = 4,63 * E06 \text{ MNm}^2$: $156 \text{ mm} \rightarrow 156 * 1,04 = 162 \text{ mm}$ (ruim onder 240 mm))

Superstorm

Als we de constructie ontworpen zouden hebben op de windbelasting tijdens een superstorm betekend dit voor de vakwerkkolommen een stijging van 38% voor de benodigde doorsnede. Voor de raamwerkkolommen, de vloer en de vloerliggers verandert er niks. Het totaalgewicht van ons gebouw verandert er dus maar een fractie door. Dit betekend dat ook tijdens een superstorm het gebouw voldoende stabiel is. Mocht er ontworpen worden op een superstorm zal ook de stijfheid EI groter uitvallen (38% groter), en hiermee wordt de vergrotingsfactor $n / (n - 1)$ zelfs kleiner.

3.1.3.3.5 K-bracing verbinding check



Zoals al in de inleiding werd gezegd is de verbinding in de figuur hiernaast een gangbare manier om de diagonale staaf aan te sluiten op de kolom/ligger in de shear truss.

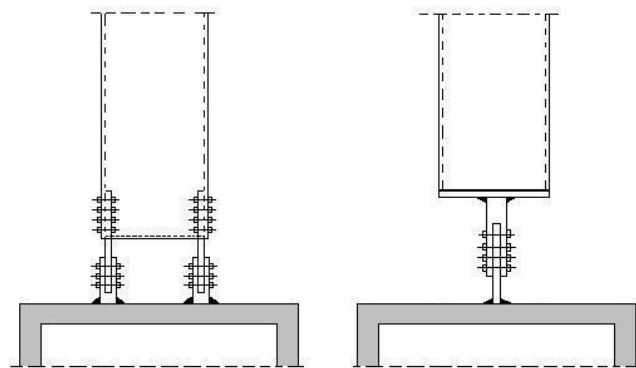
De meest gangbare sterkteklasse voor bouten is 8.8. Deze kan namelijk voor alle verbindingsmethoden gebruikt worden. Treksterkte (8.8) = 800 N/mm², vloeigrens (8.8) = 640 N/mm². Volgens tabel 3.12 uit [8] is de meest praktische boutdiameter M20. (de tabel geeft dat voor een lijfdikte 12 -22 mm)

Figuur 3.17, verbinding

Aangezien onze diagonale staaf een kokerprofiel is moet er een oplossing gezocht worden om deze aan de kolom/ligger te verbinden. In onderstaande figuur zijn twee mogelijke oplossingen gegeven. De rechter lijkt het meest op die in figuur 3.22

De zwarte 'vlekjes' zijn lassen, de strepen door de moeren heen zijn bouten. De 'vertikale' staaf is de diagonale staaf, de kolom in doorsnede is de vakwerkkolom.

We onderzoeken de rechter oplossing, en gaan ervan uit dat de lasverbindingen sowieso voldoen. De boutverbinding zal dus onderzocht worden.



Figuur 3.18, alternatieven verbinding

We ontwerpen de verbinding aan de hand van de maximale staafkracht die uit de raamwerkberekening met windbelasting volgens [1] volgt, en toetsen de verbinding vervolgens aan de kracht die optreedt tijdens een superstorm.

De bouten in de verbinding worden op afschuiving belast. Voor bouten in de sterkteklasse 8.8 met gerolde schroefdraad en nominale boutdiameter M20 geldt dat de grenskracht $F_{v,u;d}$ 94,0 kN bedraagt [8]. De maximale staafkracht $F_{s;d}$ waarop ontworpen moet worden is $600 * 1,5 = 900$ kN

We hebben hier te maken met een dubbelsnedige boutverbinding, dus 2 schuifvlakken per bout (m). Het minimaal benodigde aantal bouten bedraagt:

$$n = F_{s;d} / (m * F_{v,u;d}) = 900 / (2 * 94) = 4,78 \rightarrow 5$$

De verbinding zal dus uit 5 bouten bestaan en ziet er zo uit →

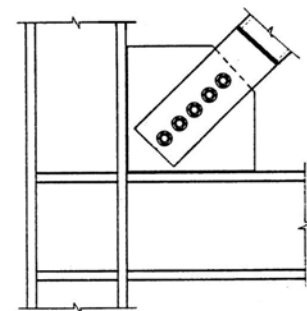
Superstorm

Tijdens een superstorm is de waarde van de belasting 38% groter, dus wordt $F_{s;d}$ $900 * 1,38 = 1242$ kN

Controle: 5 bouten, elk met 2 afschuifvlakken, dus per bout 2 maal de grensafschuifcapaciteit: $5 * 2 * 94 = 940$ kN

$1242 > 940$, dus deze geboute verbinding zal niet voldoen en kapot gaan bij een superstorm. Om ook bij de superstorm belasting geen afschuiving van bouten te krijgen moeten er dus: $1240 / (2 * 94) = 6,6 \rightarrow 7$ bouten worden toegepast. Dus 2 bouten extra.

Deze extra bouten brengen tevens met zich mee dat het oppervlak waarop de bouten aangebracht worden groter zal worden. Dit vanwege minimale boutafstanden. [8]



Figuur 3.19, verbinding definitief

3.1.3.3.6 Dynamische invloed windbelasting

Het volgende stukje tekst komt uit uitgave 184 van het blad bouwen met staal, in het artikel over de Kennedytoren in Eindhoven:

"beweging in een hoogbouwconstructie ten gevolge van wind is een van de belangrijkste ontwerp – en dimensioneringscriteria. Hierbij is de optredende versnelling maatgevend. Deze is afhankelijk van de windstuwdruk en de eigenfrequentie van het gebouw. Onderzoek heeft uitgewezen dat een versnelling groter dan 0,15 à 0,20 m / s² als hinderlijk wordt ervaren".

Er zal nu onderzocht worden hoe groot de versnelling is bij ons gebouw, onder ontwerp – en superstormomstandigheden.

Om de optredende versnelling te berekenen moet de eigenfrequentie van ons gebouw bekend zijn. In [5, blz. 176] wordt een uitdrukking voor de trillingstijd T gegeven:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{(Q * H^3) / 8 * EI * g)}$$

met: H = gebouwhoogte: 120 m
Q = gebouwgewicht: 65,5 MN
g = zwaartekrachtversnelling: 9,81 m / s²

Hiermee wordt $T = 2 * \pi * \sqrt{(65,5 * 120^3) / 8 * 4,63 * E06 * 9,81)} = 3,5$ s.

De eigenfrequentie $f = 1 / T = 1 / 3,5 = 0,29$ Hz, en de eigenhoekfrequentie $\omega = 2 * \pi * f = 0,58 * \pi$

De maximum versnelling $a = A * \omega^2$, waarin A de uitwijking is die het gevolg is van de natuurlijk trilling.

Deze natuurlijke trilling wordt beschreven door het verband: $u(t) = A * \sin(\omega * t)$. De maximaal optredende natuurlijke uitwijking A is de maximale verplaatsing die optreedt bij de gegeven belasting. Dus als onze toren een uitwijking van 160 mm heeft, is de amplitude van de eigenbeweging bij het wegvallen van de belasting de helft van deze initiele uitwijking (Δ_0). Dit is 81 mm, dus 0,081 m. De versnelling wordt dan: $a = 0,081 * (0,58 * \pi)^2 = 0,27$ m / s². Dit is 80% boven de grenswaarde 0,15 m/s², en dus te groot.

Om de versnelling omlaag te brengen moet de eigenfrequentie kleiner worden en de trillingstijd dus groter. Om dit te realiseren moet het gebouwgewicht Q omhoog. Om onder $a = 0,15$ m/s² te komen moet het gebouwgewicht toenemen van 65,5 tot 118 MN, een stijging van 80%. Dit is erg veel en een andere oplossing zal gezocht worden. Er kan gekozen worden om de amplitude A kleiner te maken, door het gebouw stijver te maken. Maar, door het laten toenemen van de stijfheid wordt de trillingstijd weer korter, en neemt de versnelling weer toe. Met andere woorden: een toename in de stijfheid geeft diezelfde toename in het kwadraat voor de frequentie. Deze elkaar tegenwerkende fenomenen, het kleiner laten worden van de uitwijking (sway), maar op hetzelfde moment de eigenfrequentie groter makend, hebben weinig invloed op de versnelling. Wat de precieze oplossing van dit complexe probleem is wordt hier verder niet behandeld, maar het is duidelijk dat het een hele uitdaging is om hier de juiste weg te bewandelen.

Voorbeeld: de versnelling zou beperkt worden tot 0,16 m/s² als we het gebouwgewicht verhogen tot 100 MN, en de stijfheid zouden verhogen tot $5 * E06$ MNm². Dit zijn stijgingen van $100 / 65 = 1,54 = 54\%$ voor het gebouwgewicht, en $5 / 4,63 = 1,08 = 8\%$ voor de stijfheid.

Superstorm

De initiele uitwijking Δ_0 is bij een superstorm 38% groter: $1,38 * 162 = 224$ mm = 0,224 m. De amplitude A wordt dan 112 mm = 0,112 m. Bij exact hetzelfde gebouw betekend dit voor de versnelling: $0,112 * (0,58 * \pi)^2 = 0,37$ m/s². Deze waarde ligt maar liefst 150% boven de grenswaarde van 0,15 m/s². Een toename in de versnelling van 38%. Om bij een superstorm een versnelling niet groter dan 0,15 à 0,2 m/s² te krijgen moet het gebouwgewicht toenemen tot 140 MN en de stijfheid tot $7 * E06$ MNm².

Dit zijn toenames ten opzichte van de allereerste ontwerpberekeningen van respectievelijk $140 / 65 = 2,15 = 115\%$, en $7 / 4,63 = 1,51 = 51\%$.

3.1.4 Resultaten en conclusie

Uit de technische analyse van de ontworpen hoogbouwconstructie blijkt dat uiteindelijk de story drift de maatgevende eis stelt aan de stijfheid van het gebouw. Als er aan deze eis wordt voldaan wordt er tevens voldaan aan de eis voor de uitwijking aan de top en blijft ook de extra uitwijking door het 2^e orde effect binnen de gestelde grens.

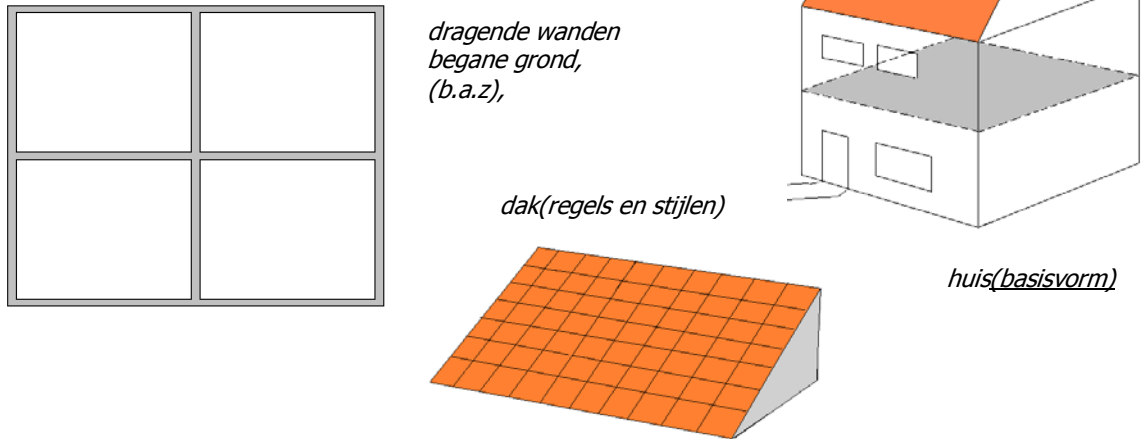
Doordat de belasting met 38% toenam moest de stijfheid van het gebouw ook met 38% toenemen om de uitwijking aan de top binnen de perken te houden. Zoals gezegd zorgde in het geval van een superstorm de story drift eis voor een benodigde stijfheid die maar liefst 110% groter was dan de initiele ontwerpstijfheid. Dat deze toename zo groot was kwam door het feit dat de ontwerpstijfheid eerst zelf nog aangepast diende te worden, aangezien deze onder normale omstandigheden niet voldeed aan de story drift eis voor de bovenste zeven verdiepingen.

Dat de dynamische invloed van de windbelasting erg groot is moge duidelijk zijn. Om de versnelling van het gebouw te beperken, moeten de stijfheid en het gebouwgewicht toenemen ten opzichte van de waarden die voortvloeiden uit de quasistatische berekeningen. Hoe dit te realiseren is een klein onderzoek op zich.

Willen constructies in de toekomst voorbereid zijn op superstormen zullen ze dus zwaarder gedimensioneerd moeten worden of moet er voor een ander, stijver concept gekozen worden. In het geval dat ons gebouw grotere afmetingen had gehad was de keuze voor de belt truss met outrigger arms reëler geweest. In constructies zoals deze, waar het raamwerk puur zelfdragend is en de verstijvingsconstructie voor de afdracht van de windbelasting zorgt, zal alleen deze verstijvingsconstructie anders gedimensioneerd moeten worden. In feite veranderd er dus niet eens zo heel veel. Het grootste probleem dat ontstaat door een grotere windbelasting is dat de stijfheid van het gebouw groter zal moeten worden en dat versnellingen beperkt moeten worden. Hoe men dit inpast in het ontwerp van een gebouw zal per situatie apart bekeken moeten worden.

3.2 Deelonderzoek B: Eengezinswoning

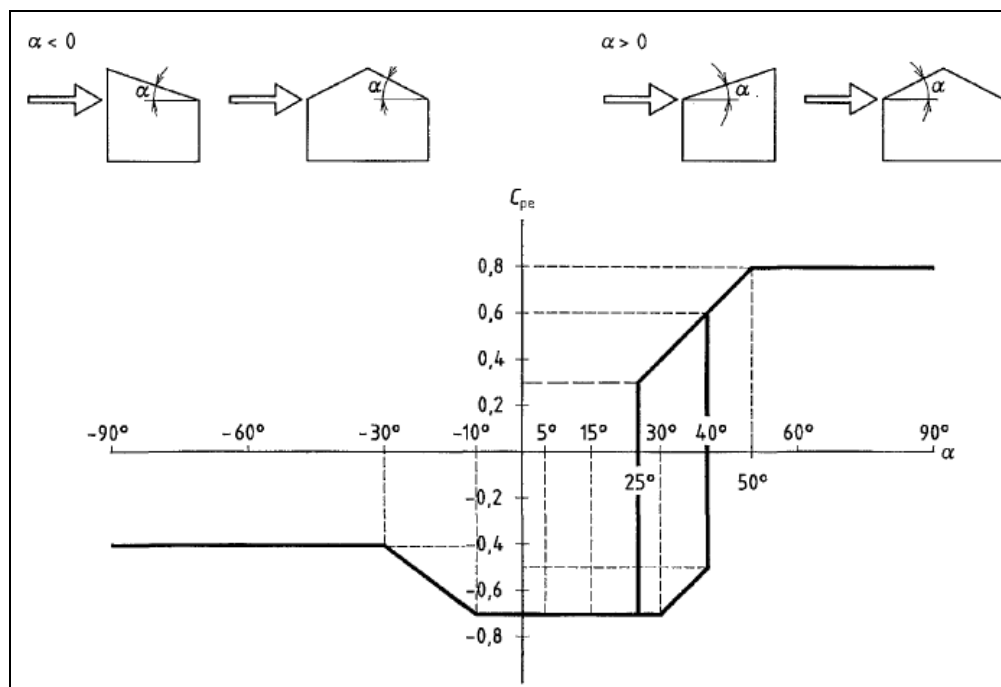
Het meest voorkomende gebouw in Nederland is een eengezinswoning. De constructie van zo een woning is eenvoudig. Dragende wanden, één of twee verdiepingvloeren en een (schuin) dak.



3.2.1 Dakanalyse

Zoals al eerder gezegd is de invloed van een superstorm op de afbouwconstructies, en dan met name het dak, het meest interessant om te onderzoeken bij eengezinswoningen. De manier waarop het dak wordt belast door de wind is afhankelijk van de helling die het dak maakt met de horizontaal. Een dakhelling van 25° of minder (of een plat dak) geeft overal zuiging. Voor hoeken tussen 25° en 40° kan er zowel zuiging als druk optreden op het dakvlak dat aan de windkant ligt. Bij hoeken boven 40° zal er aan de windkant alleen druk optreden. Het dakvlak dat niet aan de windkant ligt zal altijd belast worden door windzuiging, de helling van het dak bepaald hoe groot de zuigingscoëfficiënt hier zal zijn.

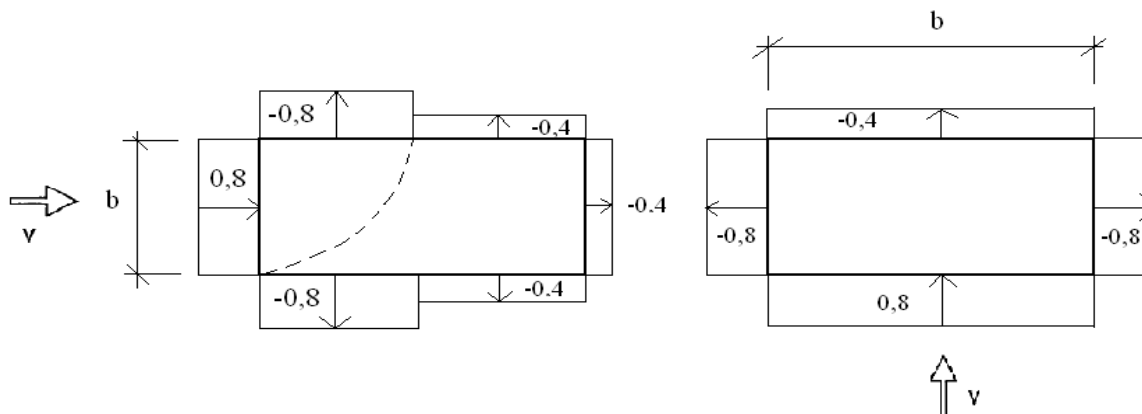
Aan de hand van de volgende figuur kunnen de coëfficiënten voor druk of zuiging bepaald worden.



Figuur 3.20, coëfficiënten voor druk of zuiging op dak

Een woning zoals hierboven kan in twee richtingen worden belast door wind. Als de wind evenwijdig aan het gebouw blaast, (dus niet direct tegen het dakvlak, maar tegen de zijkant hiervan) zal het dakvlak altijd door zuiging belast worden. Het voorste gedeelte van het dak (aan de windkant) krijgt het zwaarst te verduren. (dit is te verklaren als men bedenkt dat de luchtstroming daar door de scherpe rand loslaat en er flinke wervels ontstaan). Ook de nok krijgt aanzienlijke zuiging te verduren.

De gevels van de beschouwde woning krijgen ook te maken met druk en zuiging. Coëfficiënten hiervoor zijn:



Figuur 3.21, coëfficiënten voor druk of zuiging op gevels

Voorlopig kijken we alleen naar de gevolgen van een superstorm op het dak.

	Coëfficiënt druk / zuiging (C_{pe})	
helling α	loefzijde	lijzijde
30°	0,4 of -0,7	-0,4
40°	0,6 of -0,5	-0,4
50°	0,8	-0,4
60°	0,8	-0,4

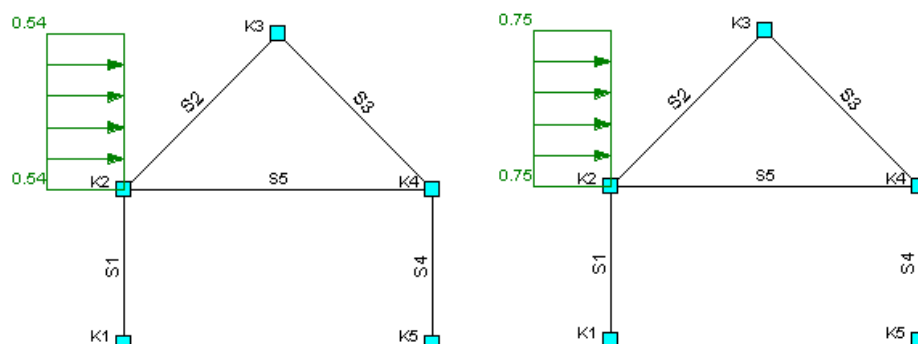
Tabel 3.1, waarde C_{pe}

(De loefzijde is de windkant, de lijzijde de andere)

Extreme stuwdruk

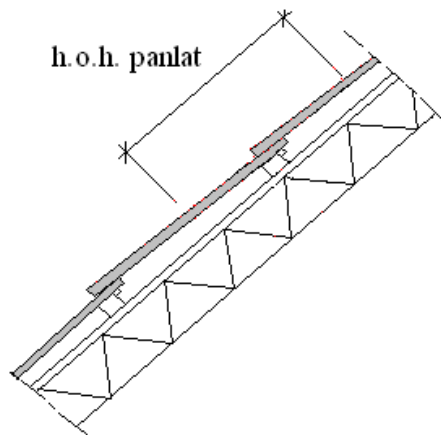
De extreme stuwdruk op een hoogte ≤ 9 m is volgens [1] 0,54 kN/m². In een superstorm is deze waarde: $1,38 * 0,54 = 0,75$ kN/m² (zie hoofdstuk 2)

Dus: P_w (NEN) =
0,54 kN/m²
en
 P_w (sup.s) =
0,75 kN/m²
(stijging van 38%)

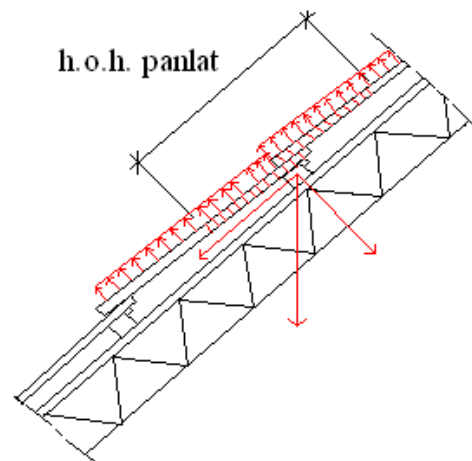


Figuur 3.22, stuwdruk

We gaan er van uit dat de dakbedekking bestaat uit dakpannen, en dat ons huis 9 m hoog is. Onderzocht wordt of de dakpannen tijdens een superstorm van het dak zullen waaien, bij een dakhelling die varieert van 30° tot 60° . Een tweede, belangrijke, aanname is dat de windbelasting constant is over het gehele oppervlak van het dakvlak.



Figuur 3.23, wijze van leggen dakpannen



Figuur 3.24, zuigkracht en zwaartekracht op panlat

Dakpannen worden op de volgende manier gelegd: de pannen worden aan de bovenkant op een latje gelegd waar ze als het ware worden vastgehaakt doordat er onder de dakpan een uitsteeksel zit dat boven de panlat wordt gehaakt. Op deze manier blijft de dakpan hangen. Aan de onderkant wordt de dakpan op een andere gelegd, zodat er een stukje overlapping is. Zie figuur 3.23

Een derde aanname die we zullen gebruiken bij het berekenen van de dakpannen is dat de wrijvingskracht van de dakpannen langs het dakvlak verwaarloosbaar is.

De krachten die op een enkele pan werken zijn in figuur 3.24 weergegeven. Zichtbaar is de zuiging die ontstaat door de wind, en de componenten van het gewicht van de dakpannen, die gedragen worden door de panlatjes. (de component evenwijdig aan het dakvlak wordt dus niet meegenomen in de berekening).

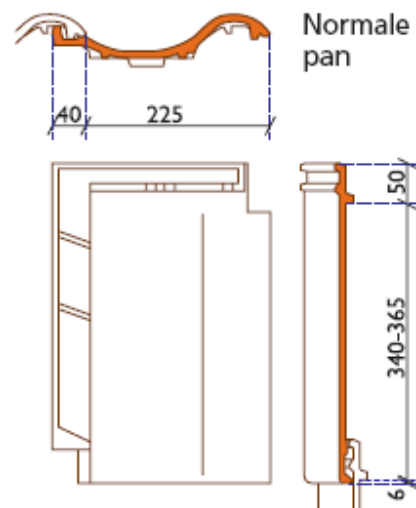
Technische gegevens dakpan:

Er wordt gekozen voor een nieuw ontwikkelde keramische dakpan, "de nieuwe hollander". (Producent: Lafarge dakproducten, Montfoort)

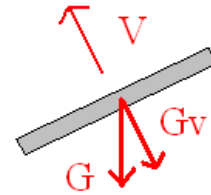
Afmetingen (l x b)	415 x 265 mm
Gem. Werkende breedte	225 mm
Gewicht	31 N
Aantal per m ²	12.5
Gewicht per m ²	387 N

Toepasbare dakhelling 15° - 90°

Dakhelling	Maximale latafstand	Minimale overlap
15° - 20°	355 mm	56 mm
≥20°	365 mm	46 mm



Het gewicht per dakpan is 31 N, per m² is dit 387 N (G). Onderzocht wordt of de windzuiging per m² groter of kleiner is, dan de component in de windrichting van het gewicht. De figuur hiernaast verduidelijkt dit. In de figuur is G_v weergegeven als een puntlast, in werkelijkheid is het een verdeelde belasting over 1 m².



Als de zuiging per m² groter is dan het gewicht per m² mag men ervan uit gaan dat er dakpannen van het dak af zullen waaien. In werkelijkheid zullen niet alle dakpannen van het dak afwaaien omdat de zuiging niet overal zijn extreme waarde bereikt.

Figuur 3.25, krachten op dakpan

De component G_v is bij elke dakhelling anders. $G_v = \cos \alpha * G$
In onderstaande tabel is de waarde per helling α gegeven.

helling α	$G_v (= \cos \alpha * G)$
30°	$\cos 30 * 387 = 335$
40°	296,5
50°	248,75
60°	193,5

Tabel 3.2, G_v, waarden in N/m²

Nu wordt er met behulp van de coëfficiënten uit tabel 3.1 berekend hoe groot de waarde voor de stuwdruk of zuiging op het dakvlak daadwerkelijk zal zijn.

Stuwdruk P_w = 0,54 kN/m² = 540 N/m²

De waarden per helling α worden weer in tabelvorm gegeven.

	Zuiging	
helling α	loefzijde	lijzijde
30°	$-0,7 * 540 = -378$	$-0,4 * 540 = -216$
40°	$-0,5 * 540 = -270$	-216
50°	-	-216
60°	-	-216

Tabel 3.3, zuigkracht, waarden in N/m²

Stuwdruk P_w = 0,75 kN/m² = 750 N/m²

	Zuiging	
helling α	loefzijde	lijzijde
30°	$-0,7 * 750 = -525$	$-0,4 * 750 = -300$
40°	$-0,5 * 750 = -375$	-300
50°	-	-300
60°	-	-300

Tabel 3.4, zuigkracht, waarden in N/m²

Nu alle waarden voor de zuigkracht bekend zijn kunnen ze vergeleken worden met het gewicht G_v om te zien waar het mis gaat.

		Pw = 540 N/m ² (NEN)			Pw = 750 N/m ² (sup.s)	
Helling α	Gv (386)	loefzijde	lijzijde		loefzijde	lijzijde
30°	335	-378	-216		-525	-300
40°	296,5	-270	-216		-375	-300
50°	248,75	-	-216		-	-300
60°	193,5	-	-216			-300

Tabel 3.5, totaaloverzicht, waarden in N/m²

De waarden binnen de roodomlijnde hokjes, zijn de waarden waar het mis kan gaan.

Zoals verwacht ligt de waarde van de zuigkracht bij de superstorm op één na overal hoger dan het gewicht Gv van de dakpannen. Bij de normale, huidige, rekenwaarde voor de zuigkracht vallen slechts twee uitersten op. Bij een helling van 30° kan de zuigkracht aan de loefzijde een dermate grote waarde aannemen dat dakpannen wel eens van het dak zouden kunnen waaien. Hierbij moet opgemerkt worden dat aan de loefzijde bij een helling van 30° zowel druk als zuiging kan optreden, dus het hoeft niet perse fout te gaan. Een waarde die wel altijd hoger zal liggen dan het gewicht Gv is de waarde van de zuiging aan de lijzijde bij een dakhelling van 60°. Deze is bij een winddruk van 540 N/m² en 750 N/m² hoger dan het gewicht Gv.

Het type dakpan dat gebruikt is voor dit onderzoek heeft een gewicht dat iets onder het gemiddelde ligt. Bij de fabrikant waar dit type vandaan komt is het gemiddelde gewicht per m² van een dakpan 420 N. Het grootste gewicht dakpannen van deze fabrikant heeft zelfs een gewicht van 530 N/m². Deze laatste zijn betonnen dakpannen.

Als we Gv berekenen bij deze twee gewichten levert dit op:

helling α	Gv (420)	Gv (530)
30°	$\cos 30^\circ * 420 = 363,75$	459
40°	321,75	406
50°	270	340,75
60°	210	265

Tabel 3.6, Gv bij verschillende gewichten, in N/m²

Als we de waarden uit de 2^e kolom van deze tabel vergelijken met die uit tabel 3.5 zien we dat de zuigkracht nog steeds groter is dan het gewicht van de pannen. De waarde bij de helling van 60° nadert wel tot aan de zuigkracht, maar is nog net te klein. (Tevens zal er de nodige veiligheid vereist zijn, dus zal het minimale gewicht van de dakpan een factor * de zuigkracht zijn).

Bij de vergelijking tussen de waarden uit de 3^e kolom van tabel 3.6 met die van tabel 3.5 zien we wel een duidelijk verschil. Voldeden eerst 5 van de 6 waarden niet aan de eis $Gv > \text{Prep} * C_{pe}$, zijn dat er nu nog maar 2. Dezelfde 2 die bij "de nieuwe hollander" ook al niet voldeden.

Als we dus voor de zwaarste dakpan zouden kiezen zijn we zelfs bij een superstorm nog redelijk goed beschermd tegen afgezogen dakpannen. Slecht in twee situaties, waarvan een niet eens perse voor hoeft te komen, zou er gevaar kunnen ontstaan. Er zijn tegenwoordig ook systemen om dakpannen te verankeren aan de panlat. Deze

panhaken zorgen ervoor dat er met minder zware dakpannen volstaan kan worden, en dat scheelt weer in de kosten. Hoeveel dat scheelt komt terug in deelonderzoek D.

3.2.2 Resultaten en conclusie

Dat dakpannen regelmatig van huizen gezogen worden wisten we al langer. Dat het bij een superstorm vrijwel altijd zal gebeuren nu ook. Bij dakpannen met een gemiddeld gewicht zal de zuigkracht die ontstaat te groot worden en zullen dakpannen niet blijven liggen. Op de vorige pagina bleek dat er in het geval van een zware (betonnen) dakpan slechts een klein gevaar is. Door het toepassen van verankering (panhaken) aan de panlatjes kan ook deze laatste gevaarlijke (en kostbare!) situatie veilig gemaakt worden.

4. Deelonderzoek C: Superstormen in de V.S.

4.1 Windkrachtschaal

In Amerika heerst een ander klimaat dan in Europa. Men heeft daar te maken met orkanen en tornado's, verschijnselen die over het algemeen zeer verwoestend zijn. In zo een orkaan is de windsnelheid vaak een stuk groter dan de waarden voor windsnelheid die zouden optreden in een superstorm zoals Henk van den Brink die in zijn promotieonderzoek beschreef. Hieronder staat de schaal voor windkracht zoals die over de hele wereld gebruikt wordt, de schaal van Beaufort. Daarnaast de schaal die men in de Verenigde Staten gebruikt om orkanen te classificeren. Het verschil tussen de V.S. en Nederland is simpel: de Nederlandse schaal houdt op bij windkracht 12, terwijl het daar voor de Amerikanen pas serieus begint te worden.

Schaal van Beaufort:
scale):

Amerikaanse orkaanschaal (Saffir – Simpson)

Bft	Benaming	m/s	Benaming	mph (1 mph = 0,447 m/s)	m/s
0	Windstil	<0.2	Tropical Storm	39-73	17,4 – 32,6
1	Zwakke wind	0.3-1.5	Category 1 Hurricane	74-95	32,7 – 42,5
2	Zwakke wind	1.6-3.3	Category 2 Hurricane	96-110	42,6 – 49,2
3	Matige wind	3.4-5.4	Category 3 Hurricane	111-130	49,3 – 58,1
4	Matige wind	5.5-7.9	Category 4 Hurricane	131-155	58,2 – 69,3
5	Vrij krachtige wind	8.0-10.7	Category 5 Hurricane	>156	> 69,4
6	Krachtige wind	10.8-13.8			
7	Harde wind	13.9-17.1			
8	Stormachtige wind	17.2-20.7			
9	Storm	20.8-24.4			
10	Zware storm	24.5-28.4			
11	Zeer zware storm	28.5-32.6			
12	Orkaan	>32.6			

Als er in Amerika sprake is van een categorie 5 orkaan, is de minimale windsnelheid in die orkaan meer dan twee keer zo groot dan de 'orkaan' windsnelheid in Nederland. Om precies te zijn is hij 113% groter. Voor de stuwdruk betekent dit zelfs een toename van 350%.

4.2 Florida

Superstorm '93

Op 12 maart 1993 krijgt de oostkust van Amerika te maken met een nieuw gevormde cycloon. De Amerikanen kennen deze storm als superstorm '93. Hoge windsnelheden worden gehaald en vooral in Florida krijgt men het zwaar te verduren. De windvlaagsnelheden lopen op tot 49.1 m/s in Franklin County, Florida, en 48.7 m/s in Dry Tortugas, eveneens in Florida. Windsnelheden van bijna 180 km/h op gebouwhoogte dus. De storm kostte aan 260 mensen het leven, en zorgde voor een schade van 3 miljard dollar.

Florida is een staat die vaak (het vaakst) geteisterd wordt door hevige stormen en orkanen. Afgelopen zomer vernielden vier stormen in zes weken maar liefst 25000 huizen, en werden er nog eens 4600 beschadigd. "Huizen die gebouwd waren naar de bouwnormen die opgesteld werden na orkaan Andrew, die in 1993 de kustlijn van Florida teisterde, weerstonden de storm, maar huizen die gebouwd waren naar verouderde normen werden in stukjes geblazen", aldus een grote verzekeraar uit Florida. Inmiddels zijn er weer nieuwe normen opgesteld, die in 2002 in heel Florida van kracht werden. Volgens deze nieuwe normen moeten huizen kangs de kustlijn worden ugerust met wind-bestandige producten, zoals dikke ramen, stormrolluiken, spanten, forse dakspanen en stijve bekleding. In de gebieden waar orkaan Andrew toesloeg, Dade en Broward county, vereisen de lokale autoriteiten nog meer bescherming tegen wind, en hebben daar 's lands strengste eisen opgesteld om gebouwen te beschermen tegen hoge windsnelheden en de daarbij horende belastingen.

Florida's bouwnormen geven bouwondernemingen twee keuzes om huizen in het kustgebied te beschermen tegen winden met orkaankracht: de eerste is het uitrusten van gebouwen met de producten die net genoemd werden, de tweede is het zodanig bouwen van de huizen dat ze de interne druk kunnen weerstaan die zou kunnen ontstaan als een zeer sterke windvlaag het huis zou binnendringen.

Hoogbouw constructies zijn ook kwetsbaar voor wind met orkaankracht, vooral naarmate men hoger gaat. Dit is logisch aangezien de windsnelheid toeneemt naarmate de hoogte groter wordt. Onderzoek heeft uitgewezen dat het het verstandigst is om tijdens een superstorm beneden de 10e verdieping te blijven, maar toch steeds boven verdiepingen die het gevaar lopen overstromt te worden (dit laatste is dus alleen in een kustgebied van toepassing). Het gebeurt regelmatig dat hoge gebouwen aanzienlijke beschadiging oplopen doordat ramen eruit geblazen of gezogen worden. (zie figuur 4.1). Het gebied rond een hoogbouw constructie kan dan ook erg gevaarlijk zijn.



Figuur 4.1, schade door wind op een gebouw in Florida

In de al eerder genoemde gebieden in Florida, Dade en Broward county, wordt in constructieve berekeningen (structural calculations) betrokken op windbelasting gerekend met een windsnelheid (3-seconde vlag) van respectievelijk 65 m/s en 63 m/s. [C, sectie 1619]

Bovenstaande waarden zijn de windsnelheden op 10 m hoogte, in een orkaangevoelig kustgebied zoals Florida. In het binnenland van de Verenigde Staten ligt die waarde ruwweg 40% lager, op 40 m/s. Aan de westkust is de windvlaagsnelheid op 10 m hoogte 38 m/s. [12]

In Nederland is de windvlaagsnelheid op 10 m hoogte boven eenzelfde soort terrein ongeveer 35 m/s

Wat opvalt is dat er aan de westkust maar een klein verschil is ten opzichte van Nederland, terwijl aan de oostkust de vlaagsnelheid in Amerika bijna twee keer zo groot is dan in Nederland.

Op de vraag hoe men in Amerika met superstormen omgaat kan geantwoord worden dat constructies 'simpelweg' worden gedimensioneerd op grotere windsnelheden, en dus veel grotere windbelastingen. Er zijn tevens duidelijke rampenplannen die de burgers stap voor stap vertellen wat te doen bij een naderende superstorm.

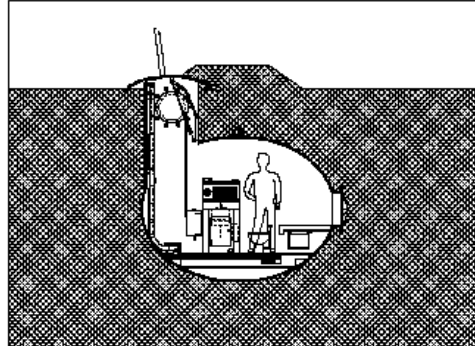


Figuur 4.2, windsnelheden in Florida (in mph)

Voor woningen zijn er maatregelen genomen in de vorm van strengere normen. Huizen dienen aan een aantal strenge voorwaarden te voldoen mag er in gewoond worden. Dit geldt vooral in de orkaangevoelige kustgebieden, aangezien de windsnelheid daar erg hoge waarden bereikt.

4.3 Veiligheid

In Amerika is alles te koop, zo ook een schuilkelder. Bij het bedrijf radius engineering inc. kan men zijn eigen prive schuilkelder kopen. Deze kelder biedt bescherming tegen tornado's en superstormen. Het kost wel wat, het model SP6 is verkrijgbaar voor een slordige 30000 dollar. Er kunnen 6 volwassen twee weken in overleven, of 10 mensen een korte tijd. Ook dit is een manier waarop de Amerikanen omgaan met superstormen. Voor mensen in Florida die aan de kust wonen nog geeneens zo'n slecht idee.



Figuur 4.3, schuilkelder in Amerika

5. Deelonderzoek D: Kosten

In deelonderzoek A en B zijn een aantal uitkomsten naar voren gekomen die, willen constructies onder superstormomstandigheden niet bezwijken of teveel schade oplopen, bepaalde kosten met zich brengen. In de volgende paragrafen wordt van het hoogbouw - en eengezinswonings onderdeel opgesomd wat er daadwerkelijk dient te veranderen, en daarbij wordt bepaald wat dit voor kosten met zich mee brengt.

5.1 Hoogbouw

In deelonderzoek A, de hoogbouw constructie, zijn een aantal constructieve eigenschappen van deze constructie geanalyseerd onder superstormomstandigheden, en tevens een aantal belangrijke elementen getoetst op deze nieuwe, grotere belasting.

De elementen die zijn getoetst zijn de vakwerkkolommen uit de kern en de vier gevelvakwerken, en de diagonale staven uit de K-Bracing (3.1.2).

5.1.1 Vakwerkkolommen

In Deelonderzoek A bleek dat de kolommen een dermate grote reservecapaciteit voor de drukkracht bevatten, dat ook een 38% grotere belasting ze niet tot bezwijken zou lijden. Voor de toegenomen drukkracht was dus geen grotere kolom nodig. Het probleem zat in de stijfheid.

Door de toename van q met 38%, moest de EI van de doorsnede, om dezelfde maximale uitwijking te behouden, ook met 38% toenemen. Aangezien de elasticiteitsmodulus van staal altijd hetzelfde is, betekent dit dat het traagheidsmoment ook met dezelfde 38% moest toenemen. In 3.1.3.2 werd berekend dat de kolomdoorsnede van de vakwerkkolommen dan zou toenemen van $807 * E02$ tot $1114 * E02 \text{ mm}^2$. Er zijn 12 van deze vakwerkkolommen, dus een totale toename van $(1114 - 807) * E02 * 12 = 386 * E03 \text{ mm}^2 \text{ staal}$.

Vervolgens werd het verschil in uitwijking tussen twee verdiepingen geanalyseerd. Bij de initiële ontwerpstijfheid van $3,03 * E06 \text{ MNm}^2$ bleek dat bij de bovenste 7 verdiepingen niet aan de eis voldaan werd. (story drift < 15 mm)

De initiële ontwerpstijfheid moest dus sowieso al aangepast worden, maar om ook aan de eis te voldoen bij een superstorm zou de buigstijfheid moeten toenemen tot $6,38 * E06 \text{ MNm}^2$. (dus stijging van 110% t.o.v. initiële ontwerpstijfheid). Een toename van 110% in de stijfheid betekend wederom een toename van 110% voor de benodigde kolomdoorsnede. Deze zal dus toenemen van $807 * E02$ tot $1695 * E02 \text{ mm}^2$. Voor de totale doorsnede betekend dit $(1695 - 807) * E02 * 12 = 1065 * E03 \text{ mm}^2$ meer staal.

Aangezien de precieze combinatie van toename van gebouwgewicht en stijfheid om de versnelling te beperken niet zomaar te bepalen valt nemen we dit niet mee in de berekening. Er kan wel gezegd worden dat de voorbeeldwaarde voor de stijfheid die in 3.1.3.6 gegeven wordt voor een superstorm, $7 * E06 \text{ MNm}^2$, niet zover boven de waarde ligt die bepaald werd in de vorige alinea. Een afname van de stijfheid tot beneden $6,38 * E06 \text{ MNm}^2$ zou geen invloed hebben, de story drift is dan maatgevend.

ten gevolge van →	Axiale kracht	Sway	Drift
toename totale doorsnede t.g.v. superstorm	-	$386 * E03 \text{ mm}^2$	$1065 * E03 \text{ mm}^2$

Tabel 5.1, toename doorsnede

Als we ervan uitgaan dat de doorsnede van de kolommen over de gehele hoogte van het gebouw gelijk blijft kunnen we uitrekenen hoeveel het extra gaat kosten om de kolommen zwaarder uit te voeren.

Eerste ontwerpstadium: profiel 500 x 500, $t = 45$. Dit profiel is als warmgewalst profiel te koop bij Corus, Ijmuiden.

Wat de exacte prijs van dit profiel is is niet te vinden op hun website. Ter vergelijking, een profiel 250 x 25, $t = 12,5$ kost € 91,90 per meter. Uit de prijslijst op www.staalprijzen.nl lijkt het alsof de prijs verdubbelt naarmate de profieldikte verdubbeld. De prijs verdubbeld ook bij twee maal zo grote afmetingen. Nader onderzoek leert dat door de prijs per mm^2 te bepalen de prijs van andere profielen redelijk benaderd kan worden. In dit geval betekend dit dus: $91,90 / 11875 = 7,74 * E-03 \text{ €/mm}^2$. $500 \times 500, t = 45 \rightarrow A = 819 * E02 \text{ mm}^2$. Voor de prijs zou dit betekenen: $81900 * 7,74 * E-03 = \text{€ } 634$. Vanwege het toch niet helemaal lineair oplopen van de kosten naarmate de profielgrootte toeneemt, vermeerderen we dit bedrag met 10% $\rightarrow \text{€ } 700 / \text{m}$.

De totale lengte van de vakwerkstaven in de verstijvingsconstructie is $12 \times 120 = 1440$ m. De totaalprijs voor de vakwerkkolommen komt daarmee op $1440 \times 700 = € 1008000$. Dit is een erg groot bedrag en in de bouwpraktijk zal het bedrag waarschijnlijk lager liggen vanwege de grote bestellingen en de daar vaak mee gepaarde (aanzienlijke) kortingen.

Als we de kolommen zouden ontwerpen op een superstorm zouden ze een profiel met een minimale doorsnede van $1695 \times E02$ mm² moeten krijgen. Een profiel met deze doorsnede heeft de afmetingen 700×700 , $t = 70$. Dit profiel staat niet bij Corus' warmgewalste kokerprofielen, maar kan waarschijnlijk wel gemaakt worden, aangezien er bij de Kennedytoren in Eindhoven ($H = 85$ m) buisprofielen met $\varnothing 700$, $t = 70$ mm gebruikt werden.

De doorsnede van een 700×700 , $t = 70$ profiel is $1764 \times E02$ mm². Volgens de prijsbenadering in de vorige alinea zou dit profiel 1500 € / m gaan kosten. De totaalprijs van de vakwerkkolommen zou dan $1440 \times 1500 = € 2160000$ zijn. Wederom is het maar de vraag of dit ook daadwerkelijk betaald zou worden, maar dat wordt hier in het midden gelaten.

Een prijsstijging van 110% voor de vakwerkkolommen is dus het resultaat om de constructie voldoende stijfheid te geven.

5.1.2 Vakwerkdagonalen

In § 3.1.3.1 bleek dat de vakwerkdagonalen niet meer zouden voldoen onder de nieuwe belasting. Als er gekozen zou worden om het benodigde profiel groter te nemen zou dit een profiel met minimale doorsnede van $71 \times E02$ mm² krijgen. Er zou ook gekozen kunnen worden om een betere staalsoort te nemen, bijvoorbeeld S355. De rekenwaarde van deze staalsoort is 355 N/mm², 120 N/mm² meer dan staalsoort S235.

Optie 1: grotere doorsnede, zelfde staalsoort (S235).

Bij deze optie moet elke diagonaal in de constructie een doorsnede van $71 \times E02$ mm² krijgen. Een profiel met deze doorsnede is 160×160 , $t = 12,5$.

De initiële ontwerpdoorsnede was $55 \times E02$ mm², bijbehorend profiel is 150×150 , $t = 10$.

Volgens [E] is de prijs van 150×150 , $t = 10$: € 43,60 per meter.

De prijs van 160×160 , $t = 12,5$ is € 54,70 per meter.

Het verschil in prijs tussen de twee profielen is € 11,10 per meter. In het gebouw zitten 8 vakwerken, 4 in de kern, en 4 op de gevels. Elk vakwerk is 120 m hoog, en heeft 40 maal 2 diagonalen die 3,6 m lang zijn. In totaal zit er dus $8 \times 40 \times 2 \times 3,6 = 2304$ m (2,3 km!) aan staal in de diagonalen van de verstijvingsconstructie. Als we de horizontale staven in de vakwerken hetzelfde dimensioneren betekend dit een extra hoeveelheid staal (in m) van $8 \times 40 \times 4 = 1280$ m. In totaal dus 3584 m.

De kosten voor de diagonale en horizontale vakwerkstaven in het ontwerpstadium worden daarmee $3584 \times € 43,60 = € 156000$

In totaal kost het zwaarder uitvoeren van de diagonale en horizontale vakwerkstaven in staalsoort S235 dus $3584 \times € 11,10 = € 40000$. Dit is een stijging van 26%.

Optie 2: hogere kwaliteit staalsoort (S355).

Als er voor staalsoort S355 gekozen wordt is de benodigde doorsnede meteen een factor 1,5 kleiner ($355/235$), in dit geval $1660 \times E03 / 355 = 4700$ mm². Dit kan gerealiseerd worden met profiel 140×140 , $t = 10$. Helaas is bij dit profiel de knikfactor te groot zodat het profiel niet voldoet. Doordat bij staalsoort S355 λ_e (bijlage A4) lager ligt wordt de knikfactor kleiner, zodat de doorsnede van het profiel groter moet worden om toch boven de optredende belasting uit te komen. In dit geval zou een profiel 180×180 , $t = 8$ nodig zijn in staalsoort S355.

Dit profiel kost € 239,20 per meter [F]. Het is meteen duidelijk dat de eerste optie hier de meest economische is. Voor trekstaven ligt dit anders aangezien daar wel met een aanzienlijk kleiner profiel kan worden volstaan.

5.1.3 Projectkosten

Een bouwproject bestaat natuurlijk niet alleen uit kosten voor de draagconstructie. Mechanische en technische installaties, sanitair, afbouwconstructies, inrichting. Allemaal zaken die bijdragen aan de totale bouwkosten van

een project. We gaan ervan uit dat de kosten voor de draagconstructie ruwweg 10% bedragen van de totale projectkosten.

In ons gebouw veranderd er niks aan de constructie van het raamwerk, dit heeft geen betekenis in de afdracht van de windbelasting en hoeft dus niet anders gedimensioneerd te worden onder superstormomstandigheden. De verstijvingsconstructie moet wel zwaarder gedimensioneerd worden om deze extreme omstandigheden te weerstaan.

Zoals in § 5.1.1 en § 5.1.2 bepaald werd is de toegenomen prijs in euro's voor de vakwerkkolommen en diagonalen respectievelijk € 1152000 en € 40000. De prijstoenname voor de vakwerkdagonalen is te verwaarlozen op de totale stijging van de kosten voor de verstijvingsconstructie (110%). Zoals gezegd is deze verstijvingsconstructie het enige onderdeel van de draagconstructie dat beïnvloed wordt door een grotere windbelasting. Als we ervan uitgaan dat de vakwerken 50% van de kosten voor de totale draagconstructie vormen betekent dit een stijging voor de kosten van de totale draagconstructie van 55%.

Met het gegeven dat de de kosten voor de draagconstructie ongeveer 10% van de totale projectkosten bedragen betekent dit dat deze projectkosten ruwweg met 5,5% zullen stijgen ten gevolge van de dimensionering van de draagconstructie om een superstorm te weerstaan.

(In bovenstaande berekeningen is het effect op de fundering (die ook zwaarder zal moeten worden) niet meegenomen, en zijn ook afbouwconstructies die steviger en zwaarder uitgevoerd zullen moeten worden niet meegenomen. De projectkosten zullen in werkelijkheid dus nog iets meer toenemen).

5.2 Eengezinswoning

In deelonderzoek B is gebleken dat de gemiddelde dakpan bij een superstorm van het dak gezogen zou worden. Om ook tijdens een superstorm geen schade aan het dak op te lopen moet de dakpannen dus zwaarder uitgevoerd worden, of kunnen de dakpannen aan de panlatten verankerd worden met panhaken.

Optie 1: zwaardere dakpannen

Uit § 3.2 bleek dat het bij het toepassen van de zwaarste soort leverbare dakpan er nog slechts bij 2 van de 6 situaties gevaar voor schade was. Bij helling 30° was er aan de loefzijde nog steeds een te grote windzuiging, en bij dakhelling 60° was dit het geval aan de lijdzijde. De ontwerpdakpan voldeet in 5 van de 6 gevallen niet, de zware dakpan is dus een aanzienlijke verbetering.

De keramische ontwerpdakpan kost tussen de € 500 en € 1000 [I] voor een partij van 1000 stuks. De minimale prijs voor betonnen dakpannen is volgens [I] rond de € 1300 voor 1000 stuks. Een verschil van € 300 tot € 800 dus. Als mensen hun huis dus willen beschermen tegen een superstorm is het aan te raden voor een zware dakpan te kiezen, aangezien dit relatief gezien slechts geringe extra kosten met zich meebrengt.

Optie 2: panhaken

Een standaard panhaak kan ongeveer 120 N aan trekkracht opnemen. Als we naar de tabellen in 3.2 kijken zien we dat een extra kracht van 120 N het aantal gevaarlijk situaties bij 'de nieuwe hollander' reduceert tot één. Deze panhaken zullen ook slechts marginale kosten met zich mee brengen, en dus geen bepalende factor in de totaal kosten voor de dakbedekking zijn. Voor complete zekerheid tegen schade tijdens een superstorm is het toepassen van een zwaardere pan verankerd met panhaken een goede, betaalbare keuze.

6. Conclusies en aanbevelingen

Uit het promotie-onderzoek van dhr. van de Brink kwam naar voren dat in de toekomst windsnelheden van maar liefst 200 km/h kunnen optreden op 2 km hoogte boven de Noordzee. Het is gebleken dat het niet eenvoudig is om dit te vertalen naar de toekomstige windbelasting op gebouwen. Met name is geen methode gevonden om het twaalfuurgemiddelde (gebruikt in de klimaatmodellen) om te rekenen naar het uurgemiddelde (gemeten door weerstations). Een afschattende berekening geeft een toekomstige windbelasting die 38% groter is dan is voorgeschreven in de huidige normen.

Zoals in § 3.1.4 en § 3.2.2 gezegd wordt dienen constructies vooral zwaarder uitgevoerd te worden om de toegenomen belasting te weerstaan. Dit, in het geval dat de windsnelheden en bijbehorende belastingen ook echt flink zullen toenemen.

Als de klimaatvoorspellingen correct zijn dienen nieuwe draagconstructies in Nederland op de grotere windbelasting te worden gedimensioneerd. Niettemin zijn deze belastingen veel kleiner dan deze aan de Oostkust van de Verenigde Staten. Schuilkelders, zoals gebruikelijke in grote gebieden van de VS, zullen in Nederland waarschijnlijk niet nodig zijn.

Het kostenplaatje voor een hoogbouwconstructie zal een tikkeltje duurder uitvallen bij dimensionering voor een superstorm. De totale projectkosten zullen toenemen in de orde van een aantal % (3-10). Niets onoverkombaar dus. De nederlandse burger die het dak van zijn huis 'superstorm proof' wil maken zal niet bepaald schrikken van de extra kosten die dit met zich meebrengt. Het bouwen van een eengezinswoning kost ongeveer tachtigduizend euro, een aantal 1000 euro meer of minder om een boel schade te voorkomen zal dan geen probleem zijn.

7. Evaluatie

7.1 Projectverloop

Nadat ik in week 1 de startnotitie gemaakt had kon ik in week 2 beginnen aan de vooronderzoeken. Ik had hier twee weken voor ingeroosterd, maar uiteindelijk was ik er in week 4 ook nog mee bezig. Enig tijdverlies dus. De reden voor deze kleine vertraging zat in het feit dat ik bepaalde onderwerpen heb aangepast aan nieuw gevonden literatuur. Andere reden was dat er nogal wat onduidelijkheid was over welke waarden voor de windsnelheid en stuwdruk bij een superstorm ik moest gebruiken. Dit kwam omdat er in het begin met een vuistregel gewerkt werd die op ons onderzoeksgebied niet toepasbaar bleek te zijn. In hoofdstuk 2 wordt dit uitgelegd.

Aan het begin van de deelonderzoeken bleek dat het doen van alle subonderzoeken zoals genoemd in de startnotitie een onmogelijke opgave was in het gegeven tijdsbestek. Ik heb toen dus meteen een selectie gemaakt uit de verschillende onderzoeken. Laagbouw en verdiepingbouw vielen af en eengezinswoningen en hoogbouw bleven over. Van een eengezinswoning leek mij het enige interessante onderzoeksubject het dak. Dit onderzoek verliep vlekkeloos. Bij het onderzoek naar een hoogbouwconstructie kwamen meteen weer een aantal vragen naar voren: wat voor soort constructie ga ik onderzoeken? Welke onderdelen daarvan? Kon ik bij een eengezinswoning gewoon teruggrijpen op de basisvorm die over de hele wereld hetzelfde is, bij een toren was dit volstrekt anders. Torens zijn er in vele verschillende vormen en elke vorm heeft weer bepaalde typisch constructieve eigenschappen. Om constructieve gevolgen van windbelasting te onderzoeken moet er het een en ander bekend zijn over de constructie zelf. Op dat moment heb ik ervoor gekozen om zelf globaal een hoog gebouw te ontwerpen, aan de hand van de windbelasting zoals die in de NEN 6702 gegeven wordt, en deze constructie vervolgens te toetsen bij de windbelasting die zou optreden tijdens een superstorm. De resultaten zou ik later gebruiken om te bepalen wat deze gevolgen voor kosten met zich mee zouden brengen. Op sommige momenten leek het alsof het onderwerp van mijn eindproject het ontwerpen van een hoogbouw constructie was, want hier is nogal wat tijd in gaan zitten. Het bleek namelijk omslachtiger dan ik dacht. In een deel van week 5, week 6 en week 7 ben ik hiermee bezig geweest. In de laatste week, week 8, heb ik de gevolgen vertaald naar een financieel plaatje, en heb ik gekeken naar het buitenland.

In de loop van het project heb ik meerdere malen overleg gepleegd met mijn begeleider, de heer Hoogenboom. Ook heb ik twee maal met meneer Bierbooms van de faculteit L & R over windstroming rond gebouwen gepraat. De heer Welleman heeft na inzage van het tussenrapport een opmerking geplaatst, die ik vervolgens heb gebruikt om mijn verslag te verbeteren. Er is tijdens het project ook twee maal contact geweest met meneer van de Brink, de onderzoeker wiens proefschrift uiteindelijk aanleiding gaf tot dit bachelor eindproject. Een maal is er contact geweest met de heer Vrouwenfelder, dit ging over de herkomst van de waarden voor stuwdruk uit de NEN 6702.

7.2 Zelfevaluatie

Tijdens het project is me opgevallen dat elk subonderzoek toch meer tijd kostte dan ik gedacht had. Dit heeft een aantal maal tot frustratie geleid omdat subdeadlines niet gehaald werden. Ik had uiteindelijk meer willen onderzoeken dan alleen een hoogbouwconstructie en de daken van eengezinswoningen, maar doordat vooral in die eerste veel tijd is gaan zitten ben ik niet meer zover gekomen. Over het algemeen ben ik erg tevreden over wat ik geproduceerd heb. Alles wat in dit verslag staat is onderbouwd, en over nagedacht.

Het zoeken naar subonderzoeken leverde af en toe de situatie op waarbij ik even niet meer wist wat ik moest doen of waar ik moest beginnen. Dit was niet altijd even makkelijk. Als er eenmaal weer een onderzoek liep vond ik het erg leuk om daar in te duiken en het uit te werken, om weer verder te komen in het project.

Al met al is het doen van dit project me goed bevallen, door de grote mate van (opgelegde) zelfstandigheid leer je denk ik goed individueel te werken. Het contact zoeken met anderen die voor jou bruikbare informatie hebben is iets waar je niet omheen kan en wat van groot belang is in een onderzoek. Je kan immers niet alles zelf gaan uitzoeken.

Bijlagen

Bijlage A

A1. Berekening resultante windbelasting en arm

De breedte van ons gebouw is 20 m, en de diepte 12 m. Per strekkende meter in de breedte richting is de resultante van deze verdeelde belasting:

$$R_{tot} = R_1 + R_2 = (0,54 * 120) + (1,23 * 120 * 0,5) = 64,8 + 73,8 = 138,6 \text{ kN.}$$

De resultante over het gehele oppervlak is:

$$138,6 * 20 = 2772 \text{ kN}$$

Doordat de verdeelde belasting niet bij 0 begint is de arm van R_{tot} tot aan het grondvlak niet $2/3 * H$, maar iets daaronder:

$$\begin{aligned} (20/138,6) * 64,8 &= 9,35 \text{ m} \\ (20/138,6) * 73,8 &= 10,65 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Arm } a_{R_{tot}} = 60 + 10,65 = 70,65 \text{ m}$$

Met a kan het moment ter hoogte van het grondvlak berekend worden.

De hierboven bepaalde resultante R_{tot} is de waarde van de stuwdruk zonder coëfficiënten. In figuur.. is te zien dat deze waarde aan de loefzijde met 0,8 en aan de lijzijde met -0,4 vermenigvuldigd moet worden om de werkelijke belasting op ons gebouw te bepalen. (in werkelijkheid zal ook de arm a van de resultante verschuiven door het verschil in kracht, dit (kleine) verschil wordt verwaarloosd. We rekenen verder met de hierboven gevonden waarde voor a).

$$\text{Druk: } 138,6 * 0,8 = 111 \text{ kN}$$

$$\text{Zuiging: } 138,6 * -0,4 = -56 \text{ kN} \quad \text{Dus de werkelijke resultante kracht per meter breedte is } 167 \text{ kN}$$

De totale horizontale windkracht die in diepterichting op het gebouw werkt is:

$$20 * 167 = 3340 \text{ kN}$$

A2. Stijfheidsberekeningen

Startalternatief

Om een indicatie te krijgen voor de minimaal benodigde stijfheid van ons gebouw wordt berekend hoe groot de uitwijking aan de top maximaal mag zijn. Door deze waarde gelijk te stellen aan de formule waar deze uitwijking mee berekend wordt verkrijgen we een minimale waarde voor de buigstijfheid EI .

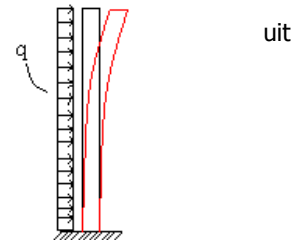
De uitwijking wordt beschreven door:

$$\Delta = q * l^4 / 8 EI$$

[2]

met:

Δ	=	verplaatsing, in mm
q	=	windbelasting, in kN / m
l	=	hoogte boven grondvlak (inklemming), in m
EI	=	buigstijfheid, in MNm ²



(rekenen in bovenstaande eenheden geeft een verplaatsing in mm)

De maximale uitwijking aan de top moet binnen bepaalde grenzen blijven. Een aannemelijke regel hiervoor is:

$$\Delta_{\max} = H / 500, \text{ in ons geval betekend dit: } 120 / 500 = 0,24 \text{ m} = 240 \text{ mm.}$$

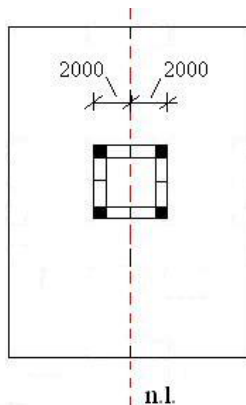
De belasting wordt voor het gemak even als constant beschouwd, maar wel op een manier dat de totale resultante hetzelfde blijft. Lineair toenemende q -last: $R_{\text{tot}} = 3340 \text{ kN}$, constante q -last: $3340 / (20 * 120) = 1,39 \text{ kN / m}$. Als we de q -last over de gehele breedte geconcentreerd denken in het midden van de gevel betekend dit voor die totale q : $1,39 * 20 = 27,8 \text{ kN / m}$ (per strekkende meter in hoogterichting)

Met bovenstaande gegevens wordt bepaald hoe groot de buigstijfheid van de kern minimaal moet zijn:

$$240 = (20 * 1,39 * 120^4) / 8 * EI_{\min}$$

Hieruit volgt de minimale waarde voor $EI_{\min}$: 2982000 MNm^2

Dit betekend voor het traagheidsmoment $I_{\min}$: $2982000 / 210 * E03 = 14,2 \text{ m}^4 = 1,42 * E13 \text{ mm}^4$



Onze kern is een koker bestaande uit vier verticale, stalen vakwerken. De E-modulus van staal is 210000 N/mm^2 , dit is hetzelfde als $210 * E03 \text{ MN / m}^2$.

Het eigen traagheidsmoment van de kolommen wordt verwaarloosd omdat dit vele malen kleiner is dan het traagheidsmoment met Steiner (drsn. (in mm^2) * (afstand tot neutrale lijn) ²)

Elke kolom heeft doorsnede A

4 kolommen op afstand 2000 mm tot neutrale lijn (n.l.)

$$I = 4 * (2000^2 * A_{\min}) = (16 * E06) * A_{\min} \text{ (in mm}^4\text{)}$$

Figuur A2, vakwerkkern (koker)

Met het minimale traagheidsmoment berekend uit de maximale uitwijking aan de top, kan nu een minimale waarde voor de doorsnede van de kolommen bepaald worden:

$$A_{\min} = 1,42 * E13 / 16 * E06 = \underline{887500 \text{ mm}^2} = \underline{8875 * E02 \text{ mm}^2}$$

Alternatief 2

Het gedrag van gebouwen met een head structure kan vereenvoudigd worden door ze te behandelen als een ingeklemde ligger (net als het startalternatief) met uniforme buigstijfheid EI , onder invloed van een constante windbelasting q . De optredende verplaatsing is de verplaatsing van de ingeklemde ligger onder invloed van q , minus de uitwijking die optreedt ten gevolge van het tegengestelde moment dat gegenereerd wordt door de head structure en de outrigger arms.

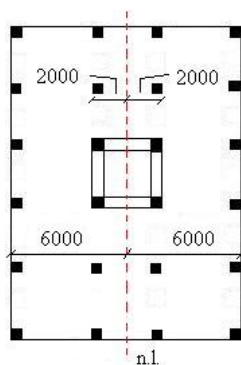
In formule vorm:

$$\Delta = \Delta_w - \Delta_M = ((20 * q * l^4) / 8 EI) - ((M * l^2) / 2 EI) = (l^2 / 2 EI) * ((20 * q * l^2 / 4) - M)$$

Als we voor de moment reductie 500 kNm en voor de maximale uitwijking 240 mm invullen levert dit met bovenstaande formule nieuwe waarden voor de benodigde buigstijfheid $EI_{\min}$:

Huidige belasting: $EI_{\min} = 2688000 \text{ MNm}^2$

Dit betekend voor het traagheidsmoment $I_{\min}$: $2688000 / 210 * E03 = 12,8 \text{ m}^4 = 1,28 * E13 \text{ mm}^4$



Elke kolom heeft dezelfde doorsnede A

12 kolommen op afstand 6000 mm tot n.l., 12 kolommen op afstand 2000 mm tot n.l.

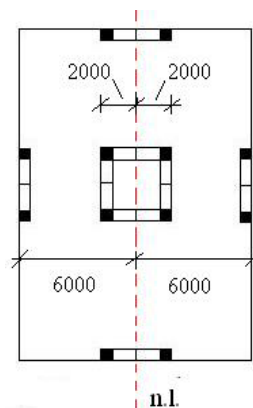
$$I = (12 * 6000^2 + 12 * 2000^2) * A_{\min} = (48 * E07) * A_{\min} \quad (\text{in mm}^4)$$

Met het minimale traagheidsmoment bepaald uit de maximale uitwijking aan de top, kan ook hier weer een minimale waarde voor de doorsnede van de kolommen gevonden worden:

$$A_{\min} = 1,28 * E13 / 48 * E07 = \underline{26667 \text{ mm}^2} = 266,67 * E02 \text{ mm}^2$$

Figuur A3, kolommen + kern

Alternatief 3



Elke kolom heeft dezelfde doorsnede A .

4 kolommen op afstand 6000 mm tot n.l., 8 kolommen op afstand 2000 mm tot n.l.

$$I = (4 * 6000^2 + 8 * 2000^2) * A_{\min} = (17,6 * E07) * A_{\min} \quad (\text{in mm}^4)$$

Met het minimale traagheidsmoment bepaald uit de maximale uitwijking aan de top (dezelfde als bij het startalternatief), kan nu weer een minimale waarde voor de doorsnede van de kolommen gevonden worden:

$$A_{\min} = (1,42 * E13) / (17,6 * E07) = \underline{80682 \text{ mm}^2} = 806,82 * E02 \text{ mm}^2$$

Figuur A4, kern + gevels

A3. Berekening te dragen gewicht per kolom

Voor deze berekening zijn een aantal gegevens nodig. De dikte van de vloer, de belasting op het vloeroppervlak die voortkomt uit het gebruik en het gewicht van kolommen en liggers van het raamwerk zijn gegevens die essentieel zijn om de kolombelasting op de begane grond te kunnen bereken.

We passen een staalplaat – betonvloer toe, dit omdat deze aanzienlijke belasting kan dragen en een lichter eigen gewicht heeft dan een betonnen vloer. De totale vloerdikte wordt 180 mm. Het gewicht van deze vloer is 3,01 kN / m². (website vandelft)

De vloerbelasting uit de gebruiksfunctie komt uit de NEN 6702 en is 2,5 kN / m² (NEN 6702, 8.2.2, tabel 7) Om waarden voor het gewicht van kolommen en liggers te krijgen moeten er profielen gekozen worden. Omdat deze nou juist berekend moeten worden wordt er naar vergelijkbare projecten gekeken, de Vinoly toren in Amsterdam, en de Kennedy toren in Eindhoven. In de eerste, een 95 m hoge toren wordt een IPE 400 profiel gebruikt ter ondersteuning van de vloeren. In de tweede, die 85 meter hoog is, wordt voor de verticale kolommen een fors kokerprofiel met grote wanddikte t gekozen. Profiel: Ø 600, t = 70 (in mm) Bij deze profielen hoort het volgende gewicht:

IPE 400: 66,3 kg / m (= 0,663 kN / m)

Ø 600, t = 70: 959 kg / m (= 9,59 kN / m)

Nu wordt gekeken welke kracht er in de verschillende kolommen komt.

Kolommen met oppervlak 1:

Staalplaat - betonvloer

$4 * 4 = 16$ m² vloeroppervlak per verdieping.

$16 * 3,01 = 48,16$ kN

Er rusten 39 verdiepingen vloeren boven de kolom op de begane grond, dus totaal gewicht voor kolom 1 is $39 * 48,16 = 1880$ kN

(ter vergelijking, een betonnen vloer met $d = 180$ mm geeft een kolombelasting van 2700 kN!)

Vloerbelasting

$4 * 4 * 2,5 = 40$ kN per verdieping.

$39 * 40 = 1560$ kN

Liggers en kolommen

In figuur A5 is te zien de op kolom 1 vier liggers rusten. Aangenomen dat de helft van het gewicht van zo een ligger door de kolom gedragen wordt, betekend dit dat er $4 * 2 = 8$ m ligger op kolom 1 rust. Dit is $8 * 0,663 = 5,3$ kN.

Wederom 39 verdiepingen, dus totaal gewicht is $39 * 5,3 = 210$ kN

Bovenop de kolom op de begane grond rust $39 * 3 = 117$ m kolom. Dit betekend een gewicht van $117 * 9,59 = 1120$ kN.

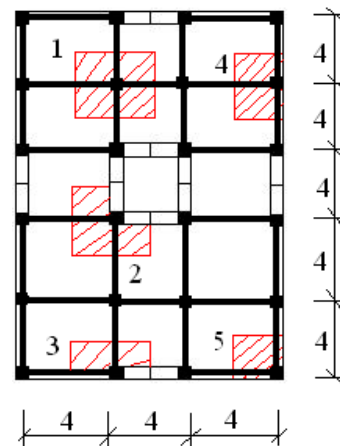
Bij het aanzienlijke gewicht van de kolommen moet opgemerkt worden dat dit nog meer of minder kan worden. Dit hangt af van de dimensionering, die uitgevoerd wordt als alle krachten bekend zijn.

Totaal eigen gewicht op kolom (1) =	1880 kN
	1560 kN
	210 kN
	<u>1120 kN</u>
	4770 kN

Kolommen met oppervlak 2:

In figuur.. is te zien dat het te dragen vloeroppervlak 3 / 4 van kolom 1 is. Dit betekend voor het gewicht van de vloer en de vloerbelasting een waarde van $0,75 * (1880 + 1560) = 2580$ kN.

Te zien is ook dat kolom 2 twee liggers draagt, dus $4 * 0,663 * 39 = 105$ kN. Het gewicht van de kolommen blijft vooralsnog gelijk aan dat van kolom 1 (1120 kN). Dus totaal: 3800 kN



Figuur A5, opp. per kolom

Omdat kolom 2 een kolom is die een gedeelte van het raamwerk draagt, maar ook betrokken is bij de afdracht van de windbelasting komt er nog extra belasting op deze kolom. Met behulp van een raamwerkprogramma is berekend hoe groot de krachten in de staven van de vakwerkkern zijn.

De maximale kracht in de kolommen op het grondvlak door windbelasting is 8500 kN. Links van de neutrale lijn is dit trek, rechts druk.

Deze berekeningen zijn met het raamwerkprogramma Dr. Frame gedaan. Een aantal screenshots zijn weergegeven in bijlage C.

Kolommen met oppervlak 3:

Deze kolommen zullen door eigen gewicht altijd minder zwaar belast worden dan kolommen 2, omdat ze voornamelijk minder vloeroppervlak dragen (50%). Net als kolom 2, is kolom 3 ook betrokken bij de afdracht van windbelasting. In het ontwerp worden kolommen 2 en 3 hetzelfde gekozen, dit om de stijve vakwerken allemaal hetzelfde vorm te geven. Welke van de 2 gedimensioneerd zal worden is afhankelijk van waar de totale belasting het grootst is.

Kolommen 3: $0,5 * (1880 + 1560) + 1120 + 105 = 2950 \text{ kN}$

Kolommen met oppervlak 4 en 5:

Deze kolommen dragen respectievelijk de helft en een kwart van het vloeroppervlak dat kolommen 1 dragen. Kolommen 4 dragen $3 * 2 = 6 \text{ m}$ ligger, en kolommen 5 dragen $2 * 2 = 4 \text{ m}$ ligger. Duidelijk is dat deze kolommen dus ook minder belasting dragen dan kolommen 1. Deze kolommen worden ondanks het lagere te dragen eigen gewicht hetzelfde gedimensioneerd als kolommen 1.

Kolommen 4: $0,5 * (1880 + 1560) + 1120 + 155 = 3000 \text{ kN}$

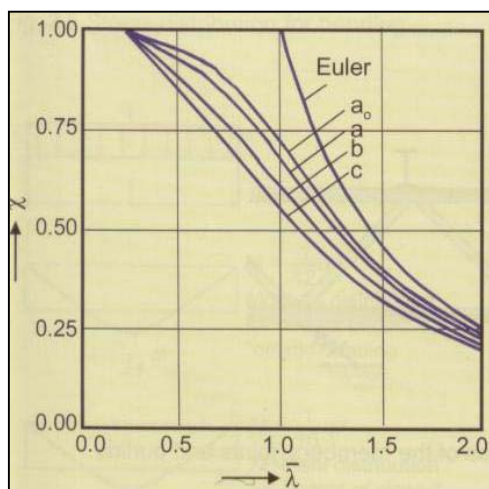
Kolommen 5: $0,25 * (1880 + 1560) + 1120 + 105 = 2090 \text{ kN}$

A4. Dimensionering

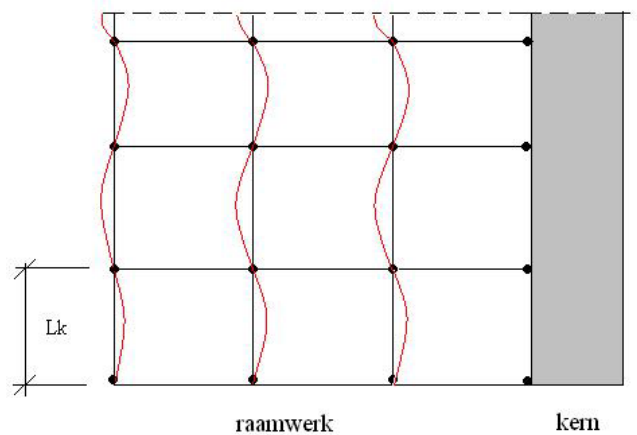
Kolommen 1, 4 en 5

Al deze kolommen worden op druk belast. Het grootste probleem bij op druk belaste kolommen, is knik. De dimensionering van een drukkolom gaat als volgt:

- Stap 1: kies een profiel
- Stap 2: bepaal kniklengte L_k
- Stap 3: bepaal $i = \sqrt{I/A}$, en $\lambda = L_k / i$
- Stap 4: bepaal relatieve slankheid $\lambda_{rel} = \lambda / \lambda_e$, λ_e is de slankheid van de staaf waarbij de eulerse knikspanning juist gelijk is aan de rekenwaarde van de vloeispanning. $\lambda_e = 93,9$ voor staalsoort S235, en $\lambda_e = 76,4$ voor S355. (uit [8])
- Stap 5: bepaal met figuur A6 de knikfactor χ
- Stap 6: Bepaal de doorsnede-capaciteit $N_{pl;d}$ van je profiel met $N_{pl;d} = A \cdot f_{y;d}$
- Stap 7: Controleer of $N / \chi \cdot N_{pl;d} \leq 1$



Figuur A6, knikfactor



Figuur A7, kniklengte raamwerk

1. We beginnen met kokerprofiel 400 x 400, $t = 20$, staalsoort S235
2. De kniklengte is 1 verdiepingshoogte, dus 3000 mm, zie figuur A7
3. $I = 71500 \cdot E04 \text{ mm}^4$, $A = 300 \cdot E02 \text{ mm}^2$ [13]
 $i = \sqrt{(71500 \cdot E04 / 300 \cdot E02)} = 154$
 $\lambda = 3000 / 154 = 19,5$
4. $\lambda_{rel} = 19,5 / 93,9 = 0,2$
5. $\chi = 1,0$ (knikkromme c, koud gevormd profiel)
6. $N_{pl;d} = (300 \cdot E02) \cdot 235 = 7050 \text{ kN}$
7. $N = \gamma_p \cdot 4770 \text{ kN}$, γ_p is in dit geval de belastingfactor voor permanente belasting = 1,2
 $(1,2 \cdot 4770) / (1,0 \cdot 7050) = 0,81 \leq 1$, dus ok!

Het gewicht van profiel 400 x 400, $t = 20$ is slechts 25 % van het gewicht waarvan in de eerste berekeningen werd uitgegaan. Het is dus waarschijnlijk dat er met een kleiner profiel volstaan kan worden. We kijken naar profiel 400 x 400, $t = 16$. het gewicht van dit profiel is 1,9 kN / m, dit betekend voor de totale drukkracht:
 $N = 1,9 \cdot 117 + (210 + 1550 + 1880) = 3860 \text{ kN}$

Herhaling van bovenstaande stappen geeft uiteindelijk:

$$N_{pl;d} = (243 \cdot E02) \cdot 235 = 5710 \text{ kN}$$

$$N = 1,2 \cdot 3860 = 4632 \rightarrow 4632 / 1,0 \cdot 5710 = 0,81 \leq 1, \text{ dus ok!}$$

Dus voor de kolommen in ons raamwerk die oppervlakken 1, 4 of 5 dragen, worden kolommen toegepast met een kokerprofiel:

$$b \times h = 400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$$

$$t = 16 \text{ mm}$$

$$A = 243 \cdot E02 \text{ mm}^2$$

$$I_{zz} = I_{yy} = 59300 \cdot E04 \text{ mm}^4$$

Kolommen 2 en 3

Links van de neutrale lijn (figuur A4) zit er ten gevolge van de windbelasting een trekkracht in de kolommen, rechts een drukkracht. De kracht uit het eigen gewicht van de constructie is vanzelfsprekend een drukkracht. Om de krachten in de kolommen te bepalen is een raamwerkprogramma (Dr. Frame) gebruikt. In eerste instantie werd verondersteld dat alle staven een zeer grote stijfheid (oneindig) hadden waardoor er praktisch alleen krachtsoverdracht door normaalkracht kon geschieden. Het eigen gewicht van de constructie is in de vorm van een puntlast op de onderste kolommen gezet. De maximale axiale kracht door windbelasting in de kolommen op het grondvlak is: (zie bijlage C) $7825 - 2950 = 4875 \text{ kN}$. De maximale kracht in een van de kolommen is dus een drukkracht, en zit in de vakwerkkolommen op de oostgevel. De waarde van de drukkracht is 7825 kN . Deze en alle andere kolommen in de stijve vakwerken worden op deze kracht gedimensioneerd. Zou de wind namelijk uit het oosten komen zit de zojuist genoemde maximale kracht in de vakwerkkolom op de westgevel. En in de situatie dat de wind loodrecht op de korte gevels zou waaien zou deze kracht in vakwerkkolommen op deze korte gevels zitten. De vakwerkkernkolommen worden hetzelfde gedimensioneerd omdat de grootste (druk)kracht daar niet zo veel verschilt van die op de oostgevel.

De kolommen worden gedimensioneerd om de drukkracht van 7825 kN te kunnen weerstaan. Deze kracht bestaat uit een aandeel uit de windbelasting en een aandeel uit het eigen gewicht. Wederom wordt er met belastingfactoren gewerkt, ditmaal twee verschillende:

$$\begin{aligned}\gamma_p &= 1,2 \text{ (permanente belasting)} \\ \gamma_w &= 1,5 \text{ (veranderlijke (wind)belasting)}\end{aligned}$$

$$N = 1,2 \cdot 2950 + 1,5 \cdot 4875 = 10850 \text{ kN} = 10,85 \text{ MN}.$$

De kniklengte L_k is 3000 mm .

We kiezen voor staalsoort S235, met $\lambda_e = 93,9$ en rekenwaarde vloeigrens $f_{y;d} = 235 \text{ N/mm}^2$

Als eerste bekijken we profiel 400×400 , $t = 35 \rightarrow I = 114500 \cdot E04 \text{ mm}^4$, $A = 511 \cdot E02 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}i &= \sqrt{(114500 \cdot E04) / (511 \cdot E02)} = 150, \quad \lambda = 3000 / 148 = 20 \\ \lambda_{rel} &= 20 / 93,9 = 0,21 \rightarrow \chi = 1,0 \text{ (knikkromme c, koud gevormd profiel)} \\ N_{pl;d} &= 511 \cdot E02 \cdot 235 = 12 \text{ MN}\end{aligned}$$

$$N / \chi \cdot N_{pl;d} \leq 1 \rightarrow 10,85 / 1,0 \cdot 12 = 0,9 \leq 1, \text{ dus ok!}$$

Met de belastingfactoren verwerkt in de axiale kracht is er dus nog voldoende veiligheid tegen knik.

Wordt profieldikte $t = 32 \text{ mm}$ gekozen is er nog maar 2% veiligheid over. (0,98)

Controle stijfheid

Bovenstaande berekeningen laten zien dat bij alternatief 1 en 3 de minimaal benodigde doorsnede om aan de stijfheidseis te voldoen groter is dan de benodigde doorsnede om het moment en de dwarskracht uit de windbelasting af te dragen. Dit betekent dat in deze 2 gevallen de stijfheidseis dus maatgevend is voor de keuze van het profiel! In alternatief 2 is de benodigde doorsnede uit de stijfheidseis kleiner, dus hier is bovenstaande berekening maatgevend. Aangezien we voor alternatief 3 gekozen hebben, moet er dus een profiel gekozen worden met een minimale doorsnede van 80682 mm².

Aangezien de uitwijkingseis vrij streng is ($\Delta < 240 \text{ mm}$) is er niet veel speling (veiligheid) nodig ten opzichte van de minimale doorsnede.

Profiel 500×500 , $t = 45 \text{ mm} \rightarrow A = (500 \cdot 500) - (410 \cdot 410) = 81900 \text{ mm}^2$. Dit is dus voldoende. Dat dit profiel niet knikt en ruim voldoende capaciteit heeft om de drukkracht op te nemen spreekt voor zich.

Dus profiel:

$$\begin{aligned}b \times h &= 500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \\ t &= 45 \text{ mm} \\ A &= 819 \cdot E02 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$I_{zz} = I_{yy} = 285353 * E04 \text{ mm}^4$$

Dimensionering diagonalen in in shear truss

In bijlage C is te zien dat er in de diagonalen een maximale axiale kracht van 600 kN zit (trek en druk). Deze kracht, net als die in de verticale staven, neemt af naar boven toe. Zou dit gebouw werkelijk gebouwd worden zou de grote van het profiel naar boven toe dus kunnen afnemen. Dit is in ons onderzoek verder niet relevant, en we dimensioneren dus de staaf waarin de grootste kracht zit.

$$N = 600 * \gamma_v = 600 * 1,5 = 900 \text{ kN}$$

Lengte staaf = 3,6 m. $L_k = 3,6 \text{ m}$.
 Staalsoort S235, $f_{y;d} = 235 \text{ N / mm}^2$

Profiel 150 x 150, $t = 10 \rightarrow I = 1770 * E04 \text{ mm}^4$, $A = 54,9 * E02 \text{ mm}^2$
 $i = \sqrt{((1770 * E04) / (54,9 * E02))} = 56,8$, $\lambda = 3600 / 57 = 63,4$
 $\lambda_{rel} = 63,4 / 93,9 = 0,68 \rightarrow \chi = 0,75$ (knikkromme c, koud gevormd profiel)
 $N_{pl;d} = 54,9 * E02 * 235 = 1290 \text{ kN}$

$$N / \chi * N_{pl;d} \leq 1 \rightarrow 900 / 0,75 * 1290 = \underline{0,93 \leq 1, \text{ dus ok!}}$$

A5. Stabiliteitsberekeningen

Berekening gebouwgewicht

Het gebouwgewicht wordt opgebouwd uit het kolomgewicht, het vloergewicht, de vloerbelasting, en het gewicht van de vloerdragende liggers. Gevelgewicht en het gewicht van technische en mechanische installaties wordt buiten beschouwing gelaten.

- Kolommen: 12 kolommen (1) met doorsnede $243 \times E02 \text{ mm}^2$, en 12 (2) met doorsnede $819 \times E02 \text{ mm}^2$.
In kg / m is dit:
(1): $(243 \times E02 / 1 \times E06) \times 7850 = 190 \text{ kg / m}$ volumieke massa staal = 7850 kg / m^3
(2): $(819 \times E02 / 1 \times E06) \times 7850 = 643 \text{ kg / m}$.

Het totale kolomgewicht (in kN) wordt hiermee: $(120 \times ((12 \times 190) + (12 \times 643))) / 100 = 12000 \text{ kN}$

- Liggers: in totaal $(6 \times 12) + (4 \times 20) = 152 \text{ m}$ ligger per verdieping, gewicht per m ligger = $0,663 \text{ kN}$ (bijlage A3)

Totale liggergewicht wordt hiermee: $152 \times 40 \times 0,663 = 4000 \text{ kN}$

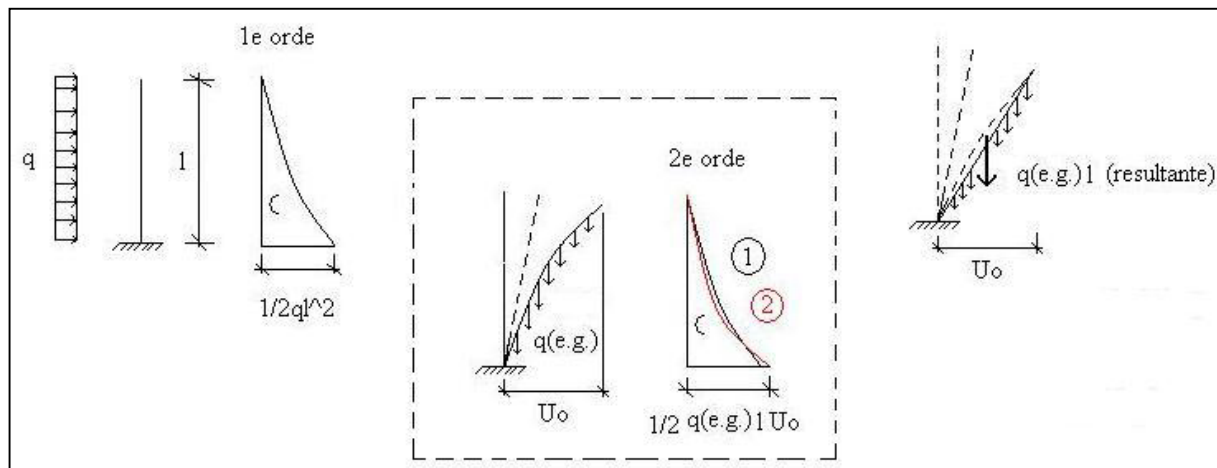
- Vloeren: $(40 \times 20 \times 12) - (40 \times 4 \times 4) = 8960 \text{ m}^2$
Vloergewicht = $3,01 \text{ kN / m}^2$, vloerbelasting = $2,5 \text{ kN / m}^2$

Totale vloergewicht + vloerbelasting = $8960 \times (2,5 + 3,01) = 49500 \text{ kN}$

Het totaalgewicht van het gebouw wordt hiermee: $12000 + 4000 + 49500 = 65500 \text{ kN}$ (= 6550 ton)

De gebouwinhoud = $120 \times 20 \times 12 = 28800 \text{ m}^3$, dit betekend dat het gebouwgewicht: $65500 / 28800 = 2,27 \text{ kN / m}^3$ is. In een voorbeeldopgave uit [10] wordt voor een staalconstructie van 150 m en een doorsnede van 400 m^2 (20×20) gerekend met 2 kN / m^3 . (dit gebouw heeft stalen vloeren, ons gebouw staalbetonvloeren)
De berekende waarde van $2,27 \text{ kN / m}^3$ lijkt redelijk te kloppen.

2^e orde berekening (uit [10, par. 4.1])



Figuur A8, 2^e orde principe

In bovenstaande figuur wordt duidelijk gemaakt dat door de windbelasting een bepaald moment bij de inklemming ontstaat. Doordat de constructie uitwijkt, verplaatst ook het zwaartepunt van de constructie. Deze horizontale verplaatsing vermenigvuldigd met de resultante van het eigen gewicht zorgt weer voor extra uitwijking. Dit is het zogenaamde 2^e orde effect.

Als we in bovenstaande figuur stellen dat de twee momentenlijnen (1 en 2) praktisch aan elkaar gelijk zijn, zal de kritische waarde voor q (e.g.) (resultante = Q) worden bereikt indien: $\frac{1}{2} \times q \times l^2 = \frac{1}{2} \times q$ (e.g.) $\times l \times U_0$ (= Δo)
Dan is bij benadering: q (e.g.) $_k = q \times l / \Delta o$ of, indien $R_{tot} = q \times l$ en $Q = q$ (e.g.) $\times l$ dan is:

$Q_k = (R_{tot} \times l) / \Delta o \rightarrow$ voor de oneindig stijf ingeklemde staaf is $\Delta o = (q \times l^4) / 8 \times EI = R_{tot} \times l^3 / 8 \times EI$
Dus $Q_k = R_{tot} \times l / \Delta o = (8 \times EI) / l^2$

Bijlage B

B1. Krantenartikel telegraaf

16 maart 2005

Nederland kan in de toekomst te maken krijgen met superstormen die zich tot nu toe nog nooit hebben voorgedaan. Dat blijkt uit een promotie-onderzoek van H. van den Brink aan de Universiteit van Utrecht. De KNMI heeft het onderzoek begeleid. De resultaten zijn woensdag gepresenteerd. Superstormen zijn stormen met ongekende windsnelheden en zeer extreme neerslag.

Superstormen zijn stormen met ongekende windsnelheden en zeer extreme neerslag. Ze ontstaan als twee stormdepressies samenkomen. Van den Brink kan niet exact aangeven hoe groot de kans is dat een dergelijke storm opduikt.

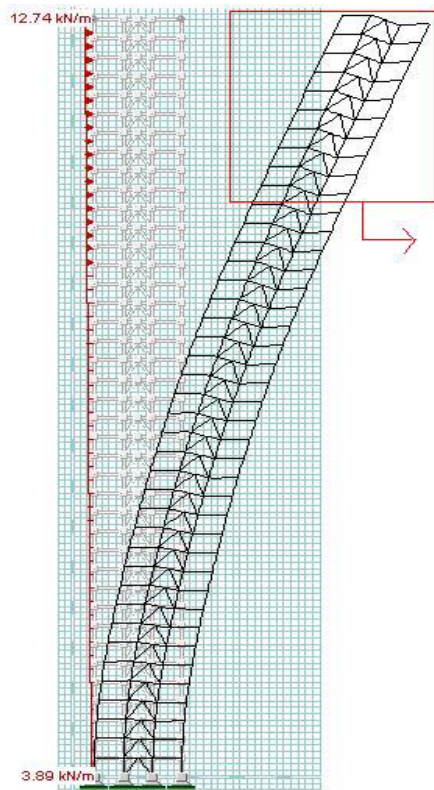
Volgens het onderzoek kunnen, door het broeikaseffect op luchtstromen, de superstormen in de toekomst naar Europa schuiven. De stormen hebben zich, aldus Van den Brink, in het verleden al voorgedaan in de Verenigde Staten. De onderzoeksresultaten zijn volgens de promovendus belangrijk om te bepalen hoe hoog de dijken in de toekomst moeten worden.

In Nederland geldt nu als norm dat een zeedijk zo hoog moet zijn dat de kans dat hij doorbreekt per jaar een op de 10.000 is. Volgens Van den Brink betekent dit vrij vertaald dat een Nederlander 1 procent kans loopt tijdens zijn leven een dijkdoorbraak mee te maken. Hij sluit niet uit dat de overheid de dijken in de toekomst moet verhogen.

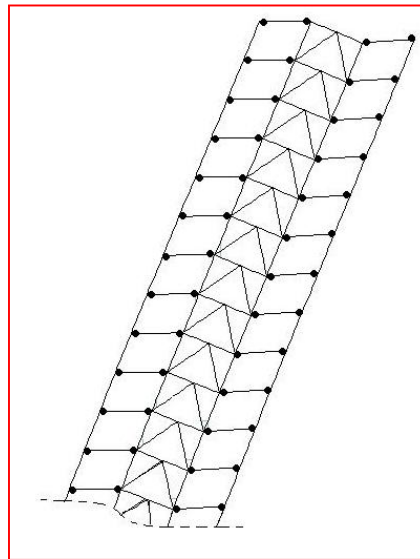
Volgens de Unie van Waterschappen zijn er al plannen om de dijken in Nederland te verhogen, omdat de waterspiegel stijgt. Volgens een woordvoerder vindt voortdurend onderzoek plaats naar de vraag op welk niveau dijken veilig zijn.

© 1996-2002 Dagblad De Telegraaf. Alle rechten voorbehouden.

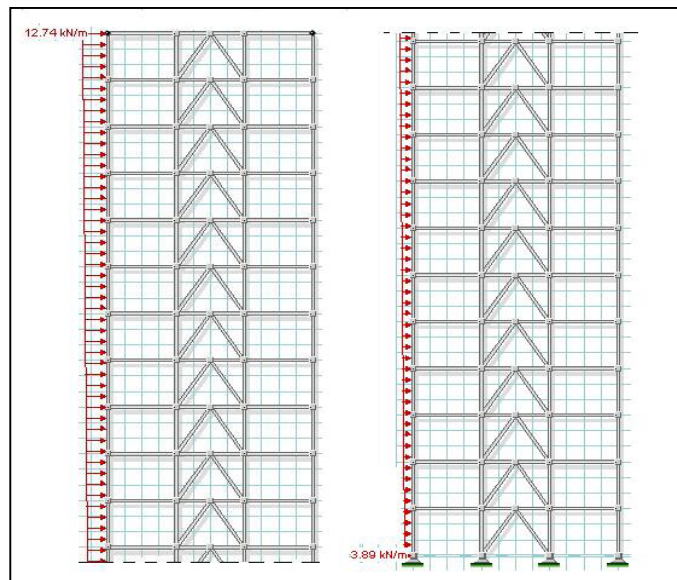
Bijlage C



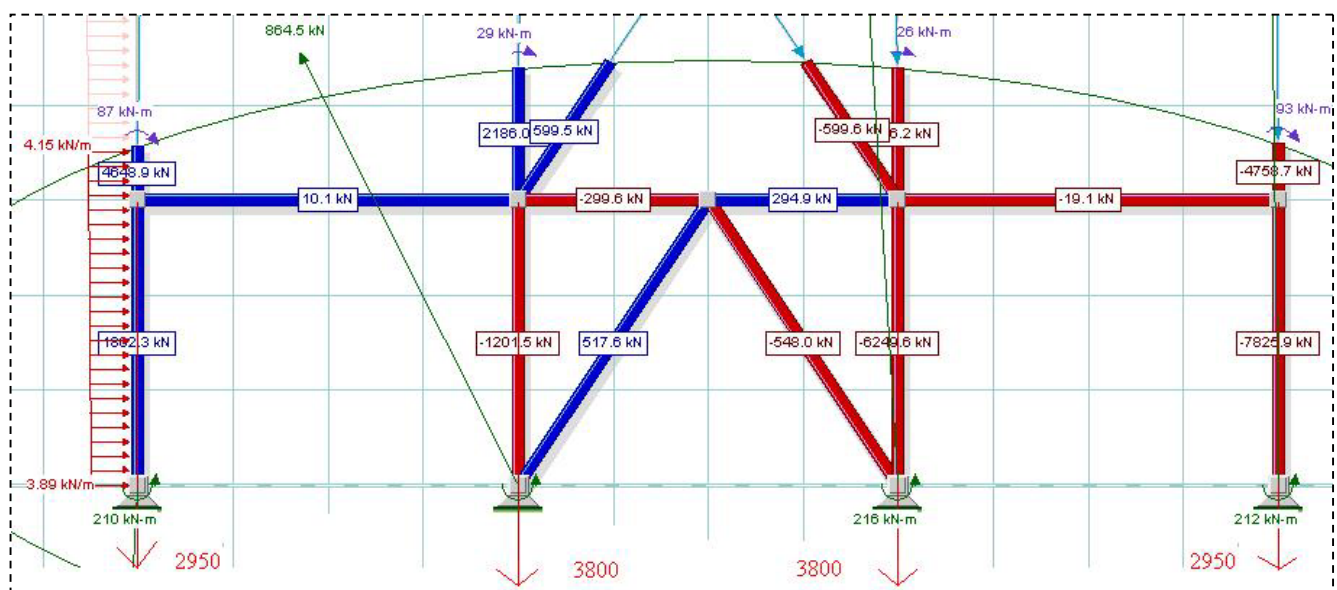
Figuur C1, vervorming



Figuur C2, detail vervorming.

Figuur C3,
modelling
constructie in
Dr. Frame

Figuur C4, staafkrachten



Bronnen / Literatuurlijst

Literatuur

1. NEN 6702: Technische grondslagen voor bouwconstructies
2. Random Vibrations, CT5145 (*collegedictaat, Prof.ir.A.C.W.M. Vrouwenvelder*)
3. High Rise Buildings, module BM (*reader, Prof.ir.J. Berenbak*)
4. Wind Loads on Structures (*boek, Claës Dyrbye and Svend O. Hansen*)
5. The Vertical Building Structure (*boek, Wolfgang Schueller*)
6. High Rise Building Structures (*boek, Wolfgang Schueller*)
7. Hollow sections in structural applications (*boek, J. Wardenier*)
8. Construeren A (*boek, uitgever Bouwen met Staal*)
9. Extreme winds and sea-surges in climate models (*proefschrift H. van den Brink*)
10. Stabiliteit voor ontwerpers (*boek, D. Dicke*)
11. Windhinder, stedebouwfysica gc49 (*dictaat, ir. M. van Voorden*)
12. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (*ASCE 7-98, normen van de American Society for Civil Engineering*)
13. Infomap algemene constructieleer, CT2050
14. Bouwen met Staal, uitgave 184: Hoogbouw

Websites

- [A] www.vandelfthandelsonderneming.nl (staalplaat – betonvloer) [
- [B] www.lafarge.nl (dakproducten)
- [C] www.iccsafe.org/florida_building_code (bouwnormen Florida)
- [D] www.bombshelters.com (schuilkelders)
- [E] www.staalprijzen.nl
- [F] www.staalunie.nl
- [G] www.corusbouw.nl (staalprofielen)
- [H] www.bouwenmetstaal.nl
- [I] www.debouwleverancier.nl (dakpannen)