

Afstudeer Rapport

Vooronderzoek

Woontoren Parkzicht te Ridderkerk

Auteur:
Marco Bosma
Billal Hajji

Titelblad

Afstudeercoördinator:	E.J. Gouma
Begeleidende docenten:	H.B.J. Wessels A. Dolfing
Afstudeerbedrijf:	Raadgevend ingenieursbureau Van Rossum b.v. Kerkstraat 97 Postbus 105 1300 AC Almere tel: (036) 5311504 fax: (036) 5311186
Afstudeerbegeleider:	ing. E.C. Jonker Constructeur/Projectleider e.jonker@vanrossumbv.nl
Studenten:	Marco Bosma s1001277 marcobosma89@hotmail.com Billal Hajji S1004031 Billalhajji89@msn.com
Datum van vrijgave:	1 juni 2010

Voorwoord

Als afsluiting van de opleiding Bouwkunde maken wij een afstudeerproject in opdracht van de Hogeschool Windesheim te Zwolle. In dit project moeten wij kunnen aantonen dat wij het Hbo-niveau behaald hebben.

Via deze weg willen wij een aantal partijen bedanken. Allereerst willen we Van Rossum Raadgevende ingenieurs bedanken en dan met name dhr. Erik Jonker. Van Rossum heeft ons de mogelijkheid, begeleiding en faciliteiten geboden om af te kunnen studeren. Van de Hogeschool Windesheim willen wij onze begeleiders dhr. A.Dolfing en dhr. HBJ. Wessels bedanken.

Verder willen we iedereen bedanken die ons begeleid en gesteund heeft.

Wij hopen dat u dit verslag met genoeg leest.

Met vriendelijke groet,

Marco Bosma en Billal Hajji

Inhoudsopgave

SAMENVATTING.....	6
SUMMARY	7
1 INLEIDING	8
2 PROJECTOMSCHRIJVING	9
2.1 LOCATIE.....	9
2.2 FUNCTIE	10
2.3 HUIDIG ONTWERP.....	10
2.3.1 <i>Structuur</i>	10
2.4 GEBOUW GEGEVENS.....	11
2.5 RANDVOORWAARDEN	11
3 BOUWMETHODIEKEN	12
3.1 HUIDIGE BOUWMETHODE.....	12
3.2 MATERIAAL KEUZE	12
3.3 ALGEMENE EISEN	12
3.3.1 <i>Geluidseisen</i>	12
3.3.2 <i>Brandwerendheid</i>	13
3.4 UITVOERINGSASPECTEN	13
3.4.1 <i>Kwaliteitbeheersing</i>	13
3.4.2 <i>Vorbereiding</i>	13
3.4.3 <i>Bouwtijd</i>	13
3.4.4 <i>Logistiek</i>	13
3.5 VLOER- EN WANDSYSTEMEN	14
3.5.1 <i>Vloersystemen</i>	14
3.5.2 <i>Wandsystemen</i>	16
3.5.3 <i>Matrix</i>	17
3.6 KOSTEN VERGELIJKING	18
3.7 DEELCONCLUSIE	20
4 ONTWERP	21
4.1 INLEIDING	FOUT! BLADWIJZER NIET GEDEFINIEERD.
4.2 TUNNELSYSTEEM IN HET ONTWERP.....	FOUT! BLADWIJZER NIET GEDEFINIEERD.
4.3 ONTWERP VARIANTEN	FOUT! BLADWIJZER NIET GEDEFINIEERD.
4.4 DEELCONCLUSIE	FOUT! BLADWIJZER NIET GEDEFINIEERD.
5 STABILITEIT	24
5.1 INLEIDING	24
5.2 ANALYSE STABILITEIT	24
5.3 UITGANGSPUNTEN	25
5.3.1 <i>Veiligheidsklasse</i>	25
5.3.2 <i>Materiaal / kwaliteiten</i>	25
5.4 GEWICHTSBEREKENING	25
5.4.1 <i>Gehanteerde belastingen</i>	25
5.4.2 <i>Belastingsschema</i>	26
5.4.3 <i>Windbelasting</i>	27
5.4.4 <i>Aanpendelende belasting</i>	27
5.5 KERN.....	28
5.5.1 <i>Bepaling traagheidsmoment van de kern</i>	28
5.5.2 <i>Oppervlaktetraagheidsmoment van de palenfundering</i>	28
5.5.3 <i>Bepaling 2^{de} Orde effect van de kern</i>	29

5.5.4	<i>Dynamische invloed van wind</i>	33
5.5.5	<i>Uitbuiging</i>	35
5.5.6	<i>Paalreacties</i>	36
5.5.7	<i>Betonspanningen</i>	38
5.5.8	<i>Afschuiving</i>	39
5.5.9	<i>Torsie</i>	39
5.5.10	<i>Wapening</i>	39
5.6	WANDEN	41
5.6.1	<i>Bepaling traagheidsmoment</i>	41
5.6.2	<i>Uitbuiging</i>	42
5.6.3	<i>Paalreacties</i>	42
5.6.4	<i>Betonspanningen</i>	42
5.6.5	<i>Wapening</i>	42
5.7	DEELCONCLUSIE	43
6	SCIA ENGINEER	44
6.1	EINDIGE ELEMENTEN METHODE	44
6.2	UITGANGSPUNTEN	44
6.3	MODULERING	45
6.4	ANALYSE	48
6.4.1	<i>Verplaatsing</i>	48
6.4.2	<i>Paalreacties</i>	50
6.5	DEELCONCLUSIE	54
7	EINDCONCLUSIE	55
8	NAWOORD	56
9	LITERATUURLIJST	57
	BIJLAGE A: PLANNING & BEGROTING	58
	BIJLAGE B: GEWICHTSBEREKENING	59
	BIJLAGE C: STABILITEITSBEREKENINGEN	60
	BIJLAGE D: TEKENINGEN TER INDICATIE	61
	BIJLAGE E: SCIA ENGINEER	62
	BIJLAGE F: PLAN VAN AANPAK	63

Samenvatting

Riederborgh is een zorgcentrum voor oudere mensen. Het zorgcentrum staat aan de rand van Ridderkerk en wil graag uitbreiden. Er is al een nieuw hoofdgebouw gerealiseerd en hiernaast wil men een woontoren bouwen. Dit rapport richt zich op de woontoren en zal voornamelijk de constructie van het gebouw behandelen. De doelstelling van het onderzoek is een beter beeld te krijgen van de mogelijkheden voor de optimalisatie van het gebouw.

De woontoren heeft de naam “Parkzicht” en heeft in totaal 17 bouwlagen. Daarmee heeft het gebouw een hoogte van 50 meter vanaf maaiveld. Het gebouw is 30 meter breed en heeft een diepte van 19 meter. In het huidige ontwerp is uitgegaan van een prefab betonconstructie.

Voor het optimaliseren van de constructie wordt eerst naar de materiaalkeuze van het gebouw en naar de bouwmethodiek gekeken. Voor dit ontwerp is gekozen voor beton als bouw materiaal voor de hoofddraagconstructie, omdat de bouwstructuur van een betonconstructie beter past bij de gebruiksfunctie van dit gebouw, namelijk een woon-zorgfunctie. Voor de optimalisatie van het gebouw zijn verschillende vloer- en wandsystemen onderzocht. Op deze manier kan samen met de kosten vergelijking een duidelijke keuze worden gemaakt voor het meest optimale bouwsysteem. In de kostenvergelijking zijn 4 bouwmethoden onderzocht, waarbij twee relevante bouwmethoden naar voren zijn gekomen, namelijk Prefab en tunnels. In het onderzoek komt naar voren dat tunnels ruim € 175.000,- goedkoper is dan prefab beton. Hieruit kan opgemaakt worden dat de meest optimale bouwmethode, de tunnelmethode is.

Er wordt gekeken of er in het huidige ontwerp ruimte is om de draagstructuur van het gebouw verder te optimaliseren. Aan de hand van de keuze voor een bouwmethode zijn drie varianten gemaakt op het huidige ontwerp. In de 1^e variant zorgt alleen de kern voor stabiliteit en heeft daarmee de minste stabiliteitsvoorzieningen. In de 2^e en 3^e varianten zijn meer stabiliteitsvoorzieningen verwerkt.

Voor de berekeningen met betrekking tot de stabiliteit is uitgegaan van variant 1, het meest geoptimaliseerde ontwerp. Uit de berekeningen kan geconcludeerd worden dat variant 1 voldoet aan alle constructie eisen die gesteld worden aan een gebouw met deze omvang. Door het toepassen van het ontwerp variant 1 kan gesteld worden dat het huidige ontwerp op een aantal aspecten geoptimaliseerd is. Door het laten wegvallen van een aantal stabiliteitswanden wordt het bouwproces aanzienlijk versnelt. Vooral bij het gekozen tunnelsysteem is deze optimalisatie een groot voordeel.

Naast de handberekening met betrekking tot de stabiliteit is een model opgebouwd in Scia Engineer om zo te kijken of dit programma een toegevoegde waarde kan zijn voor de handberekeningen. Het grootste verschil met de handberekeningen wordt veroorzaakt door een inklemming van de vloer voor de kern. Er is namelijk een bepaalde schematisering van de constructie aangehouden bij de handberekeningen en bij het maken van het Scia model, welke gedeeltelijk niet blijkt te kloppen. Ook de paalreacties ten gevolge van de permanente belasting van de constructie zijn anders berekend als in de handberekeningen. Scia Engineer houdt bij deze paalreacties namelijk rekening met de invloed van de stabiliteitskern en met een extra vloerveld die met een handberekening niet meegenomen konden worden. Te zien is dat Scia Engineer een toegevoegde waarde kan zijn voor de handberekeningen, omdat dit programma een realistisch beeld geeft van de werkelijkheid.

Summary

Riederborgh is a care centre for elderly people. The care centre lies at the edge of Ridderkerk and wants to extend. A new main building has been already realized and there are plans to build a new building tower. This report aims to the building tower and mainly the construction of the building. The objective of the research is to get a better picture of the possibilities for the optimization of the building.

The building tower has the name “Parkzicht” and has in total 17 construction layers. With that the building has an altitude of 50 meters from the ground. The building is 30 meters wide and has a depth of 19 meters. The current design has been assumed of a prefab concrete construction.

First, for optimizing the construction you will have to keep in mind the material choice and the construction methodology. For this design there has been chosen for concrete as the construction material, because the building structure of a concrete construction fit precisely to the use functions of the building. For the optimization of the building several floors and partition systems has been examined. This way gives the best choice that can be made for the most optimum construction system. In the cost comparison has been examined 4 construction methods, where two relevant construction methods has been come forward. In the research has been come forward that tunneling is € 175,000, - cheaper than prefab.

There has been a search for any space for optimizing the structure in the current design. When seeing the choice for construction methodology there has been made three alternatives on the current design. In 1st alternative there is only one stability supply, namely the core. In the second and third alternative there has been more stability supplies processed.

For the calculations for the stability of the building has been assumed that the alternative 1 is the most optimized design. From calculations can be concluded that alternative 1 satisfies to all construction requirements. To apply alternative 1 there can be put that the current design is optimized on a number of aspects.

Beside the hand calculation of the stability has been built a model in Scia Engineer. This way sees if this program has an added value for the hand calculations. The largest difference with the hand calculations is caused by impingement of floor on the core. Also the pile responses due to the permanent forces on the construction has been differently calculated then calculated in hand calculations. Scia Engineer took into account on these pile responses the influence of the core and an extra floor field which could not be taken along with a hand calculation. Noticing that Scia Engineer can be an added value for hand calculations, because this programme gives a realistic picture of reality.

1 Inleiding

Riederborgh is een zorgcentrum voor oudere mensen. Het zorgcentrum is actief in de hele keten, van thuiszorg tot en met palliatieve zorg¹⁾. Het zorgcentrum staat aan de rand van Ridderkerk en wil graag uitbreiden. Er is al een nieuw hoofdgebouw gerealiseerd en hiernaast wil men een woontoren bouwen op de plek waar vroeger het oude hoofdgebouw stond, in figuur 1.1 is een artist impression van de nieuwbouw van het zorgcentrum Riederborgh te zien. Eerder bouwde Riederborgh op haar terrein al drie aanleunflats, alle panden op dit terrein van Riederborgh zijn met elkaar verbonden doormiddel van een loopbrug. Op deze manier kan met één organisatie het gehele complex bediend worden.



Figuur 1.1
Artist impression

Het onderzoek richt zich alleen op de woontoren Parkzicht en zal voornamelijk de constructie van het gebouw behandelen. De doelstelling van het onderzoek is een beter beeld te krijgen van de mogelijkheden voor de optimalisatie van het gebouw.

Het rapport wordt met de volgende hoofdstukken opgebouwd:

- *Projectomschrijving;*
- *Bouwmethodeken;*
- *Constructieve ontwerp tekeningen;*
- *Gewichtsberekening;*
- *Stabiliteit;*
- *Moduleren en rekenen met Scia engineer;*
- *Conclusie.*

Opdrachtformulering.

Doel van het onderzoek is het optimaliseren van de constructie en daarmee de kosten zo mogelijk te reduceren.

1) Palliatieve Zorg: Onder palliatieve zorg valt alle zorg die erop gericht is de patiënt met een levensbedreigende ziekte (en zijn naasten) een zo hoog mogelijke kwaliteit van leven te geven.

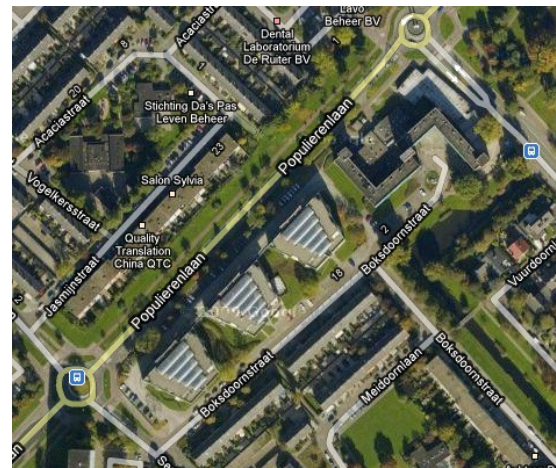
2 Projectomschrijving

2.1 Locatie

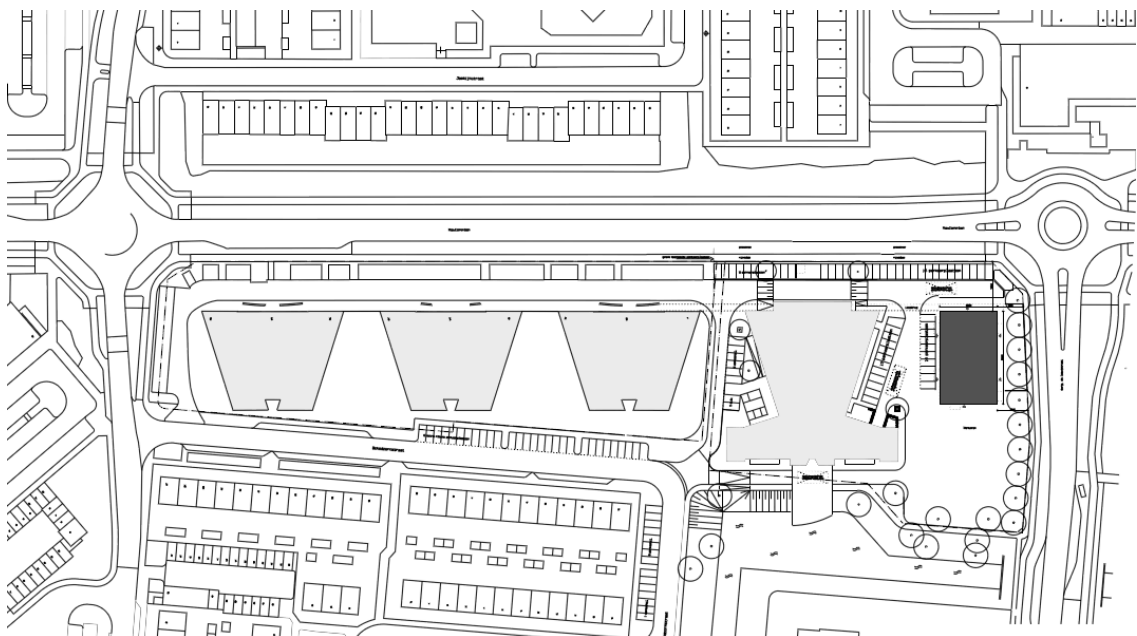
Zorgcentrum Riederborgh is gelegen aan de rand van Ridderkerk. In figuur 2.1 is in de rode omlijning te zien waar het zorgcentrum precies is gelegen. Verder ligt het zorgcentrum vlak bij de snelweg A16 en het knooppunt IJsselmonde welke de A16 en A15 met elkaar verbindt. In figuur 2.2 is in gezoomd op straatniveau. Hier is de huidige situatie te zien van het zorgcentrum Riederborgh, het huidige hoofdgebouw staat nog op deze afbeelding. Dit gebouw wordt gesloopt en vervangen door een nieuw hoofdgebouw en de woontoren Parkzicht. In figuur 2.3 is de nieuwe situatie te zien, de zwarte arcering geeft aan waar de woontoren wordt gebouwd. De naam van de woontoren is terug te herleiden door het feit dat aan de ene kant van de toren uitzicht is op het zorgcentrum en op de andere kant op het naast gelegen park.



Figuur 2.1
Locatie Ridderkerk



Figuur 2.2
Huidige situatie zorgcentrum Riederborgh



Figuur 2.3
Situatie tekening

2.2 Functie

De woontoren Parkzicht heeft als primaire functie het huisvesten van senioren, daarnaast wordt er door de organisatie van de Riederborgh zorg verleend aan de senioren. Dit maakt dat het gebouw zowel een woon- als een zorgfunctie heeft. De NEN 6702 geeft voor deze functies dezelfde veiligheidsklasse en referentieperiode, namelijk een veiligheidsklasse 3 en een referentie periode van 50 jaar.

2.3 Huidig ontwerp

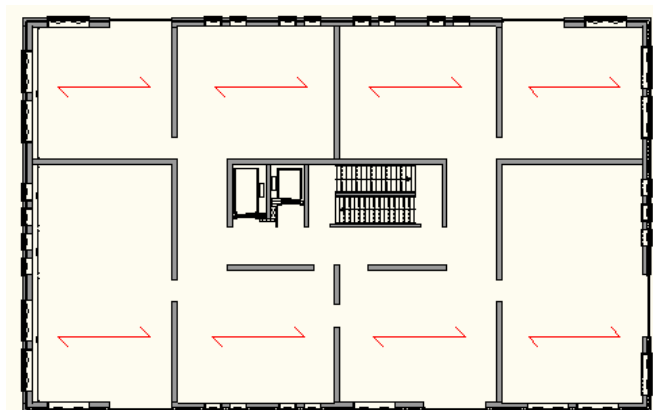
De woontoren Parkzicht heeft in totaal 17 bouwlagen. Daarmee heeft het gebouw een hoogte van 50 meter vanaf maaiveld. Het gebouw is 30 meter breed en heeft een diepte van 19 meter. Behalve aan de voorkant van het gebouw (noordwest gevel) zijn op alle gevels balkons bevestigd. Deze hebben een afmeting van plusminus 3,0 bij 2,0 meter. De woonlagen bieden per laag ruimte voor 5 appartementen vanaf de derde verdieping. Op de begane grond is ruimte voor de berging. De eerste en tweede verdieping hebben een andere indeling dan de rest van het gebouw omdat op deze lagen een vide aanwezig is. Op de tweede verdieping verbindt een loopbrug het gebouw met de rest van het zorgcentrum. In figuur 2.4 zijn de gevel aanzichten weergegeven.



Figuur 2.4
Gevel aanzichten

2.3.1 Structuur

Het gebouw is volgens het huidige ontwerp, volledig opgebouwd uit prefab beton. De krachten worden afgedragen doormiddel van een schijfstructuur van wanden en vloeren. In het midden van het gebouw is ruimte voor de liften en het trappenhuis. Als vloersysteem worden de appartementenvloer toegepast, voor de wanden worden massieve prefab betonwanden gebruikt.



Figuur 2.5
Draagstructuur

Zoals te zien is in figuur 2.5 is de draagrichting van vloeren in de lenterichting van het gebouw. De maximale overspanning van de vloeren bedraagt 7,6 meter. De neerkomende belasting wordt via wanden overgedragen op de fundering. Het gebouw wordt gefundeerd op palen. In bijlage D zijn tekeningen van het gebouw terug te vinden.

2.4 Gebouw gegevens

Het bouwteam van het project woontoren Parkzicht bestaat uit de volgende leden:

Opdrachtgever:	Woonvisie Ridderkerk / Riederborgh
Architect:	Architectenbureau DHONDT
Constructeur:	Raadgevend ingenieursbureau Van Rossum
Bouwfysica:	Cauberg-Huygen raadgevende ingenieurs
Aannemer:	Boele & van Eesteren

2.5 Randvoorwaarden

Voor het bepalen van de belastingen, die voor de beschouwde constructie in rekening dienen te worden gebracht, zullen de richtlijnen in NEN 6702; belastingen en vervormingen worden gehanteerd.

Voor de betonberekening wordt gewerkt met NEN 6720; betonconstructies. Het bouwbesluit verwijst naar deze normen voor dergelijke berekeningen. Bij het ontwerp van het gebouw moet rekening gehouden met de regels in het bouwbesluit, bij de keuze en dimensionering van de hoofddraagconstructie moet rekening gehouden worden met de eisen met betrekking tot de hoogte van vrije doorgang, brand- en geluidwering.

De ruimte indeling van het ontwerp moet gehandhaafd blijven tijdens de optimalisering van de constructie.

3 Bouwmethodieken

3.1 Huidige bouwmethode

In het huidige ontwerp is uitgegaan van een prefab betonconstructie. De gevelwanden van het huidige ontwerp worden in prefab sandwichelementen uitgevoerd, de draagwanden in het gebouw zijn gemaakt van massieve prefab elementen. De vloeren worden ook in prefab elementen uitgevoerd, namelijk de appartementenvloer.

3.2 Materiaal keuze

Hout als hoofddraagconstructie voor hoge gebouwen wordt weinig toegepast in Nederland. Het materiaal is namelijk niet geschikt om grote krachten op te nemen en wordt daarom in dit ontwerp niet toegepast. Net als hout is ook het bouwen met kalkzandsteen niet geschikt voor gebouwen met deze hoogte.

Staal kan daarin tegen wel grote krachten opnemen en is daarom een geschikt materiaal om te gebruiken voor de hoofddraagconstructie in dit ontwerp. Bij het gebruik van een staalconstructie wordt gewerkt met een kolomstructuur. Dit betekent dat de indeling van het gebouw heel flexibel is, dit is bijvoorbeeld heel geschikt voor kantoorgebouwen. Voor dit gebouw is deze indeling minder geschikt, omdat dit gaat over woningbouw en deze gebouwfunctie wijkt op twee belangrijke punten van een kantoorfunctie af, namelijk hogere geluidsisolatie eisen en hogere brandwerendheids eisen.

Beton heeft het voordeel dat de wanden voor de draagstructuur gebruikt worden als woningscheidende wanden. Deze wanden hebben een hogere geluidswering en brandwerendheid vergeleken met woningscheidende wanden die worden gebruikt bij een staalconstructie.

Voor dit ontwerp wordt gekozen voor beton als bouw materiaal voor de hoofddraagconstructie omdat de gebouwstructuur van een betonconstructie beter past bij de gebruiksfunctie van dit gebouw, namelijk een woon- zorgfunctie. Voor dit bouw materiaal bestaan twee verschillende uitvoeringsmethodes, namelijk gietbouw en geprefabriceerde betonelementen.

3.3 Algemene eisen

3.3.1 Geluidseisen

Voor woningscheidende wanden en voor de vloeren geldt volgens het bouwbesluit een geluidseis van: $L_{lu,k} \geq 0$ dB en $L_{co} \geq 5$ dB. De wanden kunnen met een dikte van minimaal 250 mm aan het bouwbesluit voldoen. Voor de verdiepingsvloeren zijn er twee mogelijkheden om aan de geluidseis te voldoen, namelijk voldoende massa in de vloer of het toepassen van een zwevende dekvloer. Door toepassing van een zwevende dekvloer kan de isolatie voor het contactgeluid aanzienlijk worden verbeterd. Het aanbrengen van een zwevende dekvloer vraagt veel aandacht, bij onvoldoende zorgvuldigheid zal het resultaat tegenvallen.

Woningscheidende vloeren moeten volgens het Bouwbesluit een massa hebben van:

- $> 750 \text{ kg/m}^2$: gietbouw met in situ verbinding tussen wand/vloer;
- $> 800 \text{ kg/m}^2$: prefab met prefab-verbinding tussen wand/vloer;
- $> 500 \text{ kg/m}^2$: zwevende dekvloer.

3.3.2 Brandwerendheid

Voor de brandwerendheids eis geldt voor deze woontoren een eis van 120 minuten (zie tabel 3.1).

Gebruiksfunctie	Hoogst gelegen vloer van verblijfsgebied	Brandwerendheid m.b.t. bezwijken van hoofddraagconstructie in minuten	Reductie van 30 minuten bij permanente vuurbelasting $\leq 500 \text{ MJ/m}^2$	Eis in minuten Incl. reductie
Woningbouw	$\leq 7 \text{ m}$	60	Ja	30
	$> 7 - \leq 13 \text{ m}$	90	Nee	90
	> 13	120	Nee	120

Tabel 3.1

3.4 Uitvoeringsaspecten

3.4.1 Kwaliteitbeheersing

Een groot nadeel van gietbouw zijn de weersomstandigheden. De meeste activiteiten van gietbouw zijn onderhevig aan de invloed van het weer. Bij prefab worden de betonelementen geprefabriceerd in een fabriekshal, onder de ideale omstandigheden voor het product en de productiemedewerker. Gevolg hiervan is dat de kwaliteit van het geleverde product constanter is. De kwaliteit is niet per definitie beter, omdat bij gietbouw de wanden en vloeren ook moeten voldoen aan de eisen gesteld in het bestek. Deze zullen dus ook voldoende kwaliteit hebben. Daarnaast hebben de gietbouw wanden en vloeren het voordeel dat wijzigingen op het laatste moment nog kunnen worden uitgevoerd waardoor deze bouwmethode flexibeler is dan prefab.

3.4.2 Voorbereiding

Een groot nadeel van prefab is dat meeste tijd gaat zitten in de voorbereidingstijd. In deze periode moet afstemming met derden goed verlopen, anders ontstaan er onherstelbare fouten op de bouw. Het gevolg hiervan zal dan zijn dat er een nieuwe wand moet worden besteld, waardoor de bouw kan worden stil gelegd. Een ander nadeel is dat geprefabriceerde bouwelementen een lange productietijd hebben, waardoor wijzigingen in een laat stadium moeilijk in te voegen zijn. Gietbouw heeft daarin tegen een kortere voorbereidingstijd en de mogelijkheid om wijzigingen in een laat stadium nog door te voeren.

3.4.3 Bouwtijd

De bouwtijd wordt door prefab betonelementen verkort. Er zijn geen bekistingen die gesteld moeten worden en er hoeft geen wapening gevlochten te worden op het werk. De elementen die gesteld worden, zijn daarna direct te belasten. De elementen die in het werk gestort worden vragen een langere bouwtijd dan geprefabriceerde elementen.

3.4.4 Logistiek

De prefab elementen zijn gebonden aan maximale transport hoogte en het maximaal toelaatbare laadgewicht van een vrachtwagen. Dit betekent dat een beperkt aantal elementen per rit kan worden vervoerd. Daarnaast is voor het monteren van de wanden een zwaardere kraan nodig dan bij gietbouw.

3.5 Vloer- en wandsystemen

3.5.1 Vloersystemen

In dit hoofdstuk zal er worden gekeken naar de meest geschikte vloersystemen met betrekking tot dit ontwerp, er zal een onderscheid worden gemaakt en er zal bepaald worden welk vloersysteem het best geschikt is voor dit ontwerp. Er wordt gekeken naar de volgende vloersystemen:

- Prefab beton
 - Appartementvloer
- Gietbouw
 - l.h.w.g. vloer (tunnelbekisting)
 - breedplaatvloer
 - Bubbledeck vloer
- Staalbeton vloer
 - Staalplaat betonvloer
 - Infra+vloer

Appartementvloer:

De appartementvloer (ook wel “leidingvloer” genoemd) is afgeleid van de kanaalplaatvloer (zie figuur 3.1). De prefab vloerplaten zijn voorzien van sleufsparingen waarin de leidingen (in kokers) worden aangebracht. Dit betekent dat er bij de appartementvloer geen bovenwapening aanwezig is, hierdoor mogen de overstekken tijdens opslag en montage maximaal 1 meter bedragen. Het geheel wordt met insitu beton ingestort en afgewerkt. Doordat de vloerplaten uit één geheel bestaan kan de brandwerendheid worden vergroot door meer wapening toe te passen. Hierdoor verlaagd de staalspanning, blijft het betongebruik beperkt, en is de vloer relatief licht van gewicht en goedkoop.



Figuur 3.1
Appartementvloer

l.h.w.g. vloer(tunnelbekisting):

Een tunnelbekisting is een betonbekisting waarmee de wanden en de verdiepingsvloer in één stort worden gerealiseerd. De tunnelbekisting wordt na verharding van het beton en het lossen aan de voorzijde uit het bouwblok getrokken, waarvoor een speciale kraan nodig is. Het werken met tunnelbekisting wordt ook wel *tunnelen* genoemd. Er zijn drie soorten tunnelbekistingen: hele tunnels (voltunnels), halve tunnels en tunnelmoten

Breedplaatvloer:

De breedplaatvloer (bekistingsplaatvloer) is een vrijdragende systeemvloer. Deze is samengesteld uit relatief dunne geprefabriceerde vloerelementen die bekistingsplaten worden genoemd. De vloerplaten zijn gemaakt van beton en voorzien van tralieliggers of voorspanwapening. Hieraan ontleen de elementen hun sterkte en stijfheid, die voor het transport, het hijsen en tijdens de bouw nodig zijn. Nadat de platen in het werk zijn geplaatst en wapening is aangebracht, wordt op de platen een constructief meewerkende betonlaag gestort. Op deze manier wordt een betonvloer verkregen, die vergelijkbaar is met een vrijdragende betonvloer die geheel in het werk is gestort. Door het massieve betongebruik is het eigen gewicht zeer hoog en hoeven geen brandwerende maatregelen te worden genomen.

Bubbledeckvloer:

Een bollenplaatvloerelement van BubbleDeck bestaat uit een fabrieksmatig samengestelde wapeningskorf voorzien van de nodige constructieve onder- en bovenwapening waartussen kunststof bollen zijn aangebracht. De bollenplaatvloer heeft 30 à 35% minder eigen gewicht dan een massieve betonvloer van gelijke dikte. Het geheel wordt voorzien van een prefab betonnen onderschil. De elementen hebben een standaardbreedte van 3 meter en een lengte tot circa 10 meter.

In het element zijn tralieliggers opgenomen. Enerzijds koppelen deze de onder- en bovenwapening, wat noodzakelijk is om de holle kunststof bollen te fixeren tijdens het transport en het afstorten van de vloer. Anderzijds verzorgen de tralieliggers de sterkte en stijfheid van het vloerelement bij hijsen en afstorten met beton tijdens de uitvoering op de bouwplaats. In lengterichting komen de elementen tegen elkaar aan te liggen en in dwarsrichting wordt een stortvoeg (aan onderzijde van de vloer voorzien van strookbekisting) van gemiddeld 80 mm aangehouden.

Staalplaat betonvloer:

Een staalplaat betonvloer bestaat uit een geprofileerde dunne staalplaat die constructief samenwerkt met een daarop gestorte betonvloer. Leidingen worden aangebracht tussen staalplaat en verlaagd plafond.

Doordat met dit vloertype slechts een maximale overspanning van 5,4 meter mogelijk is (in ongestempelde uitvoering) wordt de vloer ondersteund door geïntegreerde vloerliggers. De liggers dienen hierbij aan de onderzijde met brandwerende bekleding te worden beschermd om aan de geëiste brandwerendheid te voldoen. De vloer onderstempelen tijdens de uitvoering is een extra handeling in het bouwproces. Ook zorgen stempels voor een beperkte werkruimte. Door de industriële uitstraling aan de onderzijde (staalplaat), de aanwezige leidingen, en de slechte geluidseigenschappen dient de vloer te worden voorzien van verlaagd plafond. Tevens dient een zwevende dekvloer te worden toegepast om voldoende geluidsisolatie te bereiken.

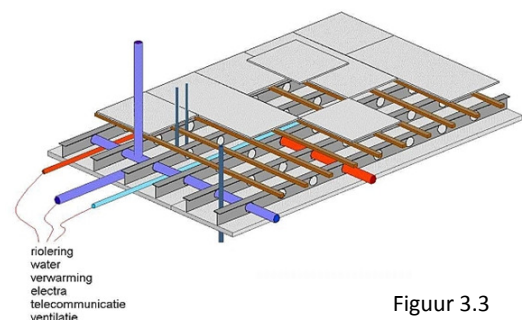


Figuur 3.2
Staalplaat betonvloer

Infra+ vloer:

De infra+ vloer wordt ook wel 'een vloer op zijn kop' genoemd. Dit omdat de stalen profielen aan de bovenzijde zijn aangebracht. Meestal zijn dit stalen IPE-profielen waarbij in het lijf van de profielen doorvoergaten zijn aangebracht. Op de profielen wordt een flexibele topvloer naar keuze aangebracht. Dankzij de ruimte tussen de profielen en de sparringen in het lijf van de profielen is er veel ruimte voor alle mogelijke leidingen. Alle installatiewerkzaamheden kunnen bovendien eenvoudig vanaf de bovenzijde worden uitgevoerd.

Infra+ vloeren worden toegepast als begane grond- of verdiepingsvloer in de woning- en utiliteitsbouw en de renovatiesector. Overspanningen tot maximaal 7,60 m zijn mogelijk. Met geïntegreerde liggers zijn overspanningen tot 14,40 m mogelijk. Standaardbreedte: 2,40 m.



Figuur 3.3
Infra+ vloer

3.5.2 Wandsystemen

In dit hoofdstuk zal er worden gekeken naar de meest geschikte wandsystemen met betrekking tot dit ontwerp, er zal een onderscheid worden gemaakt en er zal bepaald worden welk wandsysteem het best geschikt is voor dit ontwerp. Er wordt gekeken naar de volgende vloersystemen:

- Prefab beton
 - Massieve wanden
- Gietbouw
 - I.h.w.g. beton
 - Holle wanden

Massieve wanden (prefab):

Prefab wanden is vooraf gefabriceerd en daarmee gereed voor gebruik. Vaak zijn onderdelen prefab en worden deze met andere delen in of aan elkaar bevestigd om één geheel te vormen. Het grote voordeel is dat de productietijd op de bouwplaats aanzienlijk wordt verkort. Je bent dus minder afhankelijk van de weersinvloeden in ons land. Bovendien zorgt machinale vervaardiging voor een grote nauwkeurigheid en is er relatief weinig bouwafval op de plaats van bestemming.

Holle wanden:

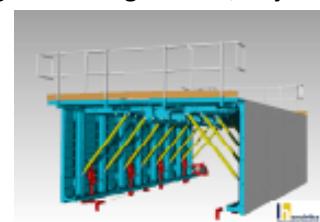
De holle wand (zie figuur 3.4) is een betonelement welke wordt toegepast in de woning- en utiliteitsbouw voor het realiseren van kelderwanden, bouwmuur en gevels. Het element wordt op "maat gemaakt", is aan 2 zijden glad afgewerkt en geschikt voor spuitbehandelingen. Op de bouwplaats wordt het element gevuld met beton. Het heeft op de bouwplaats geen wandbekisting nodig of - in vergelijking met volle wandelementen.



Figuur 3.4
Holle wand

I.h.w.g. beton

I.h.w.g. beton is in het werk gestort beton, dus op de bouwplaats gestort en gevormd, vrijwel altijd in een bekisting. Dit kan doormiddel van tunnelbekisting en traditionele bekisting. Een tunnelbekisting is een betonbekisting waarmee wanden en verdiepingsvloer in één stort worden gerealiseerd. De tunnelbekisting wordt na verharding van het beton en het lossen aan de voorzijde uit het bouwblok getrokken, waarvoor een speciale kraan nodig is. Het werken met tunnelbekisting wordt ook wel *tunnelen* genoemd. Er zijn drie soorten tunnelbekistingen: hele tunnels (voltunnels zie figuur 3.5), halve tunnels en tunnelmoten.



Figuur 3.5
Holle wand

3.5.3 Matrix

Vloersystemen	Vloertype	Kostprijs (Euro/m ²)	Massa (kg/m ²)	Opbouw (mm)	Bouwsnelheid (tijd)	Overspanning (m)	Geluidisolatie (eis)	Brandwerendheid (min)
Prefab	Appartementvloer	75	505	260 betonplaat 70 zwevende dekvloer 330 mm	Hoog	10	Voldoet	120
Gestort	I.h.w.g. beton	81	625	260 betonplaat 60 dekvloer 320 mm	Zeer laag	10	Voldoet	120
	Breedplaatvloer	100	625	80 betonschil 180 beton 60 dekvloer 320 mm	Laag	11	Voldoet	120
	Bubbledeck	100	505	80 betonschil 220 beton 70 zwevende dekvloer 370 mm	Laag	10	Voldoet	120
Staalbeton	Staalplaat beton	85	350	50 Plafondhoogte 210 comflor staalplaat 110 beton 70 zwevende dekvloer 440 mm	Hoog	8	Voldoet	60
	Infra+ vloer	100	300	30 prefab beton 270 IPE ligger 70 zwevende dekvloer 370 mm	Redelijk	9,6	Voldoet	145

Wandsystemen	Wandtype	Kostprijs (Euro/m ²)	Massa (kg/m ²)	Dikte (mm)	Bouwsnelheid (tijd)	Overspanning (m)	Geluidisolatie (eis)	Brandwerendheid (min)
Prefab	Massieve wand	118	600	250	Hoog	-	Voldoet	120
Gestort	Holle wand	95	600	250	Laag	-	Voldoet	120
	I.h.w.g. beton	81	600	250	Zeer laag	-	Voldoet	120

Figuur 3.6
Matrix

In figuur 3.6 is de matrix te zien over de verschillende vloer- en wandsystemen. Op deze manier kan samen met de kosten vergelijking een duidelijke keuze worden gemaakt voor het meest optimale bouwsysteem. De vloer- en wandsystemen zijn onderverdeelt in Prefab en in het werk gestort, bij de vloersystemen is ook de variant in staalbeton meegenomen.

Zoals eerder in dit hoofdstuk is behandeld, dienen de vloeren en wanden voldoende massa te hebben om te voldoen aan de geluidseis. In de matrix is te zien dat de massieve beton vloeren, de in het werk gestorte vloer (tunnelbekisting) en de breedplaatvloer, voldoende massa hebben om met een dekvloer van 60 mm te voldoen aan de geluidseis. De vloeren met gewichtsbeparende sparringen en de staalbeton vloeren worden uitgevoerd met een zwevende dekvloer om aan de geluidseis te voldoen. Omdat niet elk vloersysteem goed te combineren is met elk wandsysteem worden de volgende vloer- en wandsystemen met elkaar gecombineerd om zo een goede kostenvergelijking te kunnen maken:

- Breedplaatvloer + i.h.w.g. wanden
- Breedplaatvloer + holle wanden
- Kanaalplaatvloer + Prefab wanden (massief)
- i.h.w.g wanden en vloeren (tunnelbekisting)

3.6 Kosten vergelijking

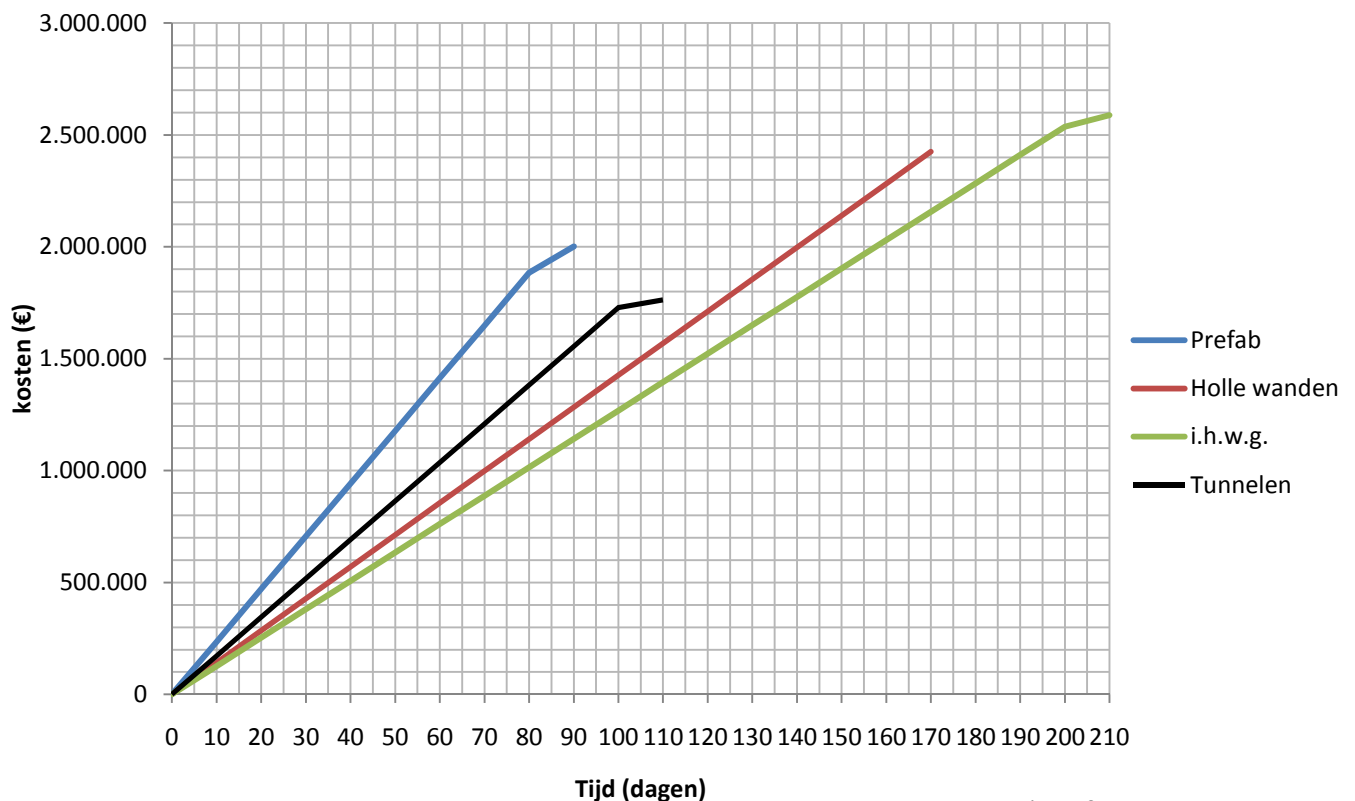
Om een goede vergelijking te maken is er eerst een planning van de bouwactiviteiten gemaakt, op deze manier wordt de bouwtijd en het aantal manuren bepaald. Hierna is een begroting gemaakt van de verschillende combinaties. De begroting en de planning zijn terug te vinden in bijlage A. De uitkomst van de begroting en de planning is te zien in tabel 3.2 en verwerkt in de grafiek in figuur 3.7.

	in het werk gestort beton	holle wanden	massieve wanden (prefab)	tunnellen
bouwtijd	204 dagen	119 dagen	85 dagen	102 dagen
materiaal	1.347.907,30	1.391.393,25	1.485.620,00	1.142.444,80
arbeidskosten	1.240.320,00	1.033.600,00	516.800,00	620.160,00
totaal	2.588.227,30	2.424.993,25	2.002.420,00	1.762.604,80

Tabel 3.2
bouwkosten

In de grafiek is duidelijk te zien dat de kosten voor de Holle wanden en de in het werk gestort beton te hoog zijn in kosten vergeleken met de twee andere bouwmethoden, hierdoor worden deze bouwmethoden buiten beschouwing gelaten.

De aspecten bouwplaatskosten en rentelasten zijn niet inbegrepen in de kostenvergelijking, omdat nu een goede vergelijking kan worden gemaakt op alleen de bouwkosten. In de grafiek is te zien dat tunnels goedkoper is dan prefab beton, namelijk een reductie van een kleine € 240.000,-.



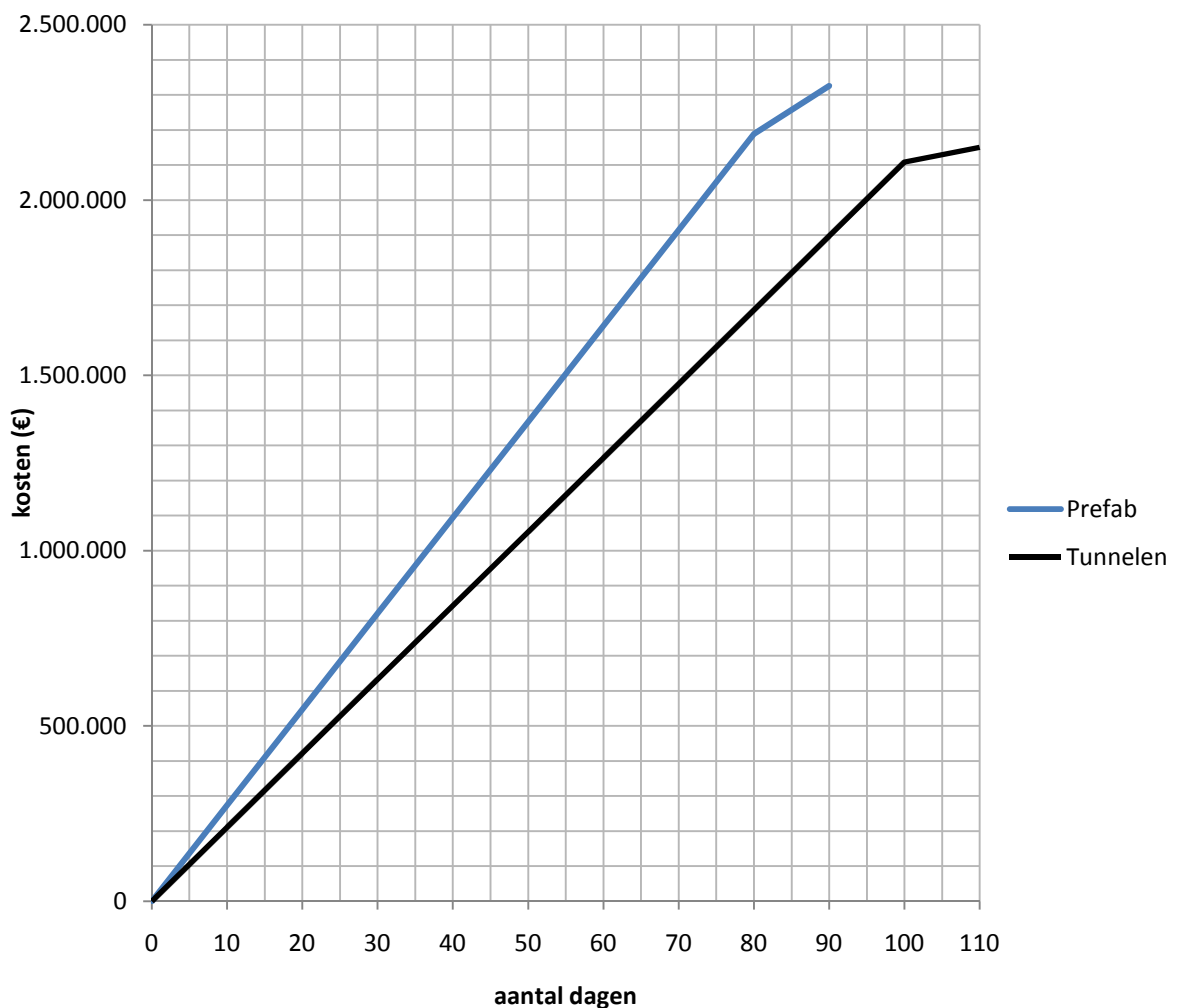
Figuur 3.7
Bouwkosten

Om het totale kostenplaatje te geven van deze bouwmethodes zijn in tabel 3.3 de rentelasten en de bouwplaatskosten meegenomen. De rentelasten bedragen 6 % over het totaal bedrag. Voor de bouwplaatskosten is € 2.500,- per dag in rekening gebracht, deze kostenposten zijn dus allebei afhankelijk van de bouwtijd.

	massieve wanden (prefab)	tunnelen	opmerkingen
bouwtijd	85 dagen	102 dagen	
bouwkosten	2.002.420,00	1.762.604,00	
bouwplaatskosten	212.500,00	255.000,00	€ 2.500,- per dag
rentelasten	110.500,00	132.600,00	6,0%
totaal	2.325.420,00	2.150.204,00	Vershil = €175.215,00

Tabel 3.3
bouwkosten

In figuur 3.8 is zijn de verschillen in bouwkosten uitgewerkt in een grafiek. Opgemerkt kan worden dat de prefab wanden minder kosten maken voor de bouwplaatskosten, omdat de bouwduur korter is. De rentelasten voor prefab zijn daarin tegen weer hoger omdat het totaal bedrag hoger ligt dan bij tunnels. Uiteindelijk is het verschil tussen deze twee bouwmethodes ongeveer € 175.000,- in het voordeel van tunnels.



Figuur 3.8
Bouwkosten

3.7 Deelconclusie

Voor het huidige ontwerp is uitgegaan van prefab beton. Kijkend naar het meest geschikte bouw materiaal komt beton naar voren. Beton heeft namelijk het voordeel dat de wanden voor de draagstructuur gebruikt kunnen worden als woningscheidende wanden en dit past het best bij de gebruiksfunctie van het gebouw. De vloeren dienen tevens een hoge geluidswering en brandwerendheid te hebben, dit wordt bereikt door massa toe te voegen. Beton vloeren zijn door hun gewicht dus uitermate geschikt.

In de kostenvergelijking zijn 4 bouwmethoden onderzocht, waarbij twee relevante bouwmethoden naar voren zijn gekomen, namelijk Prefab en tunnels. In het onderzoek komt naar voren dat tunnels ruim € 175.000,- goedkoper is dan prefab beton. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de meest optimale bouwmethodiek, de tunnelmethode is. In het vervolg van het rapport zal verder worden gegaan met tunnels als bouwmethode.

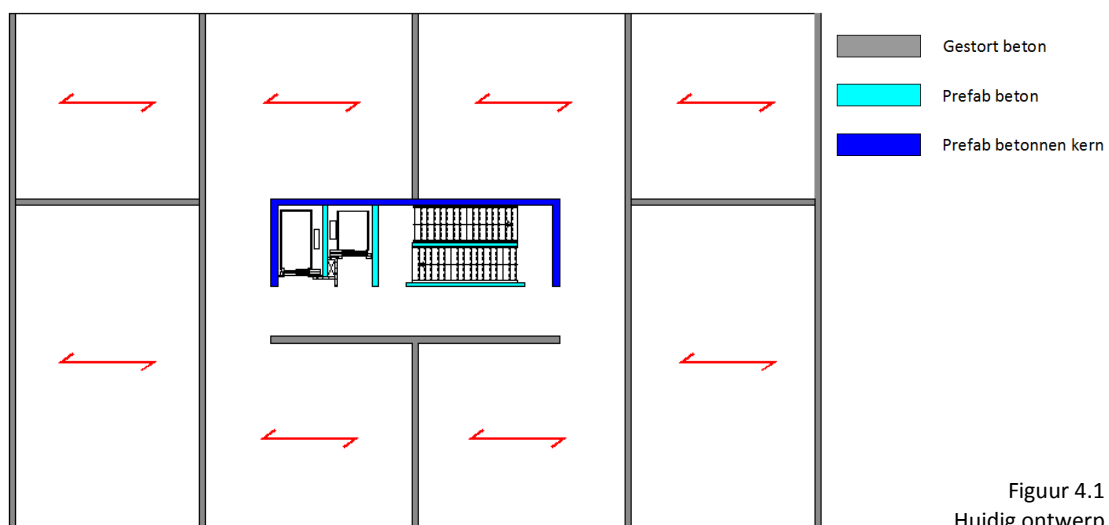
4 Ontwerp

4.1 Inleiding

In het vorige hoofdstuk over de bouwmethodieken is naar voren gekomen dat tunnelen voor dit gebouw de goedkoopste methode is, deze methode wordt in het vervolg van dit rapport gehandhaafd. Er zal worden gekeken of er in het huidige ontwerp ruimte is om de draagstructuur van het gebouw verder te optimaliseren.

4.2 Tunnelsysteem in het ontwerp

In figuur 4.1 is het huidige ontwerp te zien. De tunnels worden geplaatst in de lengterichting van het gebouw. Dit heeft een aantal redenen, ten eerste is het praktisch de meest efficiënte uitvoeringsvorm. Wanneer de tunnels in de breedterichting van het gebouw worden geplaatst, zal de uitvoering minder efficiënt zijn. Er zijn dan meer handelingen vereist om tot hetzelfde resultaat te komen. Ten tweede zorgen de wanden in de lengterichting van het gebouw voor de verwerking van de windbelasting op het grootste geveleppervlak, dit is benodigd voor de stabiliteit in deze richting. In de breedterichting van het gebouw zorgt vooral de kern en in mindere mate de korte wanden voor de stabiliteit in deze richting. Hierbij wordt de tunnelvariant aangehouden, zoals in figuur 4.1 is weergegeven.

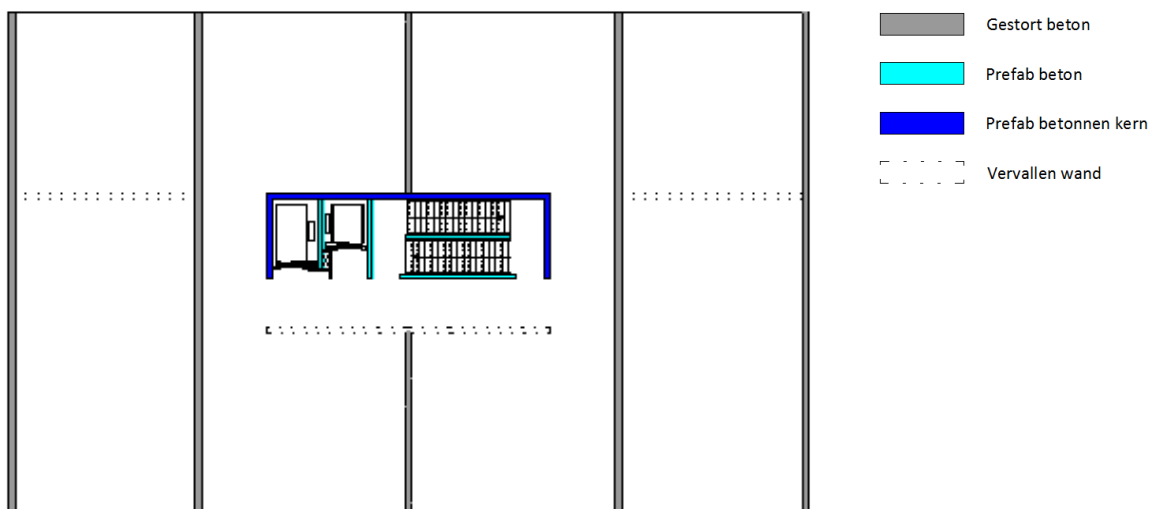


Figuur 4.1
Huidig ontwerp

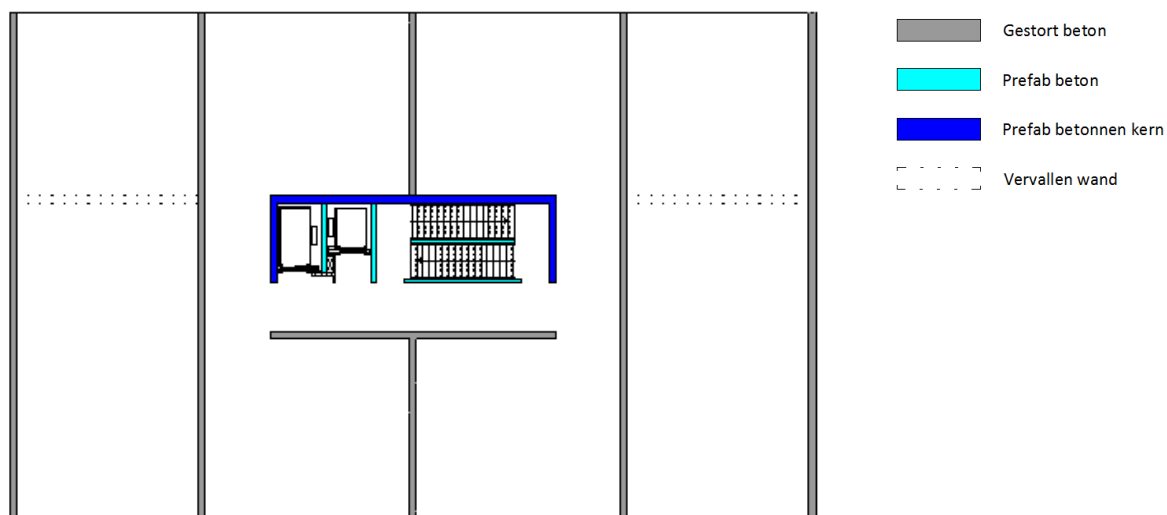
4.3 Ontwerp varianten

Om het ontwerp te optimaliseren moet er gekeken worden of er veranderingen in het ontwerp mogelijk zijn. Kijkend naar de wanden in de lengterichting kan er gesteld worden dat hier geen optimalisatie mogelijk is. De wanden in deze richting vormen de ondersteuning voor de vloeren. De U-vorm van de kern blijft behouden omdat deze ruimte biedt aan de liften en trappen van het gebouw en stabiliteit uit de breedte richting verzorgt. Voor de wanden in de breedterichting zijn wel mogelijkheden om te optimaliseren, dit komt voornamelijk doordat deze wanden geen vloeroplegging hebben. De wanden hebben een woningscheidend functie die gewaarborgd moet blijven. De betonwanden kunnen vervangen worden door goedkopere alternatieven. In figuur 4.2 zijn drie varianten ontworpen. Uit deze varianten zal de meest optimale vorm worden gekozen, dit zal blijken uit de stabiliteitsberekening.

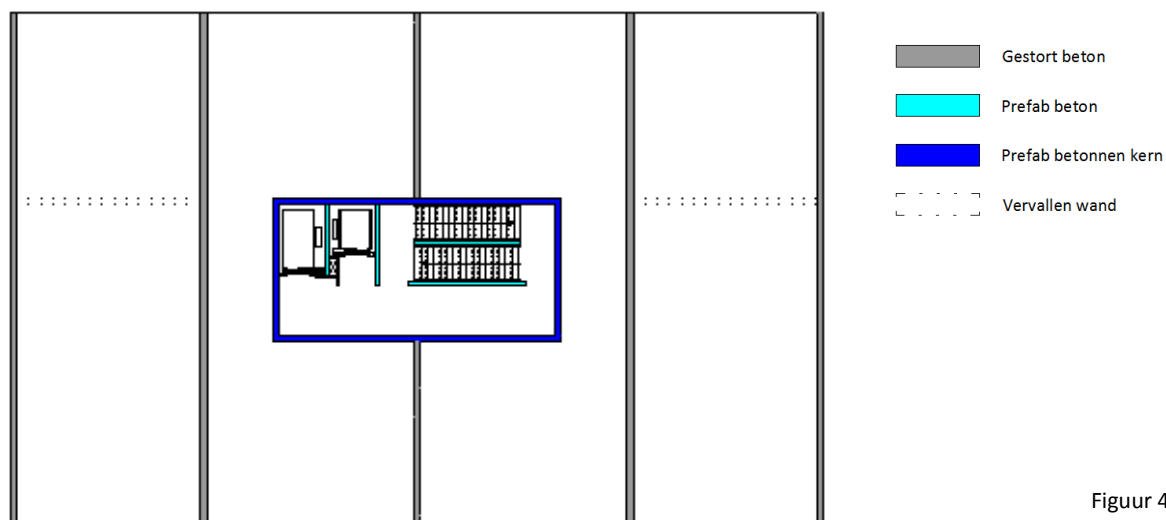
Variant 1



Variant 2



Variant 3



Figuur 4.2
Ontwerp varianten

4.4 Deelconclusie

In het huidige ontwerp van de woontoren liggen een aantal punten open voor de optimalisatie van het gebouw. Deze punten zijn verwerkt in 3 varianten, in de 1^e variant zorgt alleen de kern voor stabiliteit en heeft daarmee de minste stabiliteitsvoorzieningen. In de 2^e en 3^e variant zijn meer stabiliteitsvoorziening toegepast.

In de berekeningen die gemaakt zullen worden in het vervolg van dit onderzoek wordt in eerste instantie uitgegaan van de ontwerp variant 1. Mocht blijken dat het gebouw met deze variant niet stabiel is, wordt gekeken naar variant 2. Dit geldt ook voor variant 3, als blijkt dat variant 2 ook niet voldoet.

5 Stabiliteit

5.1 Inleiding

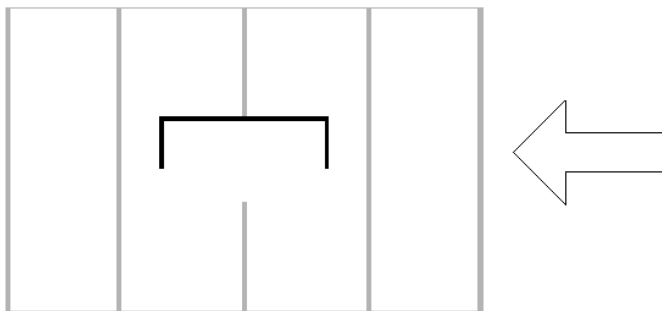
In dit hoofdstuk wordt de stabiliteit van het gebouw behandeld. Het hoofdstuk “constructief ontwerp” heeft een aantal varianten voorgeschreven op het huidige ontwerp. Hierin is variant 1 het meest geoptimaliseerde ontwerp en zal als uitgangspunt worden gebruikt in de berekening. Indien variant 1 niet kan voldoen aan de stabiliteitseisen zal verder worden gerekend met de andere varianten.

De stabiliteitsberekening zal als volgt worden opgebouwd:

- Analyse stabiliteit
- Gewichtsberekening
- Kern
- Wanden
- Conclusie

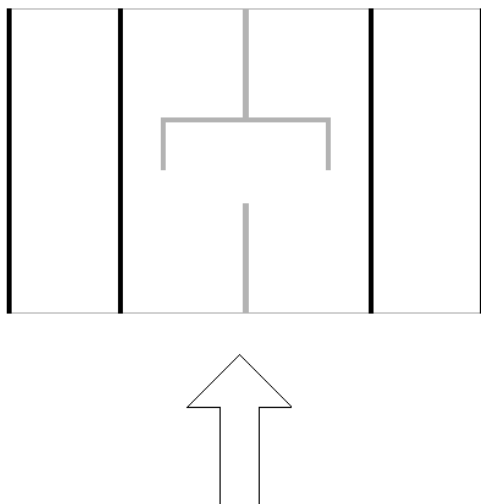
5.2 Analyse stabiliteit

De stabiliteit van het gebouw wordt aan de hand van twee richtingen bepaald. In stabiliteitsrichting 1 (zie figuur 5.1) wordt de stabiliteit alleen ontleend uit de U-vormige kern.



Figuur 5.1
Stabiliteitsrichting 1

In figuur 5.2 is stabiliteitsrichting 2 te zien, de zwart gearceerde wanden worden hier gebruikt voor de stabiliteit van het gebouw. Deze wanden zijn tevens de dragende wanden voor de bovenliggende vloeren.



Figuur 5.2
Stabiliteitsrichting 2

5.3 Uitgangspunten

5.3.1 Veiligheidsklasse

De gebruiksfunctie van het gebouw kan overeenkomstig met NEN 6702, artikel 5.1 aangemerkt worden als *Woongebouw*. Het gebouw behoort daarmee tot veiligheidsklasse 3 met een referentieperiode van 50 jaar.

Voor de uiterste grenstoestanden van het gebouw wordt in fundamentele belastingcombinaties gerekend met de volgende veiligheidsfactoren:

$$\gamma_{f,g,u} = 1,35 \text{ (permanent)}$$

$$\gamma_{f,g,u} = 1,20 \text{ (ongunstig)}$$

$$\gamma_{f,g,u} = 0,90 \text{ (gunstig)}$$

$$\gamma_{f,q,u} = 1,5 \text{ (veranderlijk)}.$$

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestanden van het gebouw wordt in incidentele en de momentane belastingcombinaties gerekend met de volgende veiligheidsfactoren:

$$\gamma_{f,g,u} = 1,0 \text{ (permanent)}$$

$$\gamma_{f,q,u} = 1,0 \text{ (veranderlijk)}$$

5.3.2 Materiaal / kwaliteiten

Beton	in-het-werk-gestort	C28/35
	Prefab	C45/55
Betonstaal	FeB500 HWL (staven)	
	FeB500 HKN (netten)	
Ankers	Kwaliteit 4.6	

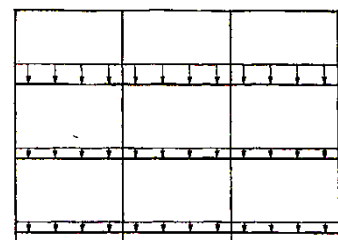
5.4 Gewichtsberekening

Als eerste stap voor het maken van de gewichtsberekening worden de gehanteerde belastingen bepaald. Samen met het belastingschema volgt hieruit de gewichtsberekening, deze is terug te vinden in bijlage B.

5.4.1 Gehanteerde belastingen

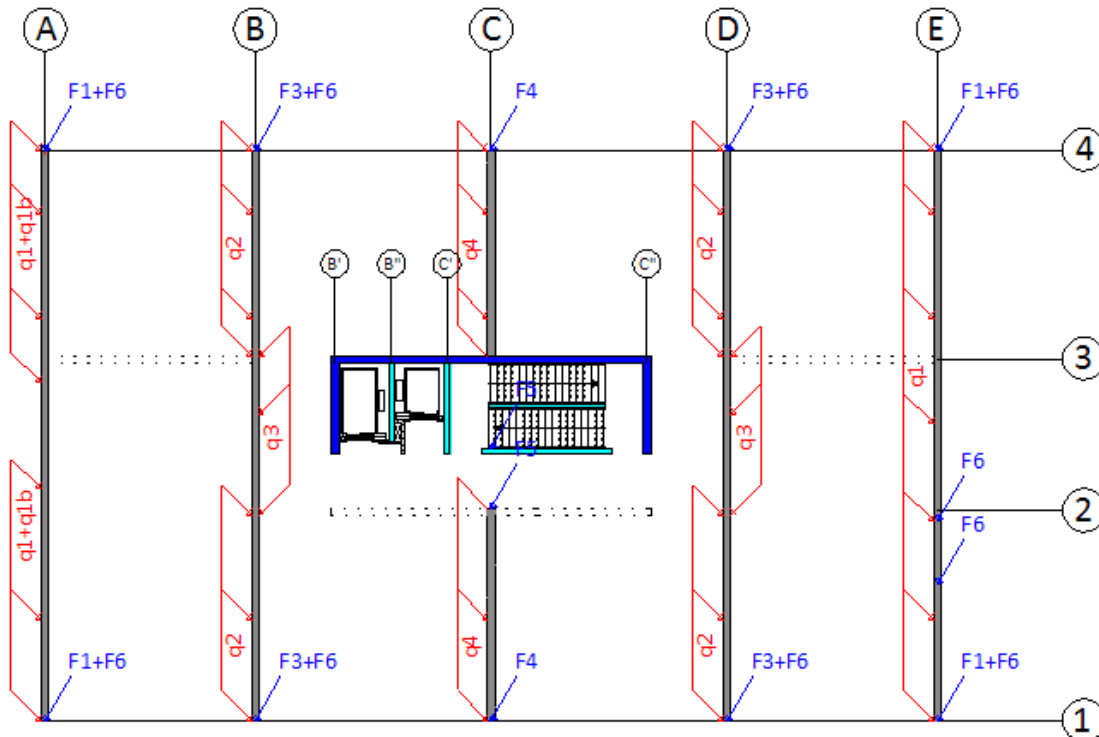
Voor de vloeren in het gebouw zijn vier verschillende soorten aangehouden. De begane grond en het dak zijn apart benoemd, daarnaast is op de verdieping 1 t/m 16 onderscheid gemaakt tussen de normale gebruiksfuncties en de ontsluitingswegen. Deze ontsluitingswegen hebben een hogere veranderlijke belasting en een andere momentaan factor en bevinden zich naast de stabiliteitskern. Ook de trappen en bordessen in de stabiliteitskern zijn benoemd als ontsluitingswegen.

Conform NEN 6702 moeten in de gewichtsberekening over de veranderlijke vloerbelastingen een momentaan factor worden berekend. Op één verdieping dient de vloerbelasting extreem te worden berekend zoals te zien is in figuur 5.3. Dit heeft voor dit gebouw geen grote invloed, omdat het gebouw 17 bouwlagen heeft, waarvan dus één verdieping extreem.

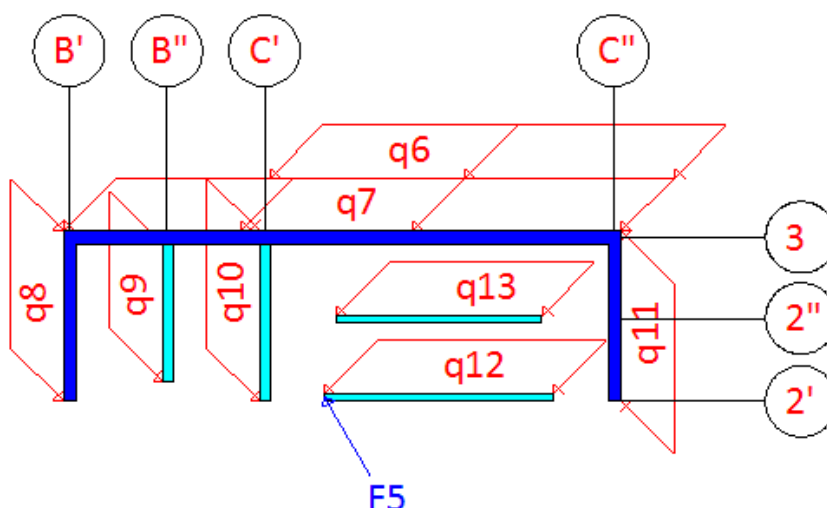


Figuur 5.3
Verticale belasting volgens NEN 6702

In figuur 5.4 is het belastingschema te zien van de begane grond. Te zien is dat op Stramien A een ruimte open is gelaten. Op deze ruimte is een kleine glasgevel gesitueerd en kan dus geen krachten afdragen op de fundering. De krachten uit bovenstaande gevel wordt via een latei op de twee andere wanden afgedragen en resulteert in de lijnlast q_{1b} . De puntlasten F1 t/m F4 schematiseren de puntlasten die voortkomen uit de HSB gevel elementen. De vijf balkons aan de gevel worden geschematiseerd door de puntlast F6.



In figuur 5.5 is het belastingschema van de stabiliteitskern te zien. Hierin zijn de liften, de trappen, bordessen en de omliggende ontsluitingswegen verwerkt. Het zwaartepunt van de belasting wordt in het vervolg van het rapport behandeld.



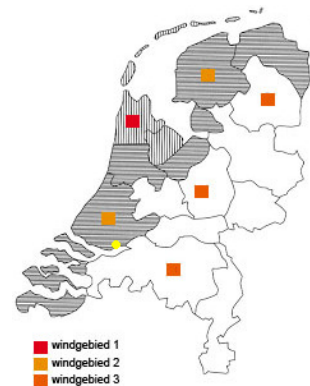
Pagina | 26

5.4.3 Windbelasting.

In NEN 6702 zijn in artikel 8.6 de bepalingen terug te vinden voor de windbelasting.
De windbelasting wordt met de volgende formule bepaald:

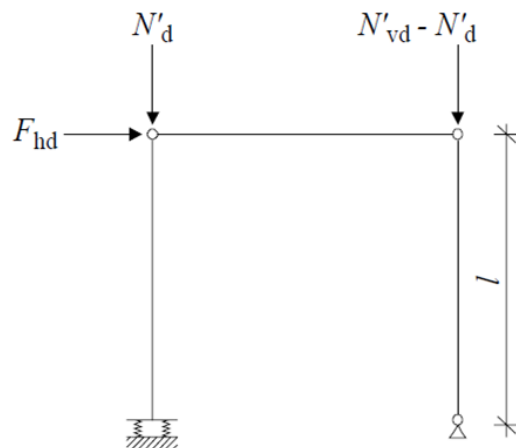
$$p_{rep} = C_{dim} \cdot C_{index} \cdot C_{eq} \cdot \phi_1 \cdot p_w$$

C_{dim}	=	0,9	(b=30m; h=50m)
C_{index}	=	+0,8	(aangeblazen oppervlak)
		-0,4	(gezogen oppervlak)
		+0,04	(wrijving dak)
C_{eq}	=	1,0	
ϕ_1	=	1,0	(nader te bepalen)
p_w	=	1,37 kN/m ²	(Windgebied II; bebouwd; h=50m)
p_{rep}	=	1,48 kN/m ²	
	=	28,11 kN	(wrijving op dakvlak)



5.4.4 Aanpendelende belasting

Dit gebouw beschikt over een stabiliteitskern die de stabiliteit van het gebouw verzorgt. In de berekening van de kern wordt gewerkt met de aanpendelende belasting, deze wordt uitgerekend door de belasting die op de kern staat af te trekken van het totale gewicht van het gebouw. In figuur 5.6 wordt deze constructie geschematiseerd. De linker kolom schematiseert in dit figuur de stabiliteitskern, hierop staat de horizontale belasting afkomstig van de windbelasting en de verticale belasting op de kern. De rest van het figuur schematiseert de aanpendelende constructie, hierop staat de aanpendelende belasting.



Figuur 5.6
Aanpendelende belasting

5.5 Kern

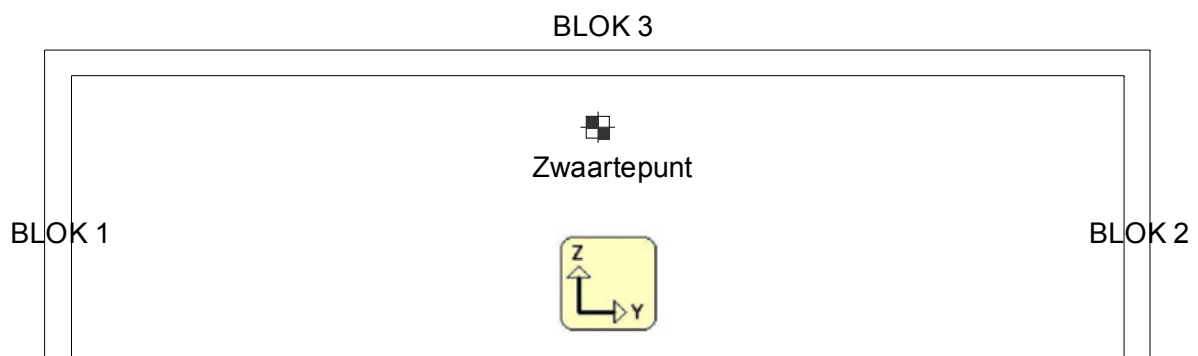
Uit stabiliteitsrichting 1 wordt volgens ontwerpvariant 1, de stabiliteit alleen uit de kern ontleend. In dit deel wordt gekeken of het gebouw op deze manier aan de stabiliteitseisen kan voldoen. Hiervoor worden er voor de kernberekening een aantal stappen gevolgd om aan de eisen te voldoen.

5.5.1 Bepaling traagheidsmoment van de kern

Voor de kern wordt eerst het traagheidsmoment bepaald, dit is terug te vinden in de spreadsheets in bijlage C.1, hierin is de totale berekening te vinden.

In figuur 5.7 zal er voor elk blok de afmetingen worden bepaald, waarna de zwaartepunt wordt berekend met de formule: $Z = \frac{(A_1 \cdot z_1) + (A_2 \cdot z_2) + (A_3 \cdot z_3)}{A_{\text{totaal}}}$

Omschrijving	Yi	Zi	Breedte	Dikte
Blok 1	125	-1500	250	3000
Blok 2	10375	-1500	250	3000
Blok 3	5250	-125	10000	250



Figuur 5.7
Zwaartepunt kern

Verder wordt het traagheidsmoment berekend met de formule $I = I_{\text{eigen}} + Aa^2$. Hierin is I_{eigen} het traagheidsmoment t.o.v. de zwaartelij, waarvoor de formules

$I_y = \frac{1}{12} \cdot bh^3$ en $I_z = \frac{1}{12} \cdot hb^3$ worden gebruikt. Hieronder zijn de uitkomsten te zien.

Oppervlakte : 4000000 mm

Zwaartepunt :

y	z
5250	-640,625

 mm

Traagheidsmoment :

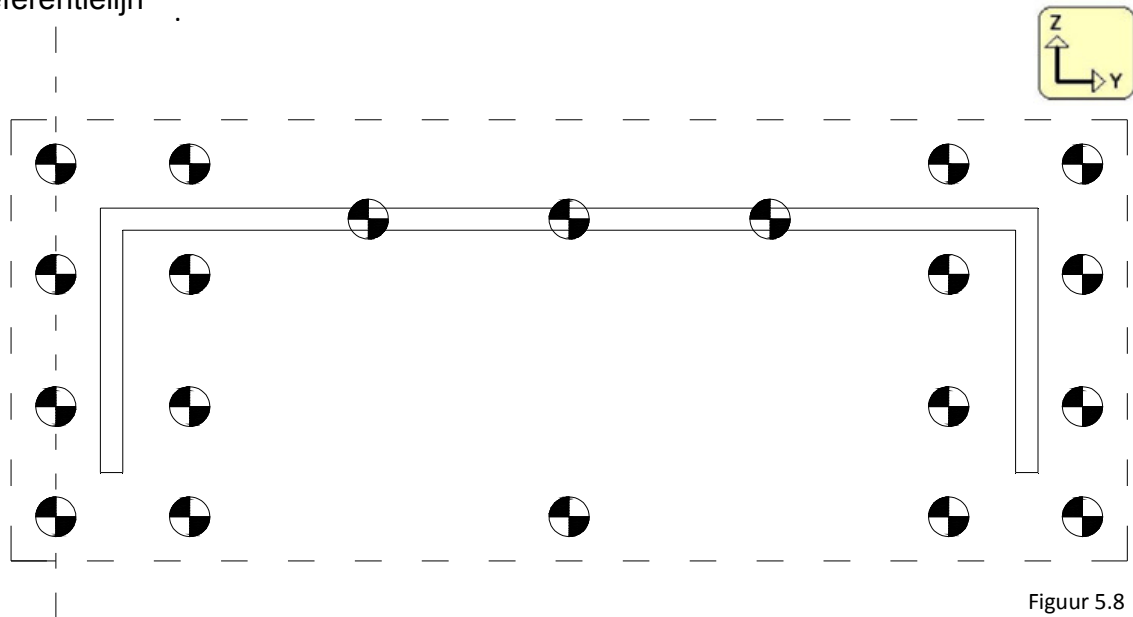
Iy	Iz
2,9105E+12	6,02E+13

 mm⁴

5.5.2 Oppervlaktetraagheidsmoment van de palenfundering

Voor het bepalen van de oppervlaktetraagheidsmoment van de palenfundering moet er eerst een palenplan worden opgesteld. In figuur 5.8 is het uiteindelijke palenplan te zien.

Referentielijn



Figuur 5.8
Palenplan kern

Voor de palenplan zijn er op de uiteinde elk acht palen gesitueerd, dit komt omdat daar de grootste druk- en trekkrachten voorkomen. Er is gekozen voor een funderingsplaat met de afmeting van 12,5 x 5,0 x 1,0 meter, omdat op deze manier alle benodigde palen onder de kern kunnen worden gesitueerd. De funderingsplaat is uitgerekend in bijlage C.16

Nadat er een palenplan is opgesteld wordt het oppervlaktetraagheidsmoment berekend. Dit wordt aan de hand van de stelling van Steiner gedaan (zie figuur 5.9). Hierbij wordt een referentielijn bepaald, waarbij de afstand en het aantal palen tot de andere palen wordt vastgesteld in een aandeel. Hierna wordt de totale oppervlaktetraagheidsmoment bepaald. Dit is $I_z; palen = 419,13 \text{ mm}^4$.

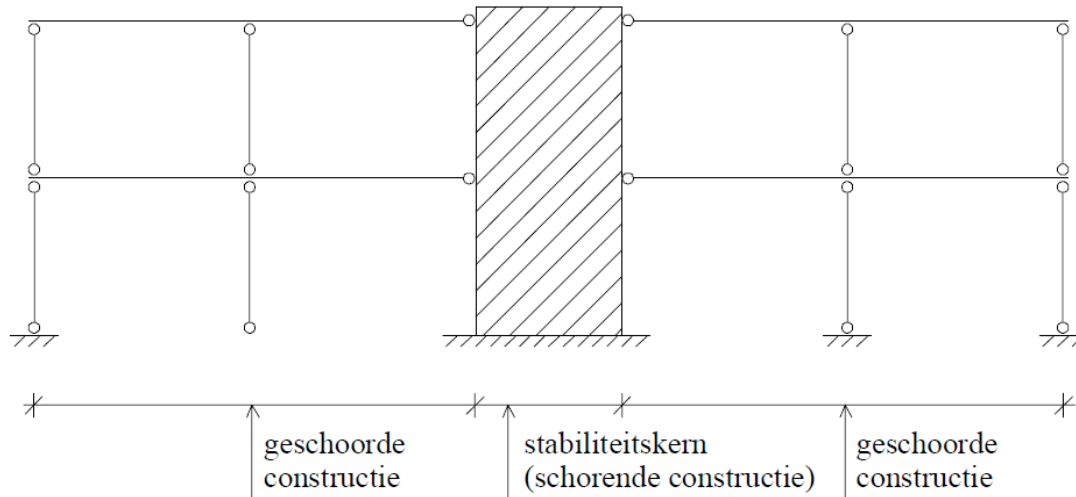
Aantal palen(n)	Afstand ref. lijn Y (m)	Aandeel (n*y)	Afstand tot e_y (m)	$n \cdot e_z^2$ (m^4)
4	0	0,00	5,75	132,25
4	1,5	6,00	4,25	72,25
1	3,5	3,50	2,25	5,06
2	5,75	11,50	0,00	0,00
1	8	8,00	2,25	5,06
4	10	40,00	4,25	72,25
4	11,5	46,00	5,75	132,25
0	0	0,00	0,00	0,00
0	0	0,00	0,00	0,00
0	0	0,00	0,00	0,00
0	0	0,00	0,00	0,00
20,00	5,75	115,00	5,75	419,13

Figuur 5.9
Palenplan kern

5.5.3 Bepaling 2^{de} Orde effect van

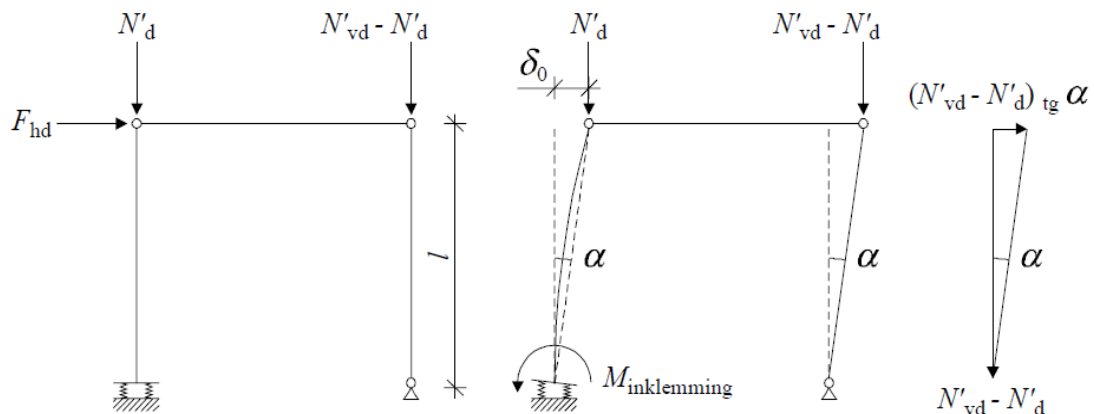
de kern

In figuur 5.10 is de schematisering van de stabiliteitskern te zien. Deze kern zorgt voor het opnemen van de horizontale belasting van de geschoorde constructies. Daarmee wordt de stabiliteit van het gebouw in stabiliteitsrichting 1 verzorgd.



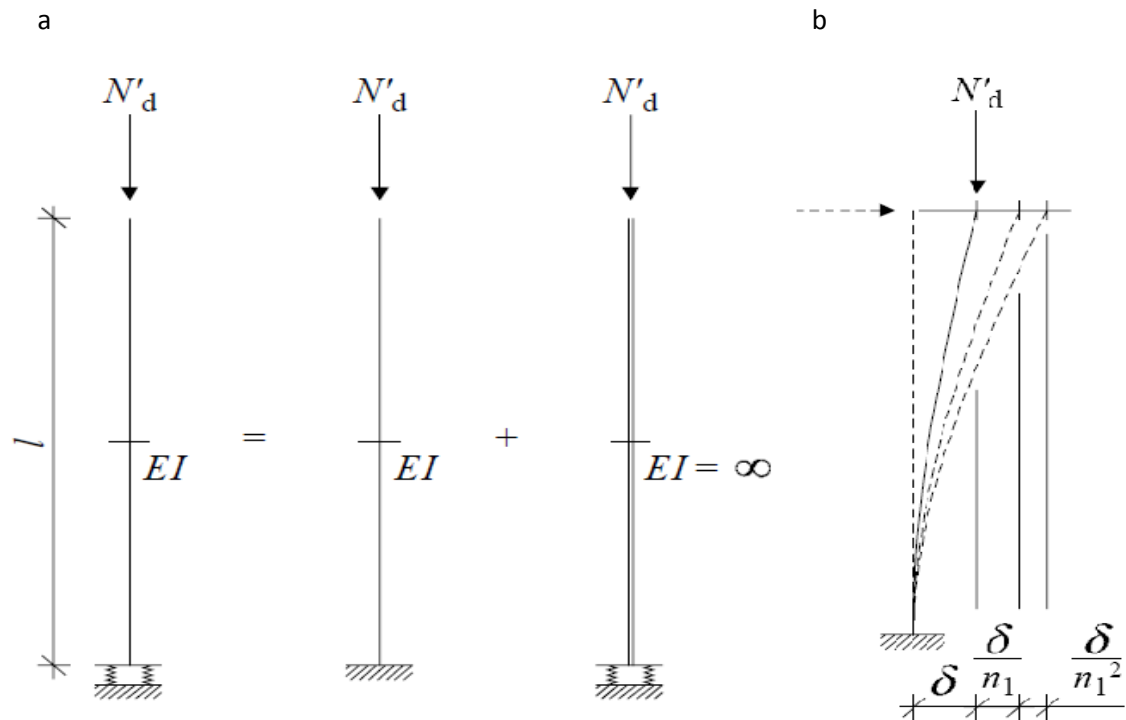
Figuur 5.10
Schematisering constructie

In figuur 5.11 is de schorende constructie van de kern gesitueerd. De linkerkolom schematiseert de stabiliteitskern. Deze kolom wordt belast met een verticale belasting N'_d , die direct op de kolom aangrijpt. Aan de kolom is een pendelkolom verbonden, die eveneens een verticale belasting draagt. De totale verticale belasting op de combinatie is N'_{vd} . Op de pendelkolom staat dus de totale belasting van het gebouw (N'_{vd}) minus de verticale belasting op de stabiliteitskern (N'_d). Tevens werkt op de aanpendelende constructie een totale horizontale belasting, namelijk F_{hd} . De pendelkolom kan geen horizontale belasting opnemen en wordt daarom opgenomen door de schorende kolom (de stabiliteitskern). Ten gevolge van die horizontale belasting ontstaat in de schorende constructie een uitbuiging δ_0 , deze uitbuiging moet ook door de pendelkolom worden meegemaakt. Niet alleen N'_d op de schorende kolom wordt daarom over een afstand δ_0 verplaatst, maar ook de belasting $N'_{vd} - N'_d$ op de aanpendelende constructie. Dit veroorzaakt tweede-orde momenten. Omdat de som N'_d en $N'_{vd} - N'_d$ gelijk is aan N'_{vd} blijkt hieruit, dat de tweede-orde momenten in schorende constructies worden veroorzaakt door de totale verticale belasting N'_{vd} .



Figuur 5.11
Schematisering constructie

De schorende kolom in figuur 5.11 is getekend als een verend ingeklemde kolom. Schorende constructies kunnen in Nederland zelden volledig star worden ingeklemd in een fundering. Veelal zal echter bij de inklemming een hoekverdraaiing optreden. Daarom zal er voor het tweede orde effect naar de stabiliteit, de kolom gesplitst worden in twee kolommen, namelijk een volledige ingeklemde kolom met eindige stijfheid en een verend ingeklemde kolom waarvan de stijfheid oneindig groot is (zie figuur 5.12a).



Figuur 5.12
Schematisering ingeklemde kolom

Wordt aan de kolom, ter plaatse van het vrije uiteinde, een uitbuiging δ gegeven, dan neemt de kolom in figuur 5.12b het getekende stand aan. In deze uitgebogen stand wordt op de kolom een verticale belasting N'_d aangebracht. Doordat de uitbuiging δ reeds aanwezig is, treedt bij het aanbrengen van N'_d in elk doorsnede van de kolom een extra buigend moment op, namelijk het tweede orde effect.

Om het tweede orde effect te bepalen moet er eerst de veerconstante berekend worden. De veerconstante is het moment dat nodig is om een veersysteem een hoek van één radiaal te verdraaien. De formule voor het bepalen van de veerconstante is $C = \frac{M}{\varphi}$.

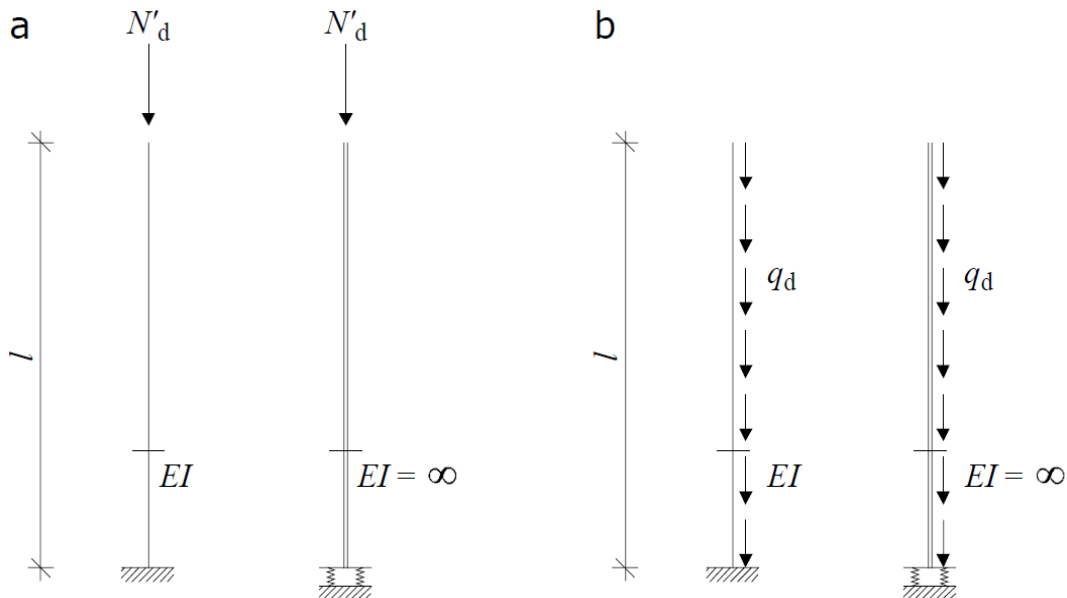
Als eerste wordt de hoekverdraaiing φ berekend, met de formule $\varphi = \frac{\delta}{l}$.

De paalzakking δ wordt voor de hoekverdraaiing bepaald, hierbij wordt er gekeken hoeveel mm de paal zal zakken bij één kNm. De formule gaat als volgt: $\delta = \frac{L \cdot e}{I \cdot A \cdot E} \times \text{paalfactor}$.

De paalfactor in deze formule heeft te maken met de vervorming van de grond. In dit geval wordt een paalfactor van 1,5 aangenomen. In bijlage C.3 is de berekening in zijn geheel terug te vinden. De veerconstante van de kern uit de berekeningen is $6,33_{\times 10^7}$ kNm/rad.

De volgende stap is in deze tweede orde effect berekening het bepalen van de knikfactor. Om de knikkracht in de kolom te bepalen wordt met de formule gekeken naar twee aparte situaties van de kolom. Eerst wordt gekeken naar een eindig stijve kolom die volledig is ingeklemd, deze wordt in de formule gecombineerd met een oneindig stijve kolom die verend is ingeklemd. Deze kolommen worden belast met een normaalkracht N'_d (zie figuur 5.13a). De formule is:

$l_c = l\sqrt{2^2 + \pi^2/\rho}$, dit is alleen van toepassing bij één verdieping.



Figuur 5.13
Schematisering knik

Als de belasting gelijkmatig wordt verdeeld over de stabiliteitskern (zie figuur 5.13b), kan gerekend worden met de formule $l_c = l\sqrt{1,12^2 + \pi^2/2\rho}$. Dit is van toepassing bij vijf of meer verdiepingen, indien minder, dan kan dit worden geïnterpoleerd met de eerste verdieping.

Bij dit gebouw is een kniklengte $l_c = l\sqrt{1,12^2 + \pi^2/2\rho}$ van toepassing, omdat het gebouw meer dan 5 verdiepingen heeft. Bij de berekeningen in bijlage C.3 is de uitkomst van de kniklengte 81,59 meter.

Om uiteindelijk het tweede orde effect te kunnen berekenen, wordt de vergrotingsfactor bepaald.

Deze luidt als factor $\frac{n}{n-1}$, waarin n bepaald wordt uit n_1 en n_2 volgens: $\frac{1}{n} = \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}$.

Om n_1 en n_2 te kunnen berekenen wordt nader gekeken naar de volgende parameters.

$$n_1 = \frac{N'_{cr1}}{N'_{vd}}; N'_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_c^2}; N'_{vd} \text{ is hierbij de aanpendelende belasting.}$$

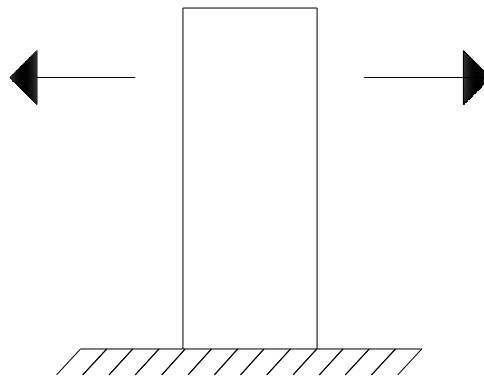
$$n_2 = \frac{N'_{cr2}}{N'_{vd}}; N'_{cr} = \frac{C}{0,5l}; N'_{vd} \text{ is hierbij de aanpendelende belasting.}$$

In bijlage C.3 is de uitkomst bij de vergrotingsfactor 1,15.

5.5.4 Dynamische invloed van wind

In dit hoofdstuk wordt eerst de dynamische vergrotingsfactor (ϕ_1) besproken. Hierna worden de dynamische effecten (windtrillingen ϕ_2) van het gebouw behandeld.

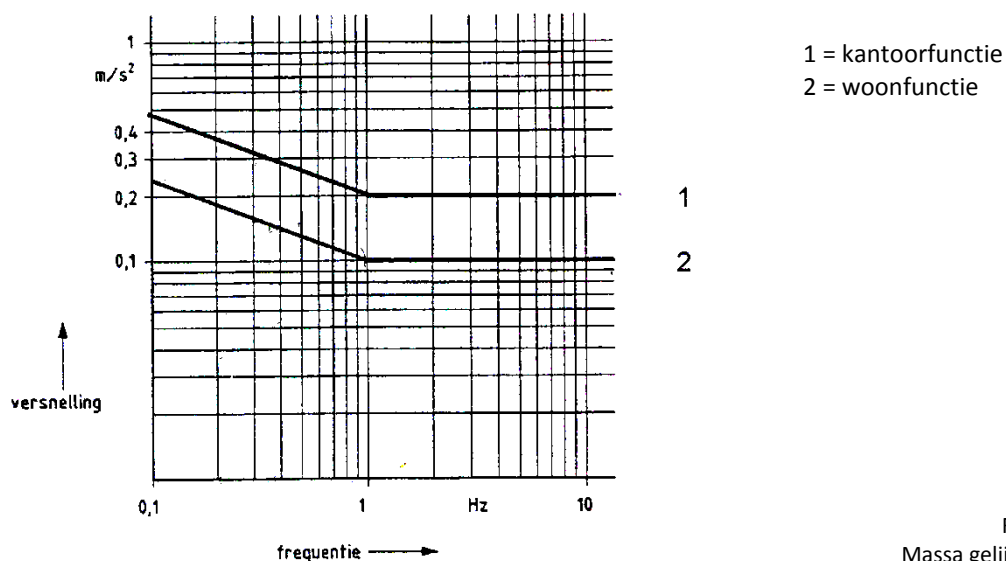
De dynamische vergrotingsfactor (ϕ_1) wordt bepaald aan de hand van *NEN 6702 bijlage A4*. Door fluctuaties in de windsnelheden wordt de windbelasting dynamisch vergroot. Hierbij is uitgegaan dat de totale gebouwbelasting gelijkmatig over het gebouw is verdeeld (zie figuur 5.14), waardoor gebouwversnellingen optreden van $0,384 \text{ m/s}^2$ loodrecht op het constructiedeel.



Figuur 5.14
Massa gelijk verdeeld

De eigen frequentie is van grote invloed op de dynamische factor. Deze wordt bepaald aan de hand van de horizontale verplaatsing, veroorzaakt door de aanpendelende belasting per verdieping, werkend volgens de trillingsrichting van de stabiliteitsconstructie. De dynamische vergrotingsfactor (ϕ_1) is een onderdeel van de berekening voor de windbelasting. In bijlage C.5 is de gehele berekening te zien, hieruit is de uitkomst voor de dynamische vergrotingsfactor $\phi_1 = 1,19$.

De fluctuaties in windsnelheden veroorzaken dynamische effecten en worden beschouwd als harmonische trillingen. Voor het al of niet hinderlijk zijn van deze trillingen worden de horizontale versnellingen aan de top van het gebouw berekend.



Figuur 5.15
Massa gelijk verdeeld

Voelbare versnellingen vanaf $0,15 \text{ m/s}^2$ hebben grote invloed op het veiligheidsgevoel en worden daardoor als hinderlijk ervaren, ook wel “discomfort” genoemd. Ook kunnen deze misselijkheid veroorzaken oftewel het “zeeziek effect”. Aangezien de gewaarwordingsdrempel bij stilstaande personen lager ligt dan bij actieve personen maakt figuur 5.15 op het gebied van trillingshinder onderscheid in woon- en kantoorfunctie.

De mate waarin trillingshinder optreedt, is voornamelijk afhankelijk van de factor $\emptyset_2$. De factor is gerelateerd aan de afmetingen van het bouwwerk en voorts aan de eigen frequentie en dempingsmaat van de trillingsvorm, die door de wind uit de beschouwde richting wordt aangestoten.

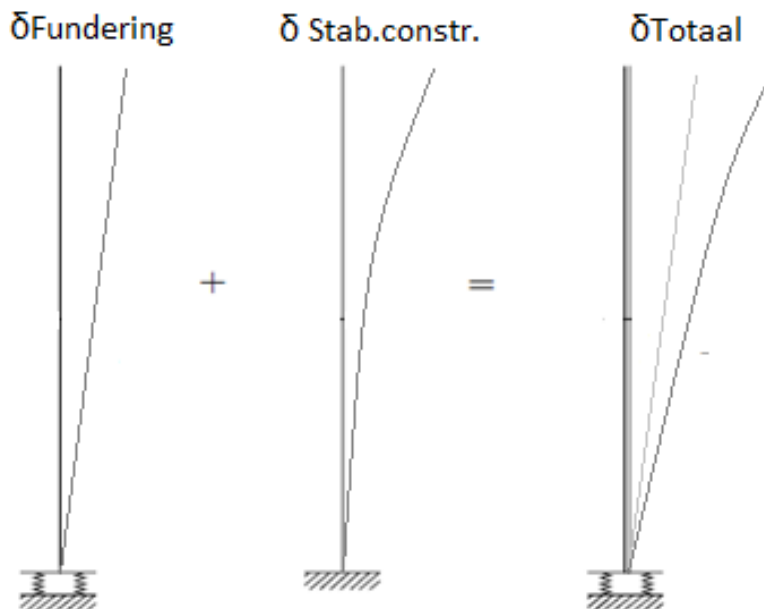
In bijlage C.5 staan de berekeningen van de eisen met betrekking tot trillingen van het gebouw, veroorzaakt door wind. Na het aflezen van figuur 5.15 is de eis $0,15 \text{ m/s}^2$, waarbij de uitkomst van de berekening bij een versnelling van $0,04 \text{ m/s}^2$ uitkomt. Hiermee voldoet de constructie aan deze eis.

5.5.5 Uitbuiging

Volgens *NEN 6702 art 10.3* dient de totale verplaatsing niet groter te zijn dan $1/500$ van de gebouwhoogte in de bruikbaarheid grenstoestand (BGT). Als uitgangspunt bij het ontwerpen van de stabiliteitsconstructie is daarom de horizontale uitbuiging aan de top van het gebouw beschouwd. Deze uitbuiging wordt veroorzaakt door:

- Windbelasting
- Zakking van de fundering

Om de uitbuiging te kunnen berekenen wordt er gekeken naar de totale vervorming. De totale vervorming van de constructie bestaat uit een parabolische vervorming veroorzaakt door uitbuiging van de stabiliteitsconstructie, en een rechte vervorming veroorzaakt door scheefstand van de fundering. De sommatie van deze twee componenten vormt de totale vervorming (zie figuur 5.15)



Figuur 5.15
Schematisering uitbuiging constructie

Kijkend naar de eis dat de totale verplaatsing niet groter dient te zijn dan $1/500$ van de gebouwhoogte, kan er gesteld worden dat bij een hoogte van 50 meter de eis een maximale verplaatsing van 100 mm dient te zijn. Om te kijken of de totale uitbuiging voldoet aan de gestelde eis wordt eerst de rechte vervorming veroorzaakt door scheefstand van de

fundering berekend. Dit wordt berekend door de formule $\frac{0,5 \cdot q \cdot h^2}{C \cdot h}$.

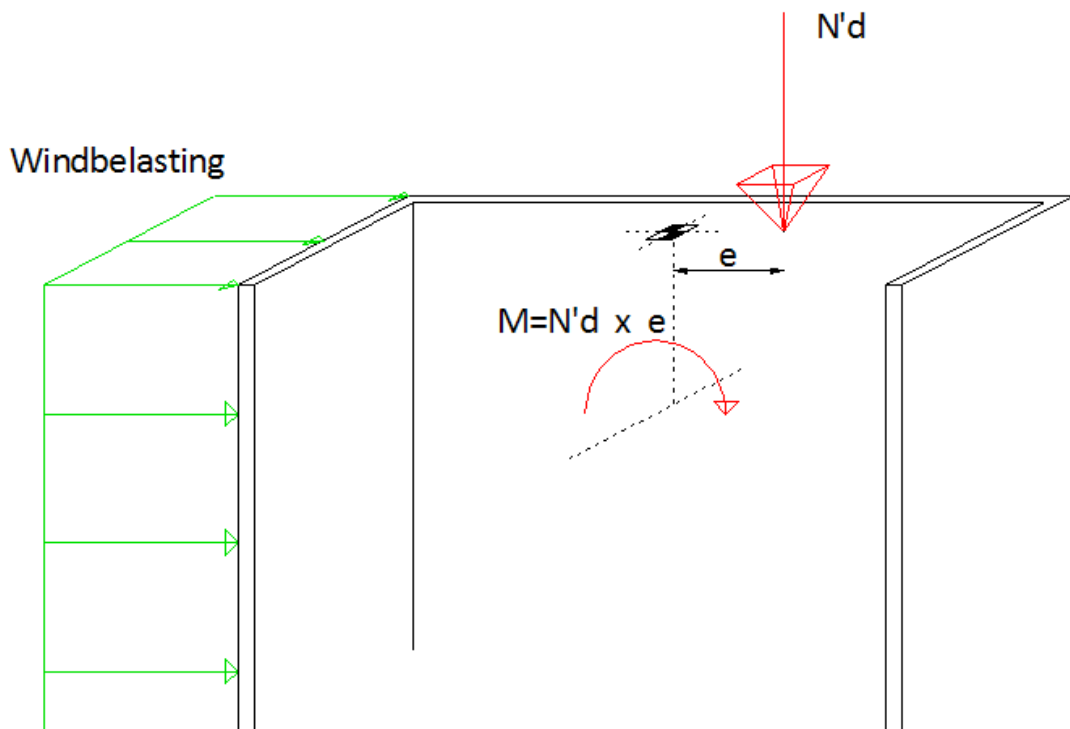
Na de vervorming die veroorzaakt wordt door scheefstand van de fundering, wordt dit gesommeerd met de parabolische vervorming die veroorzaakt wordt door uitbuiging van de stabiliteitsconstructie. Dit wordt berekend met het "vergeet-mij-nietje", waarbij de zakking

met de formule $\frac{ql^4}{8EI}$ berekend wordt.

Dit resulteert in een totale vervorming van 40 mm (zie bijlage C.5 voor de berekening). Dit betekent dat de totale vervorming onder de 100 mm komt en daarmee aan de eisen van de uitbuiging voldoet.

5.5.6 Paalreacties

Uit de stabiliteitsberekeningen van de kern volgen een aantal paalreacties, deze reactiekrachten worden aan de hand van dit hoofdstuk bepaald. De eerste stap voor het bepalen van de paalreacties is het bepalen van het oppervlaktetraagheidsmoment van de paalfundering onder de stabiliteitskern, dit is behandeld in voorafgaand hoofdstuk. Na deze handeling wordt gekeken naar de belastingen die op de kern werken. Hierin zijn vooral de momenten veroorzaakt door de windbelasting en de excentriciteit van de belasting van grote invloed op de paalreacties, deze zorgen namelijk voor trekkracht in de palen. In figuur 5.16 is een schetsmatige doorsnede van de kern te zien. Hierin is te zien dat de verticale belasting excentrisch staat ten opzichte van het zwaartepunt van de kern en veroorzaakt dus naast de reguliere verticale belasting een moment van $M = N'_d \cdot e$.



Figuur 5.16
Doorsnede kern

De excentriciteit van de verticale belasting wordt aan de hand van het belastingschema van de stabiliteitskern bepaald. De formule die wordt gebruikt om de excentriciteit te bepalen ziet er

als volgt uit:
$$e = \frac{\sum (q_n \cdot l_n \cdot e_n)}{N_{\text{totaal}}}$$

In bijlage C.4 is deze formule uitgewerkt in een tabel. De uitkomsten in deze tabel zijn:

- Permanente belasting:
 - e= 5,89 meter
 - excentriciteit t.o.v. figuur = 5,25 - 5,89 = -0,64 meter
 - moment uit excentriciteit:
 - $M = 20.461 \times -0,64 \times 1,15$ (2^e orde) = -15.125 kNm
- Veranderlijke belasting:
 - e= 6,95 meter
 - excentriciteit t.o.v. figuur = 5,25 - 6,95 = -1,70 meter
 - moment uit excentriciteit:
 - $M = 1.255 \times -1,70 \times 1,25$ (2^e orde) = -2.458 kNm

De paalreacties worden vervolgens per positie (palenrij) uitgerekend. Hierin worden in eerste instantie de permanente, veranderlijke en windbelasting apart benoemd, later kunnen dan op een duidelijke manier de belasting combinaties worden verwerkt. De paalreactie per belastinggeval wordt met de volgende formule berekend: $R_d = \frac{N}{n_{tot}} + \frac{M \cdot z}{I_{palen}}$, hierin is n_{tot} het totaal aantal palen in het palenplan.

In tabel 5.1 staan de belastingcombinaties met betekenis weergegeven. Bij dit gebouw zal belastingcombinatie 2 of 4 maatgevend zijn, omdat hier de wind van links komt. De excentriciteit van de belasting en het windmoment geven in dit geval namelijk een moment in dezelfde richting en zal daardoor tot de grootste trek- en drukkracht resulteren.

	Permanent	VB	Wind
BC1 (wind Rechts; ongunstig)	1,20	1,50	1,50
BC2 (wind Links; ongunstig)	1,20	1,50	-1,50
BC3 (wind Recht; gunstig)	0,90	0,00	1,50
BC4 (wind Links; gunstig)	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Tabel 5.1
Belasting combinaties

In bijlage C.4 worden de paalreacties per belasting combinaties uitgewerkt. Hieruit komt een minimale en maximale paalbelasting van:

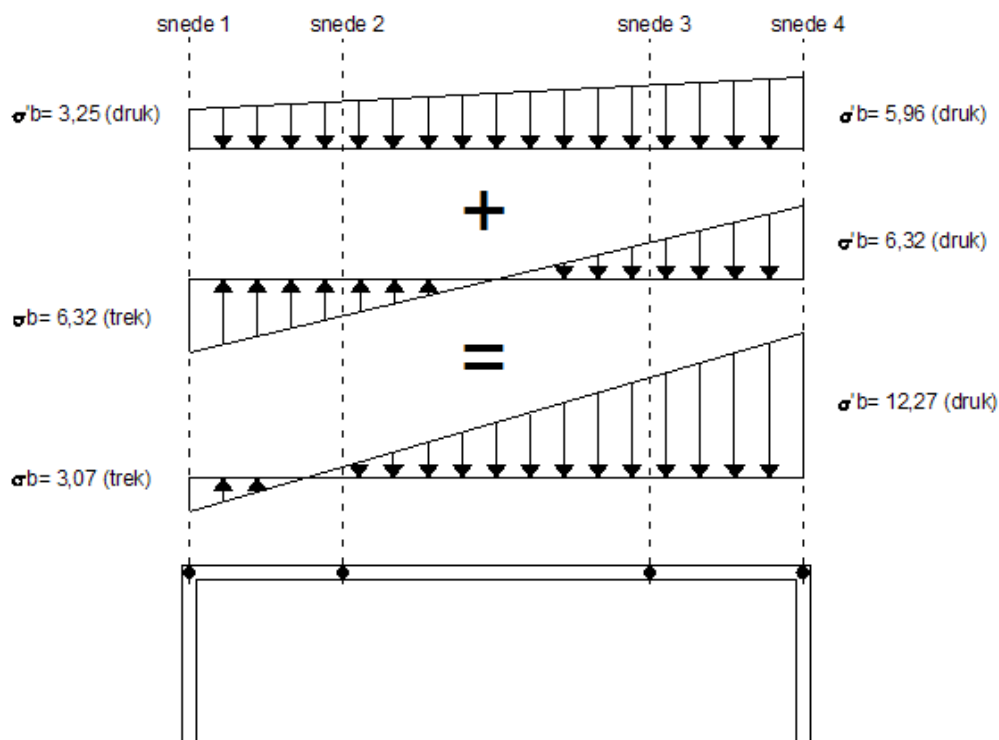
- Minimale paalbelasting : -153 kN (trek)
- Maximale paalbelasting : 2867 kN (druk)

De volgende stap is het bepalen van de draagvermogen van de paal. Dit is om te kijken of de maximale paalbelasting kan opgenomen worden. In bijlage C.15 is de berekening te zien van een draagvermogen van een paal met de desbetreffende sondering. De uitkomst is dat de paal een draagvermogen heeft van 2960 kN. Dit betekent dat de paal de maximale paalbelasting in zijn geheel kan opnemen.

5.5.7 Betonspanningen

De krachten die op de stabiliteitskern werken, veroorzaken naast de paalreacties ook betonspanningen in de kern. Als deze spanningen hoger zijn dan de spanningen die het beton zelf op kan nemen betekent dit, dat er extra wapening moet worden meegenomen om deze spanning op te kunnen nemen. De eerste stappen voor het bepalen van de betonspanningen zijn bijna hetzelfde als voor het bepalen van de paalreacties. Eerst worden een aantal gegevens van het figuur en de belastingen op de kern bepaald. Daarna worden een aantal spanningspunten bepaald, hiervan zijn de spanningspunten aan het uiteinde van het figuur het belangrijkste, omdat hier de hoogste trek- en drukspanning voorkomen. In figuur 5.17 is de opbouw van het spanningsfiguur van de kern te zien. Het bovenste spanningsfiguur komt voort uit de verticale belasting en de excentriciteit van die belasting. Samen met het tweede spanningsfiguur (de windbelasting) vormen zij het onderste figuur. In dit geval wordt het spanningsfiguur van belastingcombinatie 4 weergegeven.

De spanningen per belastingsgeval worden bepaald met de formule: $\sigma_{\text{totaal}} = \frac{F}{A} + \frac{M \cdot e}{I}$



Figuur 5.17
Spanningsfiguur

Er wordt gebruik gemaakt van dezelfde belastingcombinaties als bij de paalreacties. De belastingcombinaties zijn terug te vinden in tabel 5.1. De betonspanningen zijn op de begane grond het grootst en bedragen:

- $\sigma_{\min} = -3,07 \text{ N/mm}^2$ (Trek)
Belastingcombinatie 4; positie 1
- $\sigma_{\max} = 12,27 \text{ N/mm}^2$ (Druk)
Belastingcombinatie 2; positie 4

In bijlage C.4 wordt verder gekeken naar de betonspanningen op de andere verdiepingen. Dit is noodzakelijk om te bepalen op welke verdieping de trekspanningen weg vallen. Vanaf dit punt is dan geen extra wapening meer noodzakelijk en kan voldaan worden met het praktisch wapenen van de stabiliteitskern.

5.5.8 Afschuiving

De afschuiving op de kern wordt veroorzaakt door het windmoment. De grootste afschuiving vindt plaats op de plek waar de langswand over gaat in de korte zijwand. In figuur 5.18 is een afbeelding te zien van de stabiliteitskern met het gearceerde afschuifvlak. Van het afschuifvlak wordt eerst het statisch moment bepaald met de formule: $S_y = A \cdot d_y$. Hierin is d_y de afstand tot het zwaartepunt ten opzichte van de y-as.

Vervolgens wordt ΔM bepaald door de windmomenten van boven elkaar gelegen verdiepingen van elkaar af te trekken. Uit ΔM wordt vervolgens de waarde van L_d bepaald

met de formule: $L_d = \frac{\Delta M \cdot S_y}{I_y}$

De optredende schuifspanning τ_d is uit te rekenen met de formule: $\tau_d = \frac{V_d}{bd}$.

In bijlage C.6 is de afschuiving per verdieping uitgewerkt. De maximale afschuiving vindt plaats op de begane grond en bedraagt $\tau_d = 0,70 \text{ N/mm}^2$.

Deze waarde ligt lager dan de grensschuifspanning $\tau_1 = 0,76 \text{ N/mm}^2$ voor de betonklasse C45/55. Dit is alleen niet van toepassing op prefab beton elementen. De verbinding tussen twee elementen moet dan in zijn geheel opgenomen worden door een prefab verbinding.



Figuur 5.18
Afschuifvlak

5.5.9 Torsie

Onder invloed van de windbelasting kan een gebouw gaan roteren en verplaatsen, een combinatie hiervan wordt torderen genoemd. Om te bepalen of een gebouw torsie gevoelig is wordt gekeken naar de hoeveelheid stabiliteitsvoorzieningen in het gebouw en naar de plaats van deze stabiliteitsvoorzieningen in het gebouw. De grootste torsieverplaatsingen treden op aan de buitenkanten van het gebouw, het is daarom gunstig als stabiliteitswanden aan de zijkanten van het gebouw zijn gepositioneerd. De stabiliteitskern in dit gebouw is niet torsie gevoelig door aanwezigheid van voldoende stabiliteitswanden.

5.5.10 Wapening

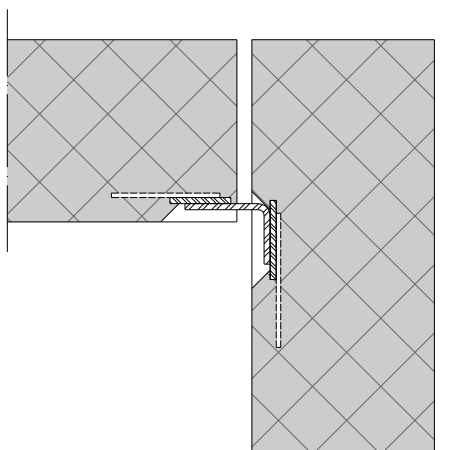
Voor het wapenen van de stabiliteitskern wordt gekeken naar de verticale verbinding tussen de wandelementen, de horizontale verbinding tussen twee wandelementen en naar de wapening in de wand ten gevolge van de trekspanningen.

Wapenen wand

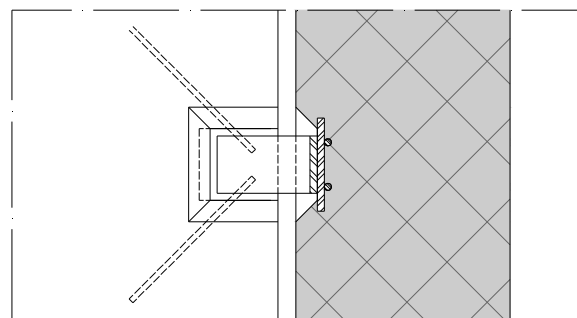
De wand van de begane grond wordt met $\phi 16-150$ gewapend. Vanaf de tweede verdieping kan de wand praktisch gewapend worden met $\phi 12-150$. De berekeningen zijn te vinden in bijlage C.14.

Horizontale verbinding

De horizontale verbindingen(afschuiving) tussen de elementen van de kern kunnen op meerdere manieren uitgevoerd worden. In dit geval wordt gekozen voor de droge manier, dit om de snelheid van het bouwproces te kunnen behouden. Deze droge manier uit zich in verbindingen doormiddel van lassen die de prefab elementen met elkaar verbinden. Bij deze verbindingen worden in het beton lasplaatjes meegenomen. Deze worden op de bouw door een hoeklijn aan elkaar gelast (zie doorsneden in figuur 5.19a en 5.19b). Met dit systeem kan de desbetreffende afschuifkracht opgenomen worden door de verbinding die daar op berekend moet worden. Kijkend naar de grootste afschuifkracht die zich in de begane grond bevind, kan er gesteld worden dat dit in zijn geheel door de verbinding opgenomen moet worden. Namelijk een afschuifkracht van 513 kN. Daarbij wordt er drie keer in de begane grond verdieping met een lasplaat van $\phi 25$ met een verankeringlengte van 1000mm gekozen om aan deze schuifkracht te voldoen. Vanaf de negende verdieping kan dit met $\phi 12$ voldoen met een verankeringlengte van 400mm.



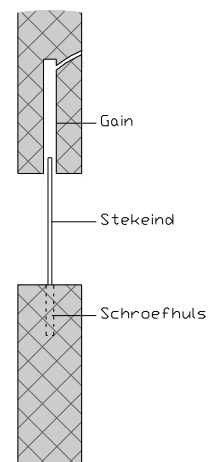
Figuur 5.19a
Horizontale doorsnede



Figuur 5.19b
Verticale doorsnede

Verticale verbinding

De verticale aansluiting (druk en trekkrachten) van betonwanden wordt gerealiseerd met mortelvoegverbindingen, in combinatie met gain en stekverbindingen (zie figuur 5.20). De verticale prefab elementen zijn voorzien van aangietopeningen (gaines). Ter verankering van het element worden deze gains over stekwapingen geplaatst, die uit de (onderliggende) dragende ondersteuning steekt, waarbij ter plaatse van het oplegvlak 20 à 30 mm stelruimte gehouden wordt. Na montage worden de gains aangegoten met krimpvrije mortel van hoge sterkte, waardoor ook de stelruimte t.p.v. het oplegvlak gevuld wordt. Hierdoor wordt de mortelvoegverbinding gerealiseerd, wordt de oplegging gefixeerd en komt de verankering tot stand. Bij de begane grond wand worden er 4 stekken van $\phi 32$ per meter toegepast. Vanaf de vierde verdieping kan dit met 4 stekken van $\phi 16$ per meter vervolgt worden. Zie Bijlage C.14 voor de

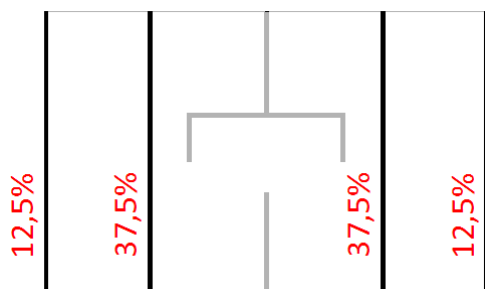


Figuur 5.20
Verticale aansluiting

berekeningen.

5.6 Wanden

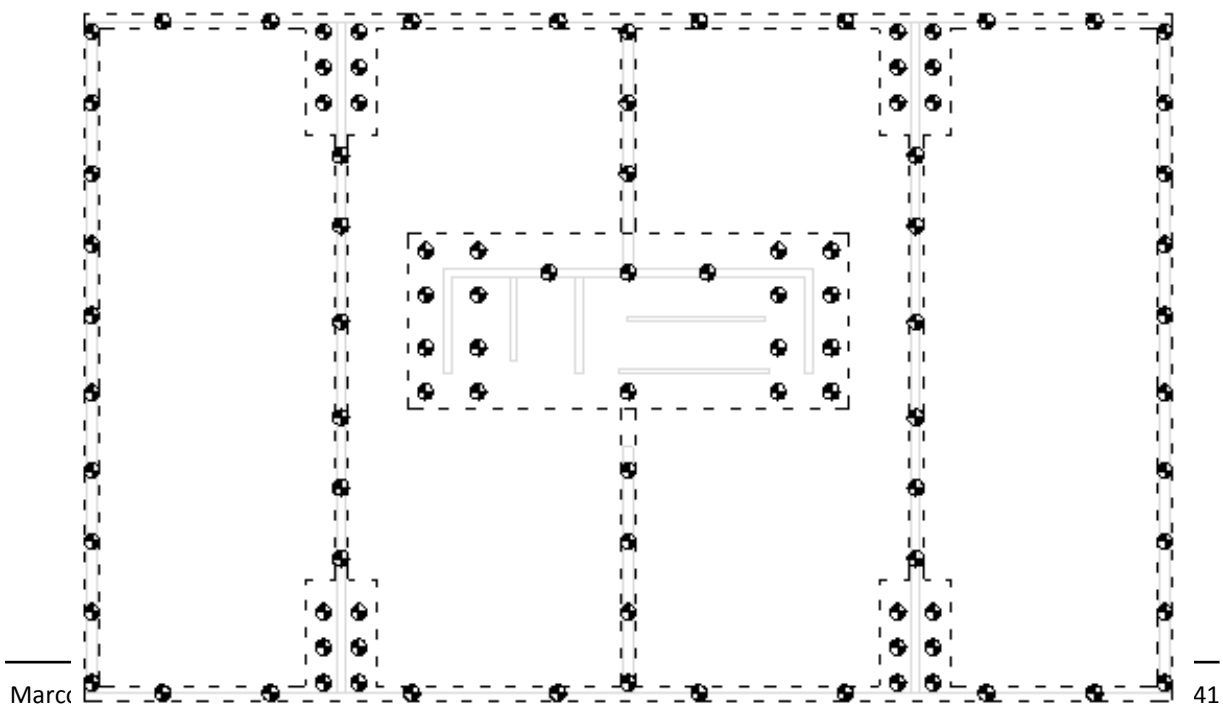
De stabiliteitswanden verzorgen de stabiliteit van het gebouw in stabiliteitsrichting 2, zoals eerder besproken in hoofdstuk 5.1. In figuur 5.21 is een afbeelding te zien van de desbetreffende stabiliteitswanden, bij elke wand staat het aandeel van de windbelasting dat deze wand voor zijn rekening neemt. De berekening van een stabiliteitswand zal grotendeels dezelfde stappen volgen als de berekening van de kern. In bijlage C.7 t/m C.13 zijn de berekeningen terug te vinden voor stabiliteitsrichting 2, in dit hoofdstuk zal de wand op stramien B verder uitgewerkt worden. Dit is namelijk de maatgevende wand, omdat deze wand het grootste aandeel van de windbelasting opneemt.



Figuur 5.21
Aandeel per wand

5.6.1 Bepaling traagheidsmoment

Net als bij de stabiliteitskern, wordt ook bij de wanden het traagheidsmoment van een wanddeel en van de palen bepaald. Deze waarden zijn terug te vinden in bijlage C. Bij het bepalen van het traagheidsmoment van de palen is een palenplan benodigd, deze wordt in figuur 5.22 weergegeven. Te zien is dat de twee uiterste wanden uiteindelijk kunnen voldoen met 10 palen. Op de twee binnenste wanden (stramien B&D) kan opgemerkt worden dat aan de uiteinden van deze wanden extra voorzieningen zijn getroffen. Dit is te verklaren omdat deze wanden het grootste windaandeel hebben en daardoor grote trek- en drukkrachten op de uiteinden hebben.



Figuur 5.22
Palenplan

5.6.2 Uitbuiging

De uitbuiging in stabiliteitsrichting 2 wordt veroorzaakt door de windbelasting en de zakking van de fundering. Net als bij de stabiliteitskern wordt het 2^e orde effect in rekening gebracht. Uit de berekeningen in bijlage C.10 blijkt dat het 2^e orde effect voor de stabiliteitswanden uit stabiliteitsrichting 2 verwaarloosbaar klein zijn. Dit komt door de grote stijfheid in de wanden. De eis voor de maximale uitbuiging bedraagt 1/500 van de gebouwhoogte in de bruikbaarheids grenstoestand. In deze situatie bedraagt de uitbuiging 10 mm en dit is aanzienlijk kleiner dan de eis van 100mm maximale uitbuiging, zie ook de berekeningen in bijlage C.10. Om de uitbuiging in deze richting te bepalen zijn alle parameters van alle wanden afzonderlijk bepaald en later naar verhouding ten opzichte van het windaandeel met elkaar in rekening gebracht.

Net als het 2^e orde effect is ook de dynamische invloed van wind in rekening gebracht in de berekening. Ook hier is door de grote stijfheid van de wanden de invloed van de windfactor ϕ_1 zeer klein.

5.6.3 Paalreacties

In de stabiliteitswand op stramien B ontstaat een kleine excentriciteit ten opzichte van de paalfundering. Hierdoor ontstaan aan één kant van het gebouw hogere drukkrachten dan aan de andere kant. In combinatie met de windbelasting worden de drukkrachten aan de uiteinden van de wand te groot. Hiervoor zijn voorzieningen getroffen in de vorm van 2-paalspoeren om de drukkrachten te reduceren naar een niveau die de drukpalen naar verwachting kunnen opnemen. In bijlage C.11 zijn de paalreacties van alle wanden terug te vinden.

5.6.4 Betonspanningen

Om de spanningen in het beton te bepalen zijn twee spanningspunten gekozen, namelijk aan de uiteinden van de wanden. Hier zijn de spanningen het grootst en dus maatgevend. Volgens de uitwerkingen in bijlage C.11 vallen de drukspanningen in het beton binnen de grenzen die het beton zelf kan opnemen. Dit betekent dat de wanden niet extra gewapend hoeven te worden.

5.6.5 Wapening

In de wanden komt geen trekspanning voor ten gevolge van de windbelasting, dit betekent dat de wanden niet extra gewapend worden. Aangehouden wordt dat de buitenste wanden(stramien A & E) gewapend worden met een wapeningsnet van $\phi 12-150$, de binnenste wanden worden niet gewapend(stramien B, C & D).

5.7 Deelconclusie

Voor dit ontwerp zijn in het vorige hoofdstuk drie varianten gemaakt. Voor de berekeningen met betrekking tot de stabiliteit is hierbij uitgegaan van de variant 1, het meest geoptimaliseerde ontwerp. Uit de berekeningen kan geconcludeerd worden dat variant 1 voldoet aan alle constructie eisen die gesteld worden aan een gebouw met deze omvang.

Door het toepassen van het ontwerp variant 1 kan gesteld worden dat het huidige ontwerp op een aantal aspecten geoptimaliseerd is. Door het laten wegvallen van een aantal stabiliteitswanden wordt het bouwproces aanzienlijk versnelt. Vooral bij het gekozen tunnelsysteem is deze optimalisatie een groot voordeel.

6 Scia Engineer

Scia Engineer is een 3D grafische software programma voor het ontwerpen, berekenen en controleren van constructies conform de geldende bouwnormen. Scia Engineer is het ideale hulpmiddel voor het berekenen in elke dimensie, van een eenvoudige staaf(1D), een plaat of wand(2D) of voor het berekenen van een volledig gebouw(3D).

In dit hoofdstuk wordt gekeken naar de vraag of Scia Engineer een toegevoegde waarde kan zijn voor de huidige handberekeningen.

6.1 Eindige elementen methode.

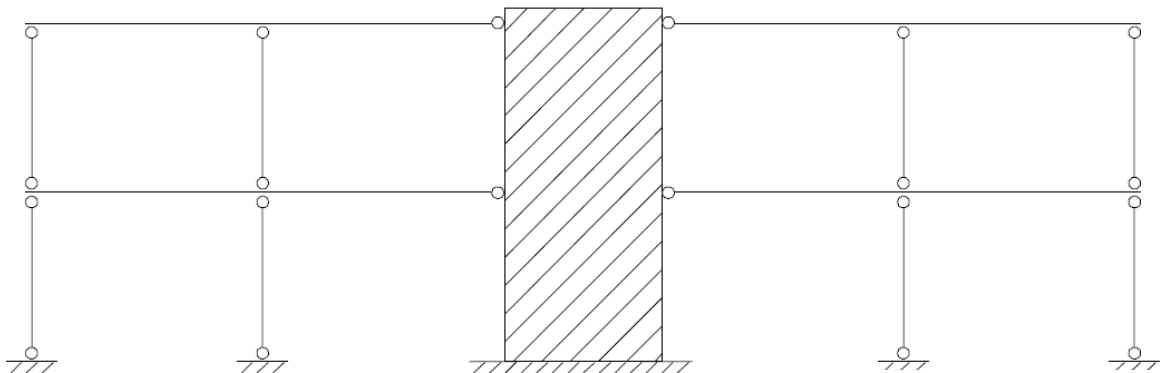
In de begindagen van de computerondersteunende berekening van constructie, was de aandacht vooral gericht op de eindige elementen die werden gebruikt voor de analyse. Het genereren van het eindige elementen net was een werk op zich, dit was ofwel een volledig handmatig proces, of in het beste geval een semiautomatische procedure. Deze handeling vereist specifieke kennis van de gebruiker.

Vandaag de dag is deze analytische methode geïntegreerd in het programma en hoeft de gebruiker zich niet meer bezig te houden met de eindige elementen methode. Het eindige elementen net wordt op de achtergrond gegenereerd en de berekende resultaten worden finaal voorgesteld op de constructie elementen.

6.2 Uitgangspunten

Voordat het model gemaakt kan worden, zal eerst een aantal uitgangspunten bepaald moeten worden. Ten eerste wordt gekeken naar het schema van de constructie. In figuur 6.1 is de schematisering van het gebouw te zien. Opgemerkt kan worden dat ten eerste de stabiliteitskern (gearceerd vlak) momentvast is verbonden met de fundering. Daarnaast is te zien dat de aanliggende vloeren scharnierend zijn verbonden met de kern. Deze vloeren zijn over de rest van het gebouw doorlopend met elkaar verbonden. Op deze manier worden de horizontale krachten die voortkomen uit de windbelasting, overgebracht naar de stabiliteitskern. De dragende wanden zijn aan de onder- en de bovenkant scharnierend met de vloer verbonden. Zo kunnen deze knooppunten geen kracht opnemen ten behoeve van de stabiliteit. Op deze manier wordt alle belasting met betrekking tot de stabiliteit doorgerekend naar de kern.

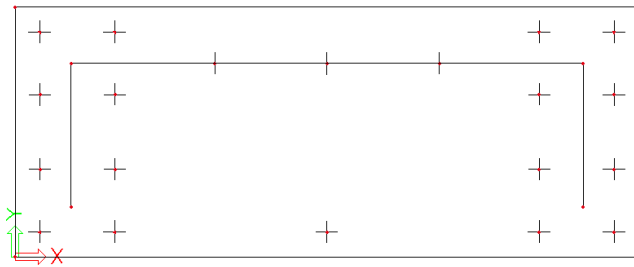
Ten tweede wordt naar de schematisering van de fundering gekeken. Hier wordt gekozen voor verende fundering. Hierin worden de palen in de X- en Y-richting vast gezet en krijgt de Z-richting een veerstijfheid van 225 MN/m.



Figuur 6.1
Schematisering

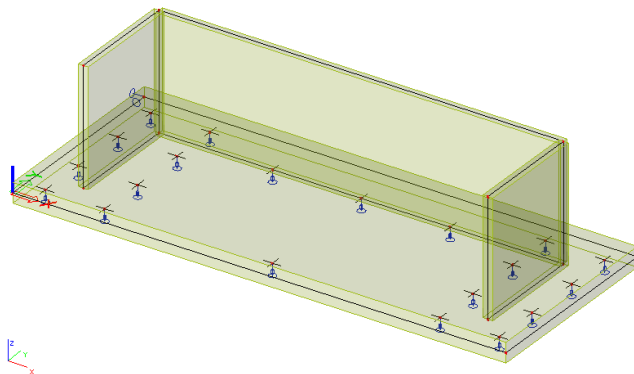
6.3 Modulering

Voordat er gestart kan worden met de modulering van het model, zal eerst een tekening met hulplijnen in AutoCAD worden gemaakt. Door het importeren van de AutoCAD tekening in Scia wordt het modeleren vergemakkelijkt, omdat de tekenfunctie in Scia niet optimaal is. In figuur 6.2 zijn de hulplijnen te zien die gemaakt zijn voor het model in Scia.



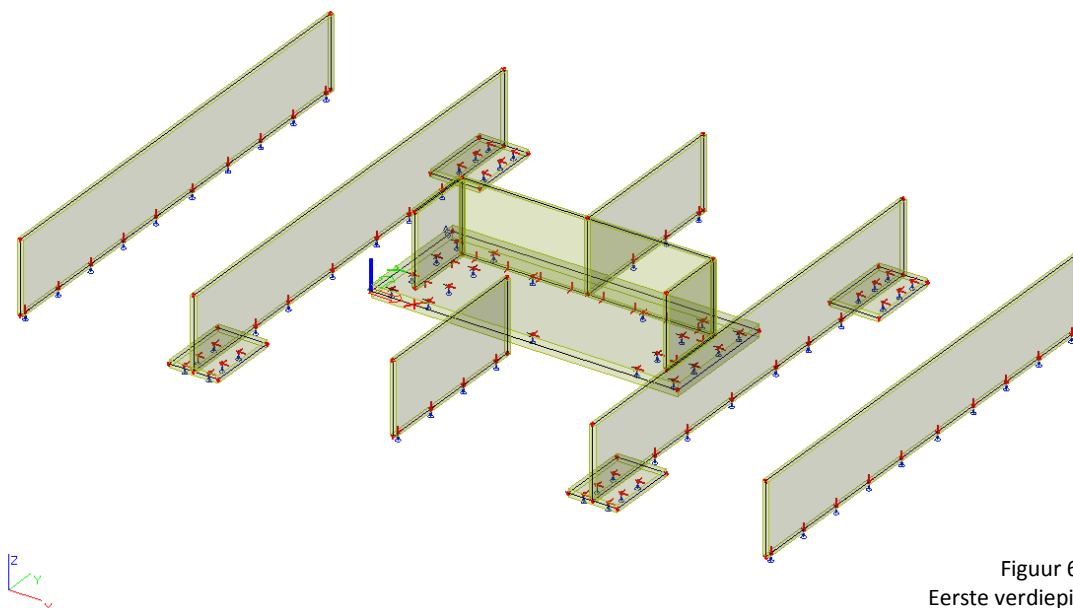
Figuur 6.2
Hulplijnen uit AutoCAD

In figuur 6.3 is het 3D model van de eerste verdieping van de kern te zien. De wanden van de kern staan op een interne lijn in de plaat, deze zijn afkomstig van de hulplijnen in figuur 6.2. Onder de plaat zijn de funderingspalen door middel van een interne knoop met elkaar verbonden.



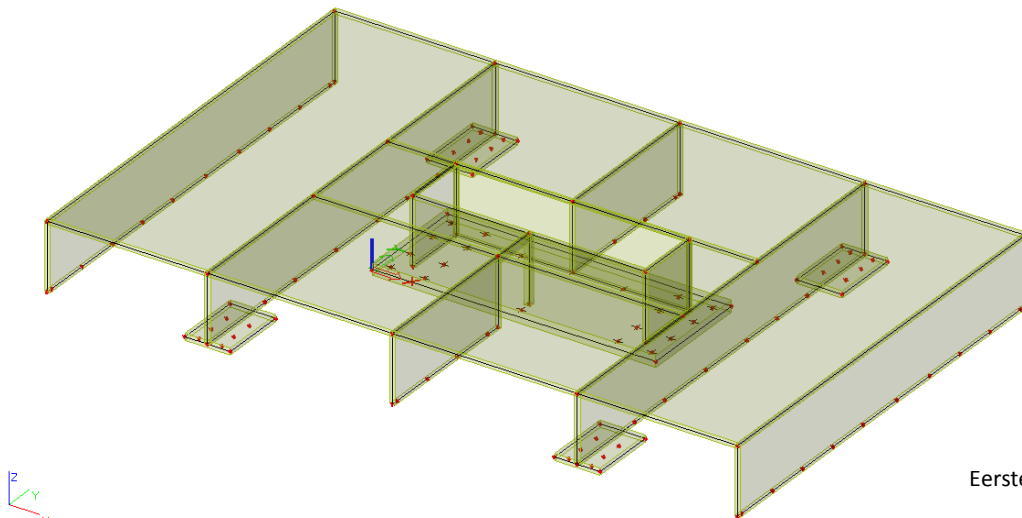
Figuur 6.3
Eerste verdieping Kern

De volgende stap is om de wanden toe te voegen aan het model. Ook hier is gebruik gemaakt van de hulplijnen uit een tekening van AutoCAD. Opgemerkt kan worden dat de poeren via een interne lijn verbonden moeten zijn met de wanden. Als dit niet gebeurt zal dit later een verkeerd resultaat geven, omdat deze elementen dan los van elkaar staan. In figuur 6.4 is dit model te zien.



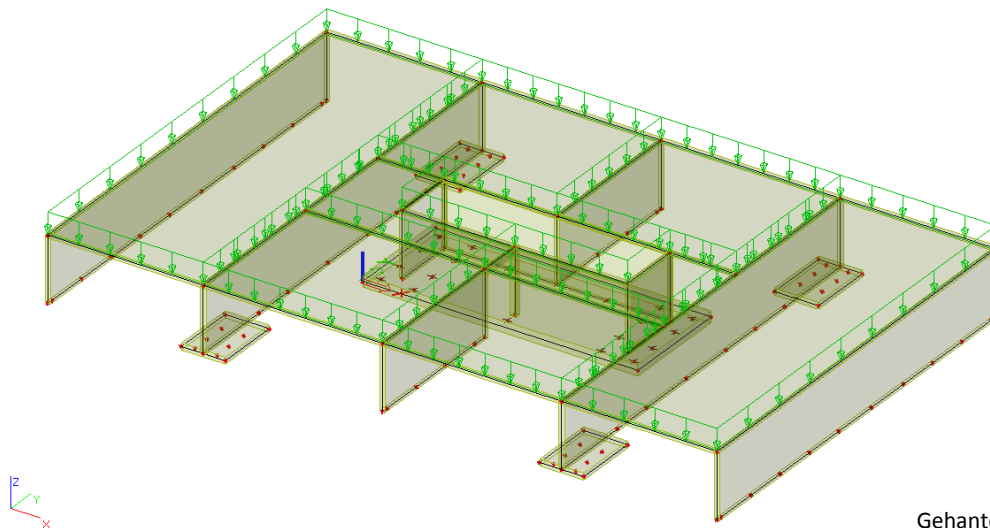
Figuur 6.4
Eerste verdieping

Na de wanden worden de vloeren in het model geplaatst. Er is grote aandacht uitgegaan naar de knooppunten met de wanden en met de kern. In figuur 6.5 is dit model te zien.



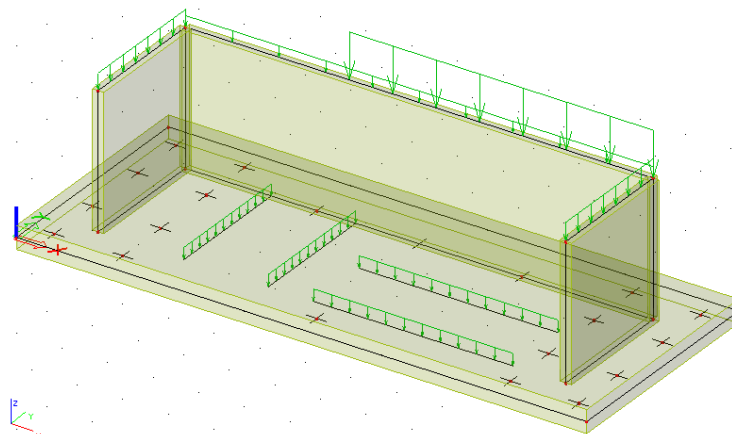
Figuur 6.5
Eerste verdieping

Nadat het model van de eerste verdieping gemaakt is, kan de belasting op de constructie worden gezet. Er wordt gewerkt met dezelfde belastingsgevallen als in de stabiliteitsberekening (bijlage C). De gehanteerde belastingen zijn terug te vinden in de gewichtsberekening (bijlage B).



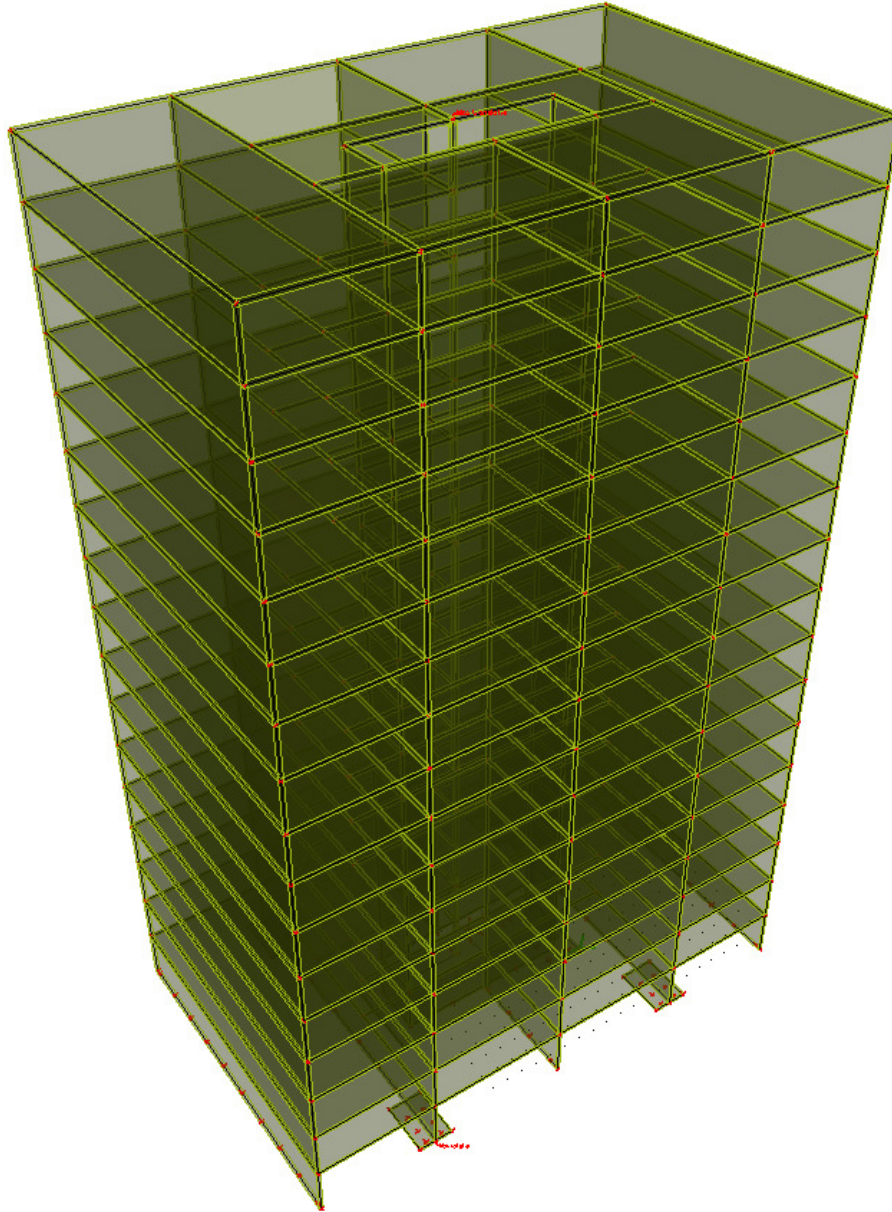
Figuur 6.6
Gehanteerde belasting

In figuur 6.6 is gebruik gemaakt van vlaklasten op de vloeren en in figuur 6.7 is te zien dat er lijnlasten op de stabiliteitskern staan. De lijnlasten die niet direct op de kern aangrijpen staan rechtstreeks op de funderingsplaat, de ander lasten zijn per verdieping verdeeld.



Figuur 6.7
Gehanteerde belasting kern

In totaal zijn in het Scia model drie belastingsgevallen ingevoerd, namelijk de permanente-, veranderlijke- en windbelasting. Van deze belastingsgevallen zijn in totaal 5 combinaties gemaakt in de UGT en 4 combinaties in de BGT. Deze combinaties zijn ook terug te vinden in hoofdstuk 5 Stabiliteit.



Figuur 6.8
Scia model

De volgende stap voor het Scia model is om vanuit de eerste verdieping die gemaakt is, het totale gebouw op te zetten. Hierbij worden de belastingen die zijn verwerkt op de eerste verdieping meegenomen bij het opzetten van het gebouw. Bij het opzetten van de verdiepingen moet extra aandacht uitgaan naar de knooppunten tussen de wanden. Zoals in het schema te zien is (figuur 6.1), worden de wanden onderling scharnierend verbonden. Op deze manier worden de krachten uit de windbelasting zoveel mogelijk naar de kern gebracht. De wanden van de stabiliteitskern worden daarentegen wel momentvast met elkaar verbonden. In figuur 6.8 is het totale model van het gebouw te zien.

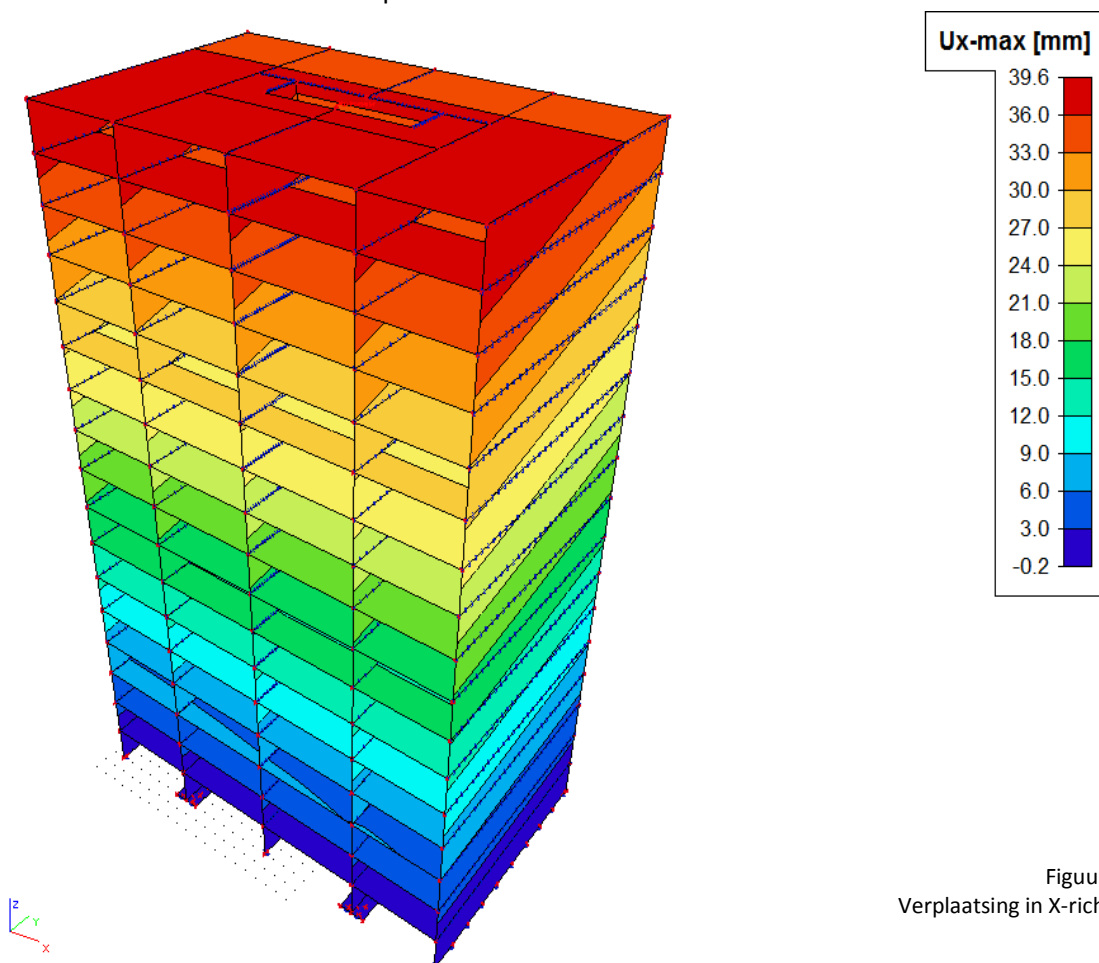
6.4 Analyse

Nadat alle gegevens uiteindelijk zijn ingevoerd kan het net worden gegenereerd. Aan de hand van deze netgeneratie worden de berekeningen uitgevoerd. Bij het instellen van het net moet aangegeven worden welke netgrootte aangehouden moet worden. Een fijn net geeft een meer gedetailleerd resultaat, maar levert ook een langere berekeningstijd op. Voor deze berekening wordt de vuistregel aangehouden voor netgrootte van twee maal de dikte van het 2D-element. In dit geval komt dit neer op 0,5 meter.

Na de netgeneratie kan het programma de berekening uitvoeren. De uitkomsten van de berekeningen moeten worden geanalyseerd om te bepalen of deze resultaten realistisch zijn of om te bepalen waar de fout in model zit. Als eerste wordt hierbij gekeken naar de verplaatsing van de constructie. Dit geeft namelijk snel een goed beeld of het model correct is ingevoerd. Ook kan gezien worden waar de mogelijke fouten in het model zitten als ergens in het model onverwachte resultaten naar voren komen.

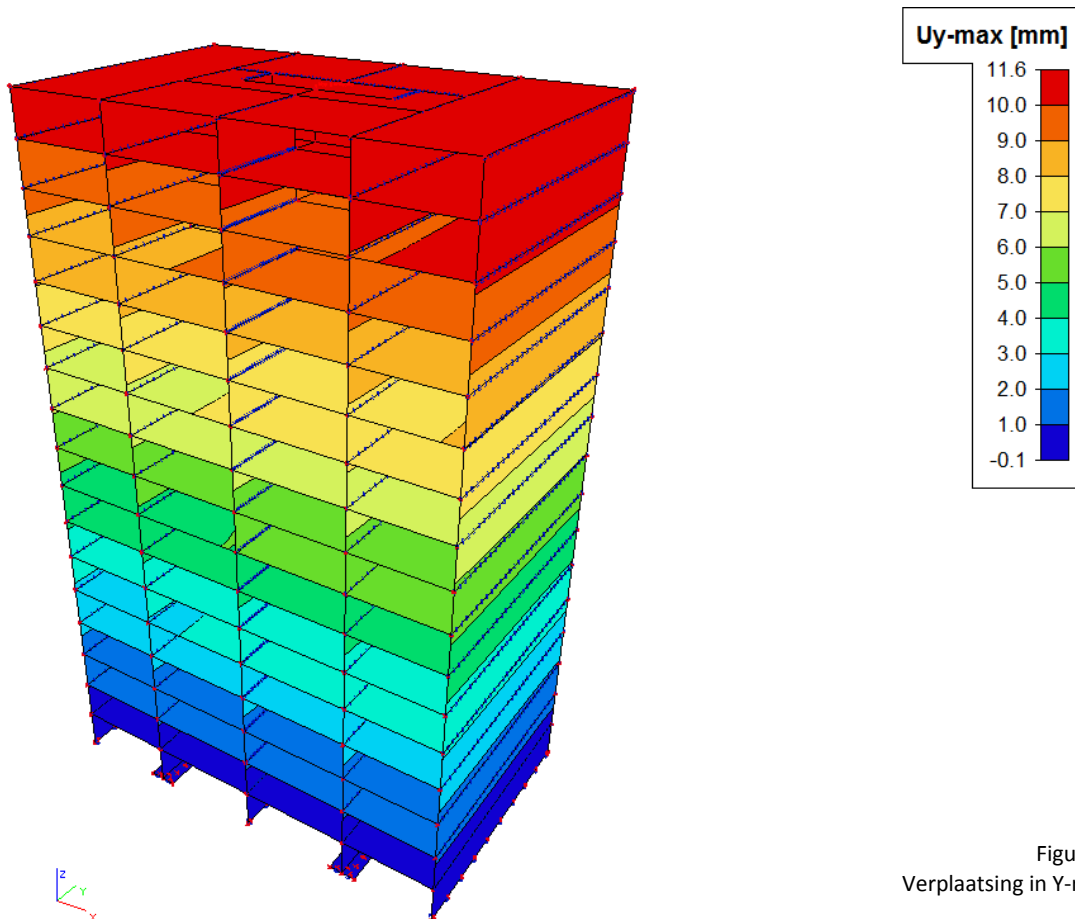
6.4.1 Verplaatsing

Het uiteindelijke resultaat van de verplaatsing in de X-richting is in figuur 6.9 te zien. De maximale verplaatsing van het Scia model en van de handberekeningen komen nagenoeg overeen, namelijk 40 mm verplaatsing in stabiliteitsrichting 1. Verder is te zien dat dit model door een lichte vorm van torsie wordt belast. Deze torsie wordt veroorzaakt doordat het zwaartepunt van de kern buiten het zwaartepunt van het gebouw ligt, hierdoor ontstaat een klein torsiemoment. Deze torsie wordt in zijn geheel opgenomen door de stabiliteitswanden, de kern wordt dus niet belast op torsie.



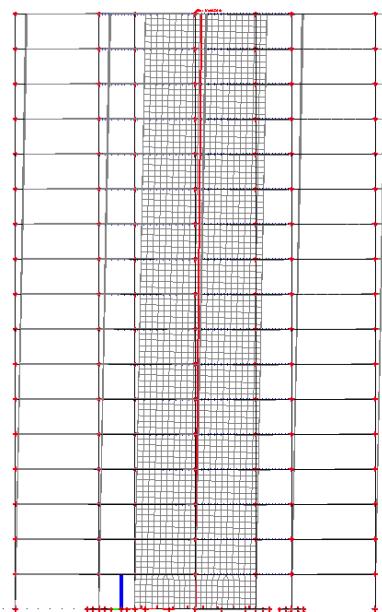
Figuur 6.9
Verplaatsing in X-richting

Het uiteindelijke resultaat van de verplaatsing in de Y-richting is in figuur 6.10 te zien. De maximale verplaatsing van het Scia model en van de handberekeningen komen nagenoeg overeen, namelijk 10 mm verplaatsing in stabiliteitsrichting 2. In deze richting is te zien dat verplaatsingslijnen allemaal horizontaal lopen, dat betekent dat er vrijwel geen torsie ontstaat. Dit is te verklaren omdat het gebouw symmetrisch is waardoor er geen torsiemoment kan ontstaan.

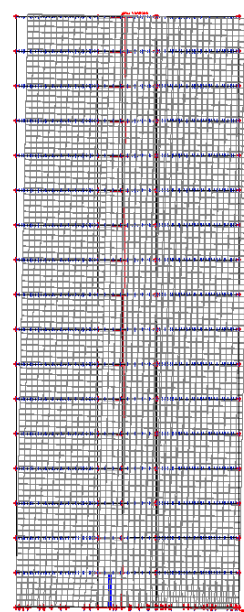


Figuur 6.10
Verplaatsing in Y-richting

In figuur 6.11 zijn de getekende verplaatsingen te zien van de X- en Y-richting. Op deze manier kan de verplaatsing duidelijk worden weergegeven.



Figuur 6.11a
X-richting

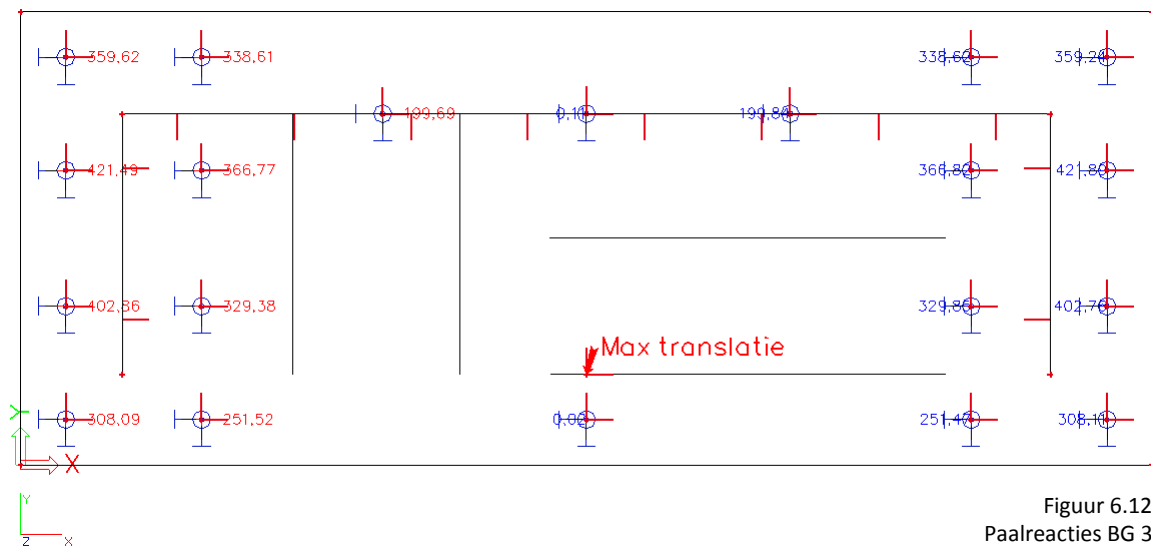


Figuur 6.11b
Y-richting

6.4.2 Paalreacties

Naast de verplaatsing zijn ook de paalreacties een belangrijke uitvoer van Scia Engineer. Deze worden vergeleken met de paalreacties die zijn uitgerekend tijdens het maken van de handberekeningen. Deze handberekeningen zijn terug te vinden in het hoofdstuk over de stabiliteit en in bijlage C.

Eerst wordt gekeken naar het belastinggeval 3 “de wind”. Deze belasting zorgt namelijk in de handberekeningen voor trekreacties op de palen. In figuur 6.12 is een Scia uitvoer te zien van de paalreactie in belastinggeval 3. De verdeling van de reactiekrachten verlopen in dit figuur goed. De reactie in het midden van het figuur is 0 kN, daarnaast zijn de druk- en trekkrachten aan elkaar gespiegeld wat aangeeft dat het model goed is opgebouwd. Kijkend naar de grote van de reactiekrachten moet opgemerkt worden dat deze niet overeen komen met de handberekeningen. De maximale trekkracht in het Scia model is namelijk 420 kN en de uitgerekende waarde komt op een trekkracht van 680 kN. Dit verschil is te groot en daarom moet er gezocht worden naar een verklaring.

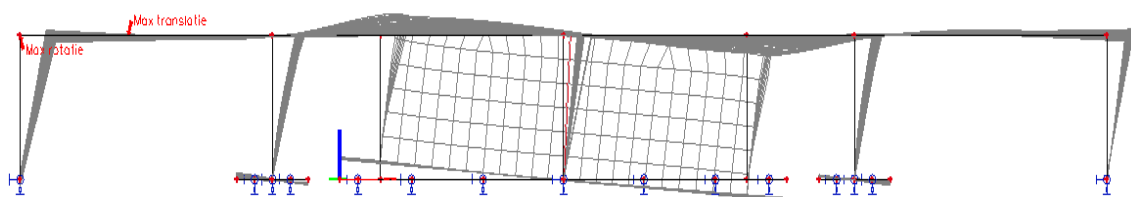


Een mogelijke verklaring voor dit verschil in reactiekrachten kan als eerste gevonden worden in een fout in het model of een mogelijke invoerfout van de belastingen. Na een controle van deze facetten blijkt dat dit verschil ergens anders vandaan moet komen. De volgende stap is het bekijken van alle paalreacties van het totale gebouw.

In figuur 6.15 zijn alle paalreactie van het totale gebouw in belastinggeval 3 “de wind” te zien. Wat als eerste opgemerkt kan worden, is dat de buitenste wanden belast zijn met druk- en trekkrachten. Deze krachten zijn te verklaren door de torsie die in het gebouw aanwezig is en volledig opgenomen wordt door de stabiliteitswanden. Daarnaast is te zien dat de twee volgende wanden (stramien B & D) volledig op druk of op trekkrachten worden belast. Dit ligt niet in de lijn der verwachting, omdat er in een eerder stadium is aangenomen dat de stabiliteit in de stabiliteitsrichting 1 volledig wordt opgenomen door de kern. Om te verklaren waarom deze twee wanden een reactie hebben ten gevolge van de windbelasting, wordt eerst gekeken naar de momentenlijn van de belastingcombinatie 2 (zie figuur 6.16). In principe ziet deze momentenlijn er realistisch uit, behalve het steunpuntmoment boven de wand op stramien B. Hier laat de momentenlijn een afwijking zien die te verklaren kan zijn door een mogelijke inklemming van de verdiepingvloer die voor de kern langs loopt. Deze verdiepingvloer is namelijk aan twee kanten scharnierend verbonden met de kern en door het

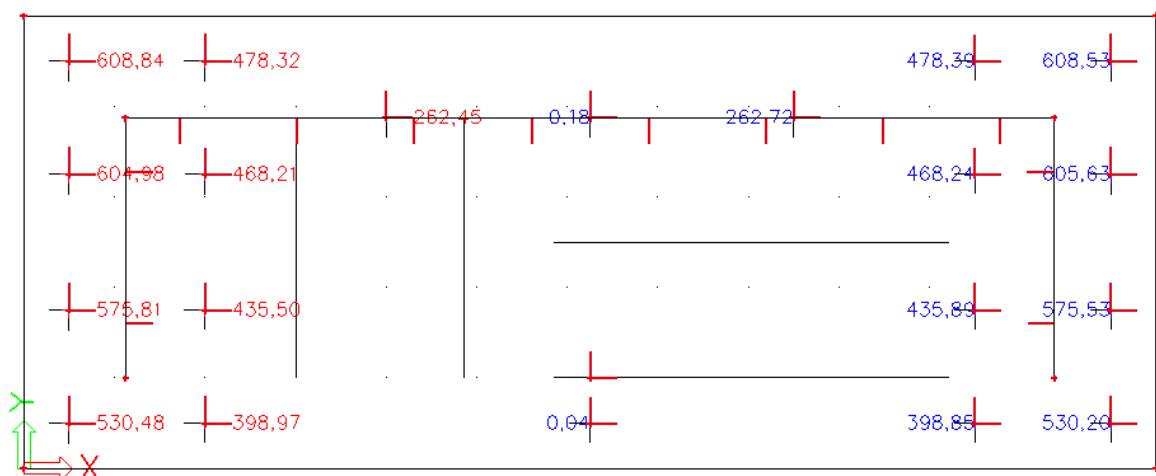
feit dat de vloer uit één geheel bestaat, ontstaat een inklemming in de vloer als de stabiliteitskern uitbuigt ten gevolge van het windmoment. In figuur 6.17 is de momentlijn te zien van het belastinggeval 3. Hierin is alleen de windbelasting van links meegenomen en is goed te zien dat ten gevolge van de wind er een inklemming ontstaat.

Door deze inklemming wordt de stabiliteitswand als het ware omhoog getrokken door de vloer die aan de kern verbonden is. Op deze manier neemt de wand een stuk van de windbelasting voor zijn rekening, waarbij tijdens de schematisering van het gebouw niet vanuit gegaan is. In de handberekening is met een mogelijke inklemming dus geen rekening gehouden. In figuur 6.13 is een het principe van de inklemming te zien zoals uitgelegd. In de afbeelding is goed te zien dat de vloer naast de kern omhoog getrokken wordt, wat resulteert in trekkrachten op de palen onder deze stabiliteitswand (stramien B). Hetzelfde geldt voor het vloerveld aan de andere kant van de kern. Hier wordt de vloer alleen naar beneden gedrukt wat resulteert in drukkracht.

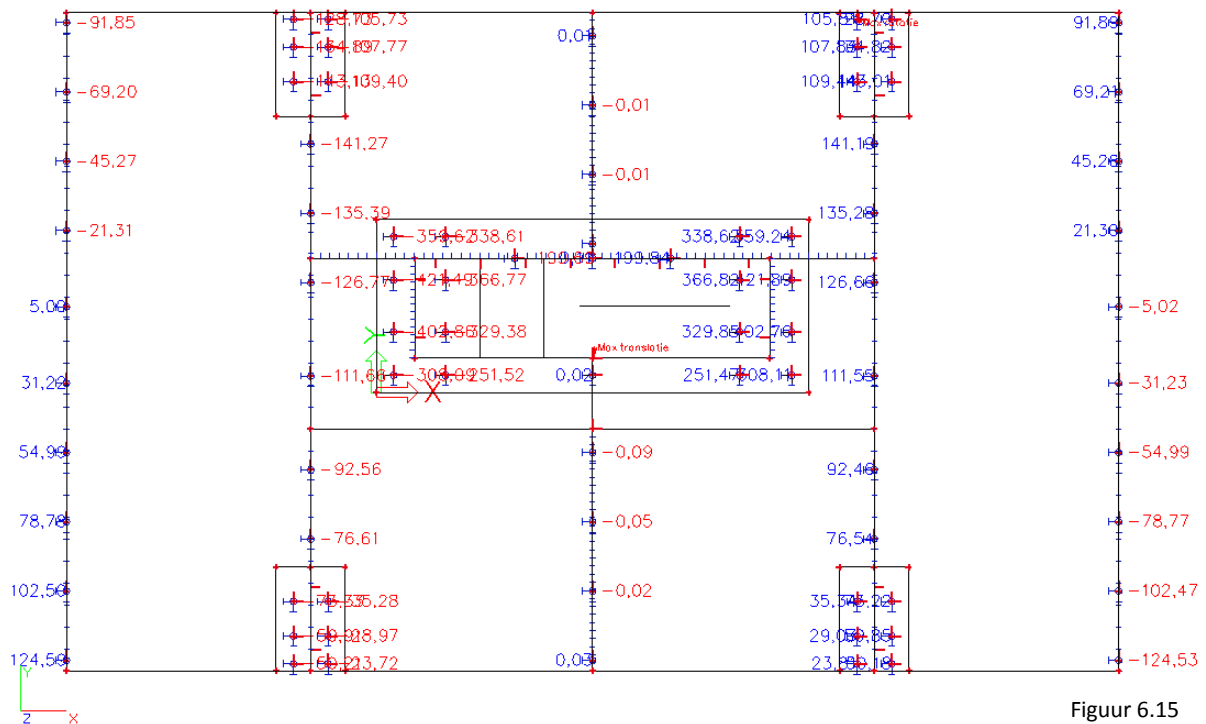


Figuur 6.13
Vervorming constructie

Om te controleren of deze verklaring van de inklemming van de vloer klopt, wordt aan de hand van een klein experiment gekeken of de berekende waarden in de handberekening realistisch zijn. In een apart model wordt de E-modules van de inklemmende vloer verlaagd om zo de stijfheid van de vloer te verlagen, zodat de vloer minder mee zal werken met de stabiliteitskern. Op deze manier wordt de stabiliteitswand in mindere mate betrokken bij het opnemen van de windbelasting. In figuur 6.14 zijn paalreacties te zien bij een verlaagde E-modules van de vloeren. Te zien is dat de trekkrachten verhoogd zijn en nagenoeg overeenkomen met de uitkomsten van de handberekeningen. Door deze controle is aangetoond dat inklemming van de vloer invloed heeft bij het opnemen van de windbelasting.

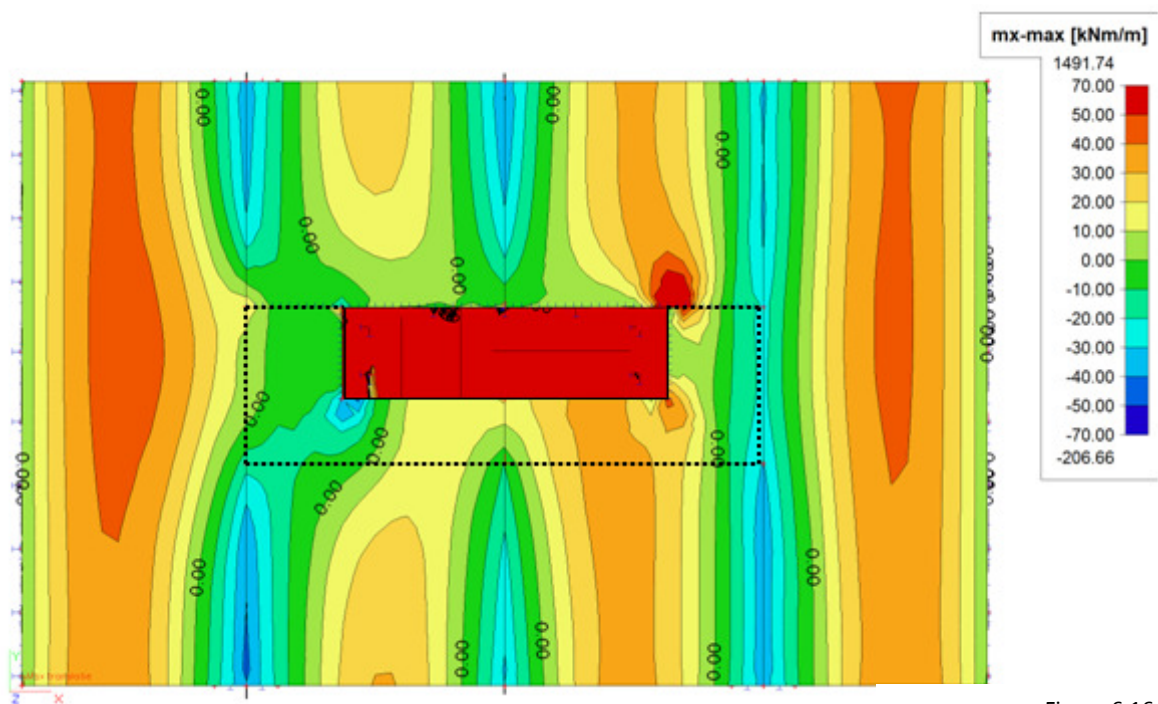


Figuur 6.14
Fictieve paalreacties BG 3

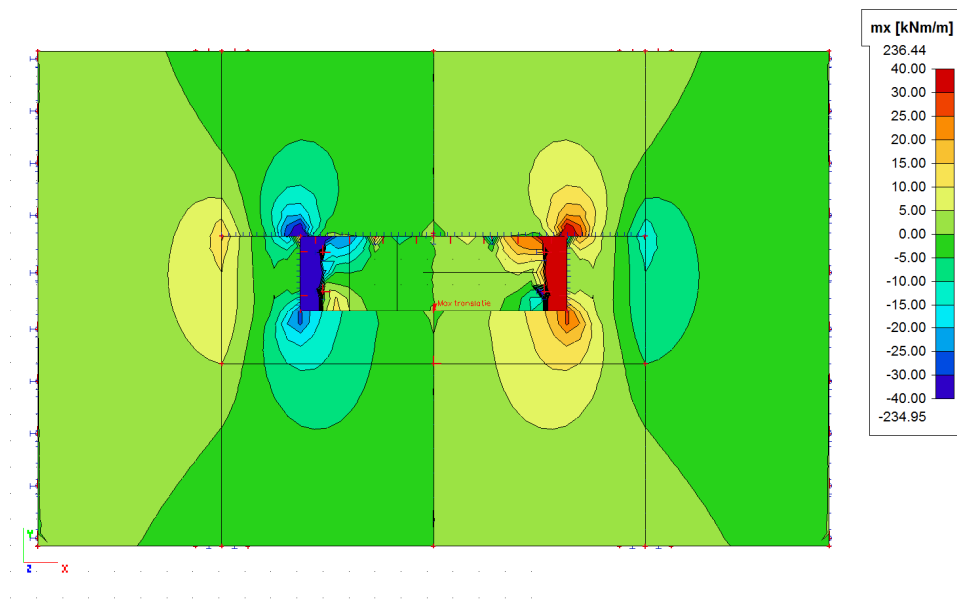


Figuur 6.15
Paalreacties BG 3

In figuur 6.16 is de momentenlijn van een vloer te zien. Om te kijken of dit overeenkomt met de handberekening (bijlage C.17) kan er gesteld worden dat dit nagenoegen overeenkomt. Behalve bij de inklemming heeft dit een totale andere moment.



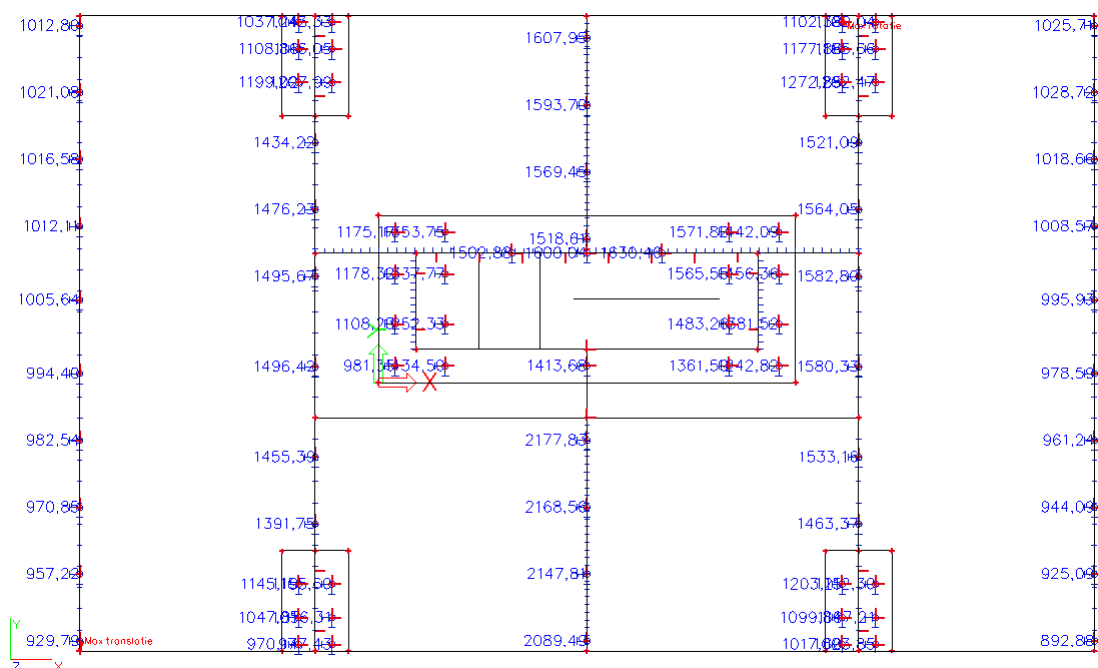
Figuur 6.16
Mx max



Figuur 6.17
Mx BG 3 "wind"

Na de horizontale belastingen wordt nu gekeken naar de verticale belastingen. In figuur 6.17 zijn de paalreacties te zien van het belastinggeval 1 "permanente belasting". Er wordt alleen verder gekeken naar dit belastinggeval omdat de verdeling van de krachten hetzelfde is vergeleken met het andere belastinggeval (BG 2 "veranderlijke belasting").

De resultaten van de vier buitenste wanden komen grotendeels overeen met de resultaten uit de handberekeningen. Alleen de resultaten van de middelste wand (stramien C) zijn niet direct te verklaren. Het verschil tussen de wanden boven de kern en onder de kern is namelijk te groot. Een verklaring hiervoor is dat de belasting op de ontsluitingswegen rond de kern naar de wanden trekt. Daarnaast heeft de kern een klein aandeel in het verwerken van de belasting op de omliggende vloeren. Door de schijfwerking van de wanden, verdeelt de belasting zich gelijkmatig over de reactiepunten.



Figuur 6.18
Paalreacties BG 1 "permanent"

6.5 Deelconclusie

De vraag voor dit hoofdstuk is of Scia Engineer een toegevoegde waarde kan zijn voor de huidige handberekeningen. In het rapport is gebleken dat een aantal onderwerpen andere resultaat opleveren dan in de handberekeningen is berekend. Het grootste verschil met de handberekeningen wordt veroorzaakt door een inklemming van vloer voor de kern. Er is namelijk een bepaalde schematisering van de constructie aangehouden bij de handberekeningen en bij het maken van het Scia model, welke gedeeltelijk niet blijkt te kloppen. De stabiliteitswanden die aan deze vloer gekoppeld zijn, nemen namelijk belasting op in een stabiliteitsrichting waarop deze niet berekend zijn. Dit resulteert weer in lagere trekkrachten in de paalfundering onder de kern, zoals die berekend zijn in de handberekeningen.

Ook de paalreacties ten gevolge van de permanente belasting van de constructie zijn anders berekend als in de handberekeningen. Scia Engineer hield bij deze paalreacties namelijk rekening met de invloed van de stabiliteitskern en met een extra vloerveld die met een handberekening niet meegenomen konden worden.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat Scia Engineer een toegevoegde waarde heeft voor de handberekeningen, omdat het programma bij een goed ingevoerd model een realistischer beeld geeft van de werkelijkheid dan dat de handberekeningen kunnen doen.

7 Eindconclusie

Doel van het onderzoek was het optimaliseren van de constructie en daarmee de kosten zo mogelijk te reduceren. Eerst is bij het optimaliseren gekeken naar andere bouwmethodieken die doormiddel van een kostenvergelijk met elkaar worden vergeleken. In de kostenvergelijking zijn 4 bouwmethoden onderzocht, waarbij twee relevante bouwmethoden naar voren zijn gekomen, namelijk Prefab en tunnels. In het onderzoek komt naar voren dat tunnels ruim € 175.000,- goedkoper is dan prefab beton. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de meest optimale bouwmethodiek, de tunnelmethode is.

In het huidige ontwerp van de woontoren liggen een aantal punten open voor de optimalisatie van het gebouw. Deze punten zijn verwerkt in 3 varianten. Voor de berekeningen met betrekking tot de stabiliteit is hierbij uitgegaan van de variant 1, het meest geoptimaliseerde ontwerp. Uit de berekeningen kan geconcludeerd worden dat variant 1 voldoet aan alle constructie eisen die gesteld worden aan een gebouw met deze omvang.

Door het toepassen van de ontwerp variant 1 kan gesteld worden dat het huidige ontwerp op een aantal aspecten geoptimaliseerd is. Door het laten wegvallen van een aantal stabiliteitswanden wordt het bouwproces aanzienlijk versnelt. Vooral bij het gekozen tunnelsysteem is deze optimalisatie een groot voordeel.

8 Nawoord

Nu wij bijna aan het einde zijn gekomen van ons afstuderen kunnen we terug kijken op een heel leerzaam periode. Vooral de onderdelen stabiliteit en Scia engineer waren zeer uitdagend. Deze onderdelen waren voor ons grotendeels nieuw. Vooral Scia engineer was een groot risico, omdat we niet zeker waren of we het gehele gebouw werkend konden krijgen. Dit heeft ook heel erg veel tijd ingenomen om toch het model werkend te krijgen. Het afstuderen is ons verder zeer positief bevallen, dankzij de begeleiding bij Van Rossum en bij Hogeschool Windesheim.

Nogmaals aan iedereen die ons geholpen heeft: bedankt!

9 Literatuurlijst

Algemeen:

- Tabellenboekje voor bouwkundige

Betonconstructies:

- GTB tabellen
- NEN 6720: Voorschriften Betonconstructies
- NEN 6702: TGB 1990, Belastingen en vervormingen
- Dictaten betonconstructies
- Constructief ontwerpen: Vis en Sagel
- Toegepaste mechanica

Bouwmethodiek:

- Jellema serie

Grondmechanica:

- NEN 6743: Berekeningsmethode voor fundering op palen

Bijlage A: Planning & Begroting

Bijlage B: Gewichtsberekening

Bijlage C: Stabiliteitsberekeningen

Inhoudsopgave.

C.1	Basis kern
C.2	Palenplan kern
C.3	2 ^e orde kern
C.4	Stabiliteit kern
C.5	Windtrillingen (X-richting)
C.6	Afschuiving
C.7	Windtrillingen (Y-richting)
C.8	2 ^e orde wand A
C.9	Stabiliteit wand A
C.10	2 ^e orde wand B & D
C.11	Stabiliteit wand B & D
C.12	2 ^e orde wand E
C.13	Stabiliteit wand E
C.14	Wapening kern
C.15	Draagvermogen paal
C.16	Funderingsplaat
C.17	Vloeren

Bijlage D: Tekeningen ter indicatie

Bijlage E: Scia Engineer

Bijlage F: Plan van Aanpak

Gehanteerde belastingen

Vloeren

		Pg,rep	Pq,rep	Eenheid
1. Dak	Gestorte vloer d=260	6,24		kN/m ²
	Grindlaag	0,96		kN/m ²
	Isolatie en dakbedekkingen	+ 0,20		kN/m ²
		7,40		
v.b. momentaan $\psi = 0,0$	Sneeuw		0,56	kN/m ²
2. Verdieping 1 t/m 16	Gestorte vloer d=260	6,24		kN/m ²
	Dekvloer d=60	1,20		kN/m ²
	Scheidingswanden	+ 0,80		kN/m ²
		8,24		
v.b. Momentaan $\psi = 0,4$	Woning		1,75	kN/m ²
3. Verdieping 1 t/m 16 (O)	Gestorte vloer d=260	6,24		kN/m ²
	Dekvloer d=60	+ 1,20		kN/m ²
		7,44		
v.b. Momentaan $\psi = 0,25$	Omsluitingswegen		3,00	kN/m ²
4. Begane grond	Gestorte vloer d=260	6,24		kN/m ²
	Dekvloer d=60	1,20		kN/m ²
	Scheidingswanden	+ 0,80		kN/m ²
		8,24		
v.b. Momentaan $\psi = 0,4$	Bergingen		1,75	kN/m ²
5. Trappen en bordessen	Prefab beton d=250	6,25		kN/m ²
v.b. Momentaan $\psi = 0,25$	Omsluitingswegen		3,00	kN/m ²
6. Balkons	Prefab beton d=250	6,25		kN/m ²
v.b. Momentaan $\psi = 0,5$	Balkon		2,50	kN/m ²

Gevels

1. Prefab beton d=250 - eternit		6,50		kN/m ²
2. HSB element d=250 - eternit	0,55 x	2,5 =	1,375	kN/m ¹

Wanden

1. Gestort beton d=250		6,25		kN/m ²
------------------------	--	-------------	--	-------------------

Fundering

1. Balk 600x600		8,64		kN/m ²
2. Balk 600x400		5,76		kN/m ²

Belastingen t.b.v. belastingschema's

Stramien A

q1

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Dak	3,40		1,00		7,40		=	25,16		
v.b.	3,40		1,00		0,56		=		1,90	
Verdieping 1 t/m 16	3,40		16,00		8,24		=	448,26		
v.b.	3,40		16,00		1,75		0,4 =		38,08	
Begane grond	3,40		1,00		8,24		=	28,02		
v.b.	3,40		1,00		1,75		=		5,95	
Gevel (stramien A)	50,00		1,00		6,50		=	325,00		
Fundering 600 x 600	1,00		1,00		8,64		=	8,64		
							+	835,07	45,93	kN/m ¹

q1b

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Vide (wandwerking)	16,50		1,00		6,00		=	99,00		kN/m ¹
v.b.	16,50		1,00		0,75				12,38	kN/m ¹

F1

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Gevel (stramien 1 & 4)	3,40		16,00		1,38		=	74,80		kN

F6

Belasting	opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
balkon 25%	5,50		16,00		6,25		=	137,50		kN
v.b.	5,50		16,00		2,50		0,5 =		29,26	kN

Stramien B & D

q2

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Dak	7,30		1,00		7,40		=	54,02		
Verdieping 1 t/m 16	7,30		16,00		8,24		=	962,43		
v.b.	7,30		16,00		1,75		0,4 =		81,76	
Begane grond	7,30		1,00		8,24		=	60,15		
v.b.	7,30		1,00		1,75		=		12,78	
Beton wand d=250mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Fundering 600 x 600	1,00		1,00		8,64		=	8,64		
							+	1.397,74	94,54	kN/m ¹

q3

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Dak	6,60		1,00		7,40		=	48,84		
Verdieping 1 t/m 16	3,40		16,00		8,24		=	448,26		
v.b.	3,40		16,00		1,75		0,4 =		38,08	
Verdieping 1 t/m 16 (O)	2,60		16,00		7,44			309,50		
v.b. (O)	2,60		16,00		3,00		0,25		31,20	
Begane grond	7,30		1,00		8,24		=	60,15		
v.b.	7,30		1,00		1,75		=		12,78	
Begane grond (O)	2,60		1,00		8,24		=	21,42		
v.b. (O)	2,60		1,00		3,00		=		7,80	
Beton wand d=250mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Fundering 600 x 600	1,00		1,00		8,64		=	8,64		
							+	1.209,32	89,86	kN/m ¹

F3

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Gevel (stramien 1 & 4)	7,30		16,00		1,38		=	160,60		kN

F6

Belasting	opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
balkon 75%	5,50		16,00		6,25		=	412,50		kN
v.b.	5,50		16,00		2,50		0,5 =		88,00	kN

Stramien C

q4

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Dak	7,87		1,00		7,40		=	58,24		
Verdieping 1 t/m 16	7,87		16,00		8,24		=	1.037,58		
v.b.	7,87		16,00		1,75		0,4 =		88,14	
Begane grond	7,87		1,00		8,24		=	64,85		
v.b.	7,87		1,00		1,75		=		13,77	
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Fundering 600 x 600	1,00		1,00		8,64		=	8,64		
							+	1.481,81	101,92	kN/m ¹

F4

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Gevel (stramien 1 & 4)	7,87		16,00		1,38		=	173,14		kN

F5

Belasting	opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
vloer	16,14		16,00		8,24		=	2.127,90		kN
v.b.	16,14		16,00		3,00		0,25 =		193,68	kN

F6

Belasting	opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
balkon 25%	5,50		16,00		6,25		=	137,50		kN
v.b.	5,50		16,00		2,50		0,5 =		29,26	kN

Stramien E

q1

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Dak	3,40		1,00		7,40		=	25,16		
Verdieping 1 t/m 16	3,40		16,00		8,24		=	448,26		
v.b.	3,40		16,00		1,75		0,4 =		38,08	
Begane grond	3,40		1,00		8,24		=	28,02		
v.b.	3,40		1,00		1,75		=		5,95	
Gevel (stramien A)	50,00		1,00		6,50		=	325,00		
Fundering 600 x 600	1,00		1,00		8,64		=	8,64		
							+	835,07	44,03	kN/m ¹

F1

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Gevel (stramien 1 & 4)	3,40		16,00		1,38		=	74,80		kN

F6

Belasting	opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
balkon 25 %	5,50		16,00		6,25		=	137,50		kN
v.b.	5,50		16,00		2,50		0,5 =		29,26	kN
balkon 50 %	5,50		16,00		6,25		=	275,00		kN
v.b.	5,50		16,00		2,50		0,5 =		57,20	kN

Stramien 1 & 4

q5

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Begane grond	0,50		1,00		8,24		=	4,12		
v.b.	0,50		1,00		1,75		=		0,88	
Fundering 400 x 600	1,00		1,00		5,76		=	5,76		
							+			
								9,88	0,88	kN/m ¹

Stabiliteitskern

Stramien 3

q6

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Trap/bordes	10,00		16,00		6,25		=	1.000,00		
v.b.	10,00		16,00		3,00		0,25 =		144,00	
							+			
								1.312,50	144,00	kN/m ¹

q7

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
							+			
								312,50	-	kN/m ¹

Stramien 2'

q12

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Trap/bordes	0,30		16,00		-		=	-		
v.b.	0,30		16,00		3,00		0,25 =		4,32	
							+			
								312,50	4,32	kN/m ¹

F5

Belasting	opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
vloer	16,14		16,00		8,24		=	2.127,90		kN
v.b.	16,14		16,00		1,75		0,25 =		112,98	kN

Stramien 2''

q13

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Trap/bordes	0,30		16,00		-		=	-		
v.b.	0,30		16,00		3,00		0,25 =		4,32	
							+			
								312,50	4,32	kN/m ¹

Stramien B'

q8

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Lift (2000kg)	1,00		0,50		20,00			10,00		
Verdieping 1 t/m 16	1,20		16,00		8,24			158,21		
v.b.	1,20		16,00		3,00		0,25		17,28	
							+			
								480,71	17,28	kN/m ¹

Stramien B''

q9

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Lift (2000kg)	1,00		1,00		20,00			20,00		
							+			
								332,50	-	kN/m ¹

Stramien C'

q10

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Lift (2000kg)	1,00		0,50		20,00			10,00		
Trap/bordes	0,60		16,00		1,75			16,80		
v.b.	0,60		16,00		3,00		0,25 =		8,64	
							+			
								339,30	8,64	kN/m ¹

Stramien C''

q11

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Trap/bordes	0,60		16,00		6,25			60,00		
v.b.	0,60		16,00		3,00		0,25 =		8,64	
Verdieping 1 t/m 16	1,20		16,00		8,24			158,21		
v.b.	1,20		16,00		3,00		0,25		17,28	
							+			
								530,71	25,92	kN/m ¹

Stramien 2'

q12

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Trap/bordes	0,30		16,00		6,25			30,00		
v.b.	0,30		16,00		3,00		0,25 =		4,32	
							+			
								342,50	4,32	kN/m ¹

Stramien 2''

q13

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Beton wand d=250 mm	50,00		1,00		6,25		=	312,50		
Trap/bordes	0,30		16,00		6,25			30,00		
v.b.	0,30		16,00		3,00		0,25 =		4,32	
							+			
								342,50	4,32	kN/m ¹

Windbelasting

In NEN 6702 zijn in artikel 8.6 zijn de bepalingen terug te vinden voor de windbelasting.

De windbelasting moet als volgt zijn bepaald:

$$p_{rep} = C_{dim} \times C_{index} \times C_{eq} \times \phi_1 \times p_w$$

Voor dit gebouw gelden de volgende factoren:

C_{dim}	0,9
C_{index} :	$C_f = +0,8$ (druk) en $-0,4$ (zuiging)
	$C_f = 0,04$ (wrijving op het dakvlak)
C_{eq}	1
ϕ_1	1,00 (Nader te bepalen)
p_w	$= 1,37 \text{ kN/m}^2$ (gebouw 50 m+; windgebied II, bebouwd)
p_{rep}	$= 1,4796 \text{ kN/m}^2$
	$28,1124 \text{ kN}$

Totale gebouwbelasting

Aanpendelende belasting

Vloeren

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Verdieping 1 t/m 16	570,00		16,00		8,24		=	75.148,80		
v.b.	570,00		16,00		1,75		=		15.960,00	
Dak	570,00		1,00		7,40		=	4.218,00		
v.b.	570,00		1,00		0,56		=		319,20	
							+			
								79.366,80	16.279,20	kN

Wanden

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
beton wand 250mm	82,00		50,00		6,25		=	25.625,00		
Gevels Prefab beton - eternit	38,00		50,00		6,50		=	12.350,00		
Gevels HSB - eternit	60,00		50,00		1,38		=	4.125,00		
							+			
								42.100,00		kN

Balkons

Belasting	Lengte/opp	x	Aantal	x	Gewicht	x	Factor	G,rep	Q,rep	Eenheid
Balkon	27,50		16,00		6,25		=	2.750,00		
v.b.	27,50		16,00		2,50		=		1.100,00	
							+			
								2.750,00	1.100,00	kN

Totale belasting

	G,rep	Q,rep	Eenheid
	124.216,80	17.379,20	
	124.216,80	17.379,20	kN

N'vd;max = 175.129 kN

N'vd;min = 111.795 kN

N'd = 26.435 kN

N'vd - N'd = 148.694 kN

Bepaling traagheidsmoment van een kern

Conform Mechanicaleer

	Omschrijving	Yi	Zi	Breedte	Dikte
1	Blok 1	125	-1500	250	3000
2	Blok 2	10375	-1500	250	3000
3	Blok 3	5250	-125	10000	250
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

Oppervlakte : 4000000

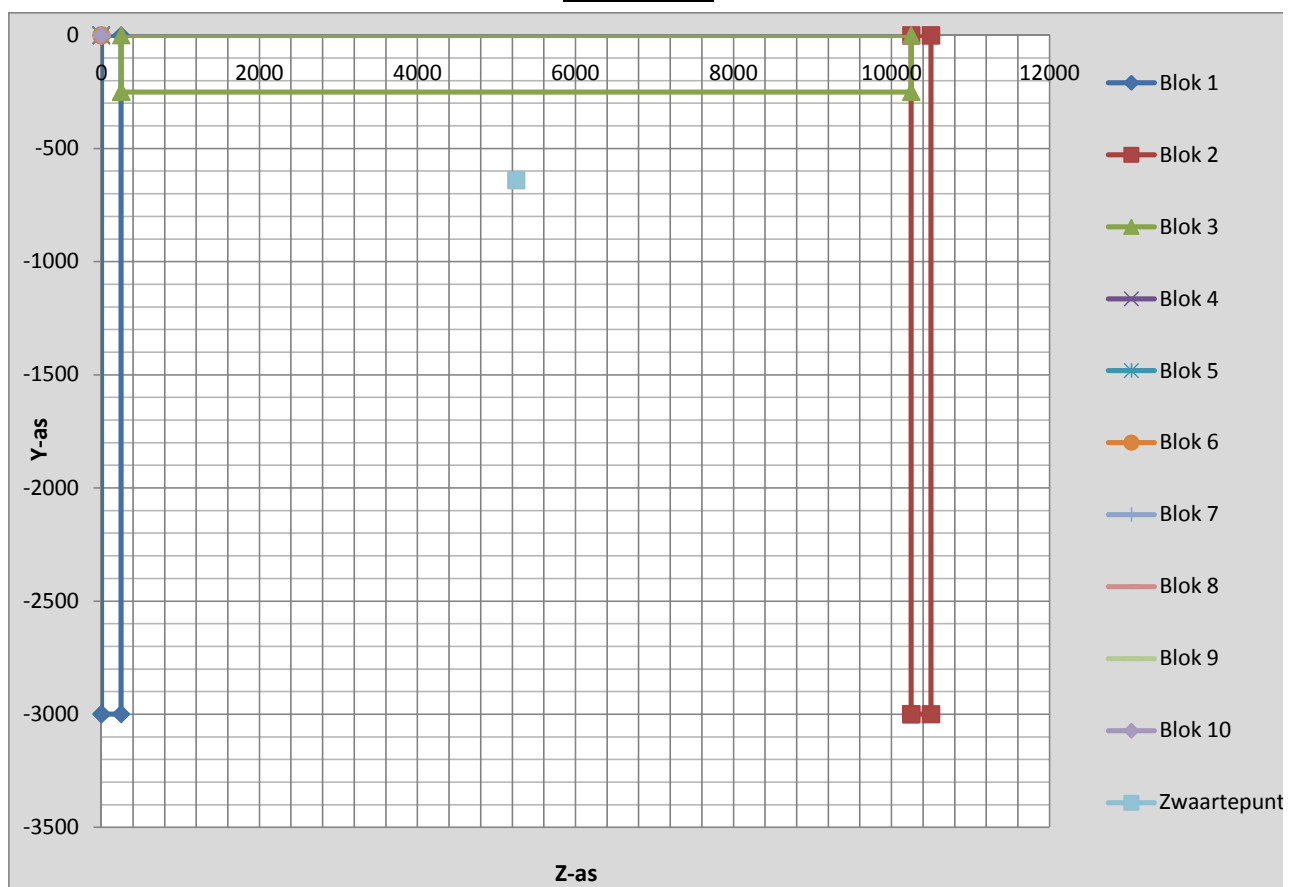
Zwaartepunt :

y	z
5250	-640,625

Traagheidsmoment :

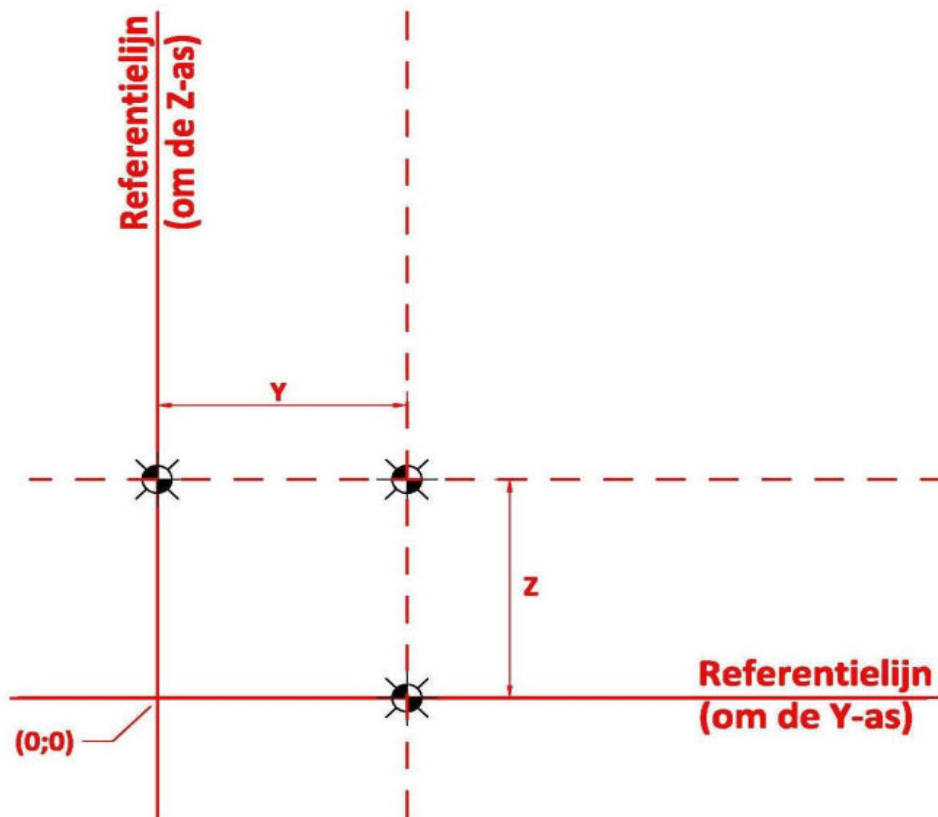
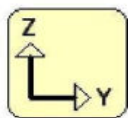
Iy	Iz
2,9105E+12	6,02E+13

Iyz : -1,35E+13



Bepaling oppervlaktetraagheidsmoment van een palenfundering

Conform Mechanicaleer



Uitleg referentielijn figuur

Om de Z-as

Aantal palen(n)	Afstand ref. lijn Y (m)	Aandeel (n*Y)	Afstand tot e _y (m)	n*e _z ² (m ⁴)
4	0	0,00	5,75	132,25
4	1,5	6,00	4,25	72,25
1	3,5	3,50	2,25	5,06
2	5,75	11,50	0,00	0,00
1	8	8,00	2,25	5,06
4	10	40,00	4,25	72,25
4	11,5	46,00	5,75	132,25
0	0	0,00	0,00	0,00
0	0	0,00	0,00	0,00
0	0	0,00	0,00	0,00
0	0	0,00	0,00	0,00
20,00	5,75	115,00	5,75	419,13

$$I_{z;palen} = 419,13 \text{ m}^4$$

Bepaling 2de Orde effect van een kern op een palenfundering

Conform Mechanicaleer

Invoeren :

Paal rond	=	450 mm
Paal vierkant	=	mm
L paal	=	20 m
E paal	=	28500 N/mm ²
Paalzakking factor	=	1,5
Bouwlagen	=	17
L Kern	=	50 m
Iy Kern	=	2,91E+12 mm ⁴
Iz Kern	=	6,02E+13 mm ⁴
E Kern	=	15000 N/mm ²
N'vg	=	124216 kN
N'vq	=	17380 kN
Veiligheid g	=	1,20
Veiligheid q	=	1,50

Conclusie :

Om de Z-as

Controle 2e orde	=	NODIG
Vergroting	=	1,15

Om de Z-as

Afst.tot e _y	=	5,75 m
Iz;palen	=	419,13 m ⁴
A paal	=	159043 mm ²
Paalzakking	=	9,08E-05 mm/kNm
C	=	6,33E+07 kNm/rad
Knikfactor 1	=	1,12
Knikfactor 2	=	2
EI kern	=	9,04E+08 kNm ²
ρ	=	3,50
Lc kern	=	81,59 m
N'vd	=	175129 kN
Lc <	=	71,83 m
N'cr	=	2,84E+06 kN
n1	=	16,24
N'c2	=	2533040 kN
n2	=	14,46
n	=	7,65

Stabiliteitskern :

Bijlage C.4

Gegevens funderingselementen

Veerstijfheid palen

Paalzakking = 9,08E-05 kN/m

Bepalen zwaartepunt palenplan

Positie	Aantal	e	Aantal x e	afstand tot z palenplan	Steiner
1	4	0	0	5,8	132,25
2	4	1,5	6	4,3	72,25
3	1	3,5	3,5	2,3	5,06
4	2	5,75	11,5	0,0	0,00
5	1	8	8	-2,3	5,06
6	4	10	40	-4,3	72,25
7	4	11,5	46	-5,8	132,25
	20		115		419,13

$Z_{\text{palenplan}}$ = 5,75 m

$I_{\text{palenplan}}$ = 419,13 m²

Rotatieveer

C = 6,33E+07 kNm/rad

Belastingen tbv paalreacties

Permanente belasting

	belasting	lengte	e	totaal	e x totaal
rest	140,08	10,5	5,25	1470,8	7721,9
q6	1312,5	6,7	7,15	8793,8	62875,3
q7	312,5	10	5,25	3125,0	16406,3
q12	312,5	4,37	7,05	1365,6	9627,7
q8	1808	1	0,125	1808,0	226,0
q9	1200	1	1,875	1200,0	2250,0
q10	1260	1	3,725	1260,0	4693,5
q11	2030	1	10,375	2030,0	21061,3
F5	2721	1	5,25	2721,0	14285,3
				23.774	139.147

e_{perm} = 5,85 m

Veranderlijke belasting

	belasting	lengte	e	totaal	e x totaal
rest	29,75	10,5	5,25	312,4	1640,0
q6	144	6,7	7,15	964,8	6898,3
q12	4,32	4,37	7,05	18,9	133,1
F5	112,98	1	5,25	113,0	593,1
				1409,0	9264,5

e_{perm} = 6,58 m

Permanente belasting

N_{perm}	=	23774 kN	
e (tov z palenplan)	=	-0,60 m	
$M_{perm\ tbv\ UGT}$	=	-16487,80 kNm	(incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	1409,0 kN	
e (tov z palenplan)	=	-1,33 m	
$M_{vb\ tbv\ UGT}$	=	-2147,87 kNm	(incl. 2e orde effect)

Windbelasting

L kern	=	50 m	
$q_{rep,totaal}$	=	33,4509 kN/m	
Aandeel	=	100 %	
ϕ_1	=	1,19	
$q_{rep, wand}$	=	33,5 kN/m	
$q_{rep, wand\ tbv\ UGT}$	=	38,5 kN/m	(incl. 2e orde effect)
$M_{rep,wind\ tbv\ UGT}$	=	49507 kNm	(incl. 2e orde effect)

Paalreacties per belastinggeval

Positie	Perm	Vb	Wind
1	963	41	679
2	1022	49	502
3	1100	59	266
4	1189	70	0
5	1277	82	-266
6	1356	92	-502
7	1415	100	-679

Paalreacties per belasting combinaties UGT**Belasting Combinaties UGT**

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Paalreacties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5
1	2235	198	1885	-153	1299
2	2052	546	1672	166	1379
3	1807	1010	1389	592	1485
4	1532	1532	1070	1070	1605
5	1257	2054	751	1548	1724
6	1012	2518	467	1973	1830
7	829	2867	255	2292	1910

Minimale belasting	=	-153 kN
Maximale belasting	=	2867 kN

Paalreacties BGT

Combinaties BGT	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	1,0	0,0

Overzicht Paalreacties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5
1	1683	324	1642	283	1003
2	1572	568	1524	520	1070
3	1425	893	1366	834	1159
4	1259	1259	1189	1189	1259
5	1093	1625	1011	1543	1359
6	946	1950	854	1858	1448
7	836	2194	736	2094	1515

Minimale belasting = **283 kN**

Maximale belasting = **2194 kN**

Betonspanningen per belastinggeval

Gegevens stabiliteitswand tov referentielijn

A = 4,0 m²

z = 5,125 m

I = 60,24 m⁴

Belastingen tbv betonspanningen

Permanente belasting

N_{perm} = 20461 kN

e (tov z kern) = -0,75 m

M_{perm} = -17653 kNm (incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb} = 1255 kN

e (tov z kern) = -0,75 m

M_{vb} = -1083 kNm (incl. 2e orde effect)

Windbelasting

M_{rep,wind} = 49507 kNm (incl. 2e orde effect)

Spanningspunten	afstand tov referentie	afstand tot z
1	0	5,125
2	2,56	2,56
3	7,69	-2,56
4	10,25	-5,125

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	3,61	0,22	4,21
2	4,36	0,27	2,11
3	5,87	0,36	-2,11
4	6,62	0,41	-4,21

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	10,99	-1,65	9,57	-3,07	4,88	$\sigma_{min} =$
2	8,80	2,48	7,09	0,77	5,89	-3,07 N/mm ²
3	4,42	10,74	2,12	8,44	7,92	$\sigma_{max} =$
4	2,23	14,87	-0,36	12,27	8,93	14,87 N/mm ²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	8,05	-0,38	7,83	-0,60	3,61	$\sigma_{min} =$
2	6,74	2,53	6,47	2,26	4,36	-0,60 N/mm ²
3	4,12	8,33	3,76	7,97	5,87	$\sigma_{max} =$
4	2,81	11,23	2,41	10,83	6,62	11,23 N/mm ²

Betonspanningen per belastinggeval

Verdieping: **2**

Permanente belasting

N_{perm}	=	18.054 kN	
e (tov z kern)	=	-0,60 m	
M_{perm}	=	-12.521 kNm	(incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	1.107 kN	
e (tov z kern)	=	-1,33 m	
M_{vb}	=	-1.688 kNm	(incl. 2e orde effect)

Windbelasting

$M_{rep,wind}$	=	37453 kNm	(incl. 2e orde effect)
----------------	---	-----------	------------------------

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	3,45	0,13	3,19
2	3,98	0,21	1,59
3	5,05	0,35	-1,59
4	5,58	0,42	-3,19

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	9,12	-0,44	7,88	-1,68	4,66	$\sigma_{min} =$
2	7,47	2,69	5,97	1,19	5,37	-1,68 N/mm ²
3	4,19	8,97	2,15	6,93	6,81	$\sigma_{max} =$
4	2,55	12,10	0,24	9,80	7,53	12,10 N/mm ²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	6,77	0,40	6,63	0,26	3,45	$\sigma_{min} =$
2	5,78	2,59	5,57	2,39	3,98	0,26 N/mm ²
3	3,80	6,99	3,45	6,64	5,05	$\sigma_{max} =$
4	2,81	9,19	2,39	8,77	5,58	9,19 N/mm ²

Betonspanningen per belastinggeval

Verdieping:

4

Permanente belasting

N_{perm}	=	15.647 kN	
e (tov z kern)	=	-0,60 m	
M_{perm}	=	-10.851 kNm	(incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	960 kN	
e (tov z kern)	=	-1,33 m	
M_{vb}	=	-1.463 kNm	(incl. 2e orde effect)

Windbelasting

$M_{rep,wind}$	=	28135 kNm	(incl. 2e orde effect)
----------------	---	-----------	------------------------

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	2,99	0,12	2,39
2	3,45	0,18	1,20
3	4,37	0,30	-1,20
4	4,83	0,36	-2,39

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	7,35	0,17	6,28	-0,90	4,03	$\sigma_{min} =$
2	6,20	2,61	4,90	1,31	4,66	-0,90 N/mm ²
3	3,91	7,50	2,14	5,73	5,90	$\sigma_{max} =$
4	2,76	9,94	0,76	7,94	6,53	9,94 N/mm ²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	5,50	0,71	5,38	0,59	2,99	$\sigma_{min} =$
2	4,82	2,43	4,65	2,25	3,45	0,59 N/mm ²
3	3,48	5,87	3,18	5,57	4,37	$\sigma_{max} =$
4	2,81	7,59	2,44	7,23	4,83	7,59 N/mm ²

Betonspanningen per belastinggeval

Verdieping:

6

Permanente belasting

N_{perm}	=	13.239 kN	
e (tov z kern)	=	-0,60 m	
M_{perm}	=	-9.182 kNm	(incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	812 kN	
e (tov z kern)	=	-1,33 m	
M_{vb}	=	-1.238 kNm	(incl. 2e orde effect)

Windbelasting

$M_{rep,wind}$	=	20148 kNm	(incl. 2e orde effect)
----------------	---	-----------	------------------------

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	2,53	0,10	1,71
2	2,92	0,15	0,86
3	3,70	0,26	-0,86
4	4,09	0,31	-1,71

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	5,75	0,61	4,85	-0,30	3,41	$\sigma_{min} =$
2	5,01	2,44	3,91	1,34	3,94	-0,30 N/mm ²
3	3,54	6,11	2,04	4,62	5,00	$\sigma_{max} =$
4	2,80	7,94	1,11	6,25	5,52	7,94 N/mm ²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	4,34	0,91	4,24	0,81	2,53	$\sigma_{min} =$
2	3,93	2,21	3,78	2,06	2,92	0,81 N/mm ²
3	3,10	4,81	2,84	4,56	3,70	$\sigma_{max} =$
4	2,69	6,11	2,38	5,81	4,09	6,11 N/mm ²

Betonspanningen per belastinggeval

Verdieping:

8

Permanente belasting

N_{perm}	=	10.832 kN	
e (tov z kern)	=	-0,60 m	
M_{perm}	=	-7.512 kNm	(incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	664 kN	
e (tov z kern)	=	-1,33 m	
M_{vb}	=	-1.013 kNm	(incl. 2e orde effect)

Windbelasting

$M_{rep,wind}$	=	13491 kNm	(incl. 2e orde effect)
----------------	---	-----------	------------------------

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	2,07	0,08	1,15
2	2,39	0,12	0,57
3	3,03	0,21	-0,57
4	3,35	0,25	-1,15

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	4,32	0,88	3,58	0,14	2,79	$\sigma_{min} =$
2	3,91	2,19	3,01	1,29	3,22	0,14 N/mm ²
3	3,09	4,81	1,86	3,59	4,09	$\sigma_{max} =$
4	2,67	6,12	1,29	4,73	4,52	6,12 N/mm ²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	3,30	1,00	3,22	0,92	2,07	$\sigma_{min} =$
2	3,09	1,94	2,96	1,81	2,39	0,92 N/mm ²
3	2,66	3,81	2,45	3,60	3,03	$\sigma_{max} =$
4	2,45	4,75	2,20	4,49	3,35	4,75 N/mm ²

Betonspanningen per belastinggeval

Verdieping:

10

Permanente belasting

N_{perm}	=	8.425 kN	
e (tov z kern)	=	-0,60 m	
M_{perm}	=	-5.843 kNm	(incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	517 kN	
e (tov z kern)	=	-1,33 m	
M_{vb}	=	-788 kNm	(incl. 2e orde effect)

Windbelasting

$M_{rep,wind}$	=	8165 kNm	(incl. 2e orde effect)
----------------	---	----------	------------------------

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	1,61	0,06	0,69
2	1,86	0,10	0,35
3	2,35	0,16	-0,35
4	2,60	0,20	-0,69

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	3,07	0,98	2,49	0,41	2,17	$\sigma_{min} =$
2	2,89	1,85	2,19	1,15	2,51	0,41 N/mm ²
3	2,55	3,59	1,60	2,64	3,18	$\sigma_{max} =$
4	2,38	4,46	1,30	3,38	3,51	4,46 N/mm ²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	2,37	0,98	2,30	0,91	1,61	$\sigma_{min} =$
2	2,30	1,61	2,21	1,51	1,86	0,91 N/mm ²
3	2,17	2,86	2,01	2,70	2,35	$\sigma_{max} =$
4	2,10	3,49	1,91	3,30	2,60	3,49 N/mm ²

Permanente belasting

N_{perm}	=	6.018 kN	
e (tov z kern)	=	-0,60 m	
M_{perm}	=	-4.174 kNm	(incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	369 kN	
e (tov z kern)	=	-1,33 m	
M_{vb}	=	-563 kNm	(incl. 2e orde effect)

Windbelasting

$M_{rep,wind}$	=	4169 kNm	(incl. 2e orde effect)
----------------	---	----------	------------------------

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	1,15	0,04	0,35
2	1,33	0,07	0,18
3	1,68	0,12	-0,18
4	1,86	0,14	-0,35

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	1,98	0,91	1,57	0,50	1,55	$\sigma_{min} =$
2	1,96	1,43	1,46	0,93	1,79	0,50 N/mm ²
3	1,93	2,46	1,25	1,78	2,27	$\sigma_{max} =$
4	1,91	2,97	1,14	2,21	2,51	2,97 N/mm ²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	1,55	0,84	1,50	0,79	1,15	$\sigma_{min} =$
2	1,57	1,22	1,50	1,15	1,33	0,79 N/mm ²
3	1,62	1,98	1,50	1,86	1,68	$\sigma_{max} =$
4	1,65	2,35	1,50	2,21	1,86	2,35 N/mm ²

Permanente belasting

N_{perm}	=	3.611 kN	
e (tov z kern)	=	-0,60 m	
M_{perm}	=	-2.504 kNm	(incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	221 kN	
e (tov z kern)	=	-1,33 m	
M_{vb}	=	-338 kNm	(incl. 2e orde effect)

Windbelasting

$M_{rep,wind}$	=	1504 kNm	(incl. 2e orde effect)
----------------	---	----------	------------------------

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	0,69	0,03	0,13
2	0,80	0,04	0,06
3	1,01	0,07	-0,06
4	1,12	0,08	-0,13

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	1,06	0,68	0,81	0,43	0,93	$\sigma_{min} =$
2	1,11	0,92	0,81	0,62	1,07	0,43 N/mm ²
3	1,22	1,41	0,81	1,00	1,36	$\sigma_{max} =$
4	1,27	1,66	0,81	1,20	1,51	1,66 N/mm ²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	0,84	0,59	0,82	0,56	0,69	$\sigma_{min} =$
2	0,90	0,77	0,86	0,73	0,80	0,56 N/mm ²
3	1,01	1,14	0,95	1,07	1,01	$\sigma_{max} =$
4	1,07	1,33	0,99	1,24	1,12	1,33 N/mm ²

Permanente belasting

N_{perm}	=	1.204 kN	
e (tov z kern)	=	-0,60 m	
M_{perm}	=	-835 kNm	(incl. 2e orde effect)

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	74 kN	
e (tov z kern)	=	-1,33 m	
M_{vb}	=	-113 kNm	(incl. 2e orde effect)

Windbelasting

$M_{rep,wind}$	=	169 kNm	(incl. 2e orde effect)
----------------	---	---------	------------------------

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	0,23	0,01	0,01
2	0,27	0,01	0,01
3	0,34	0,02	-0,01
4	0,37	0,03	-0,01

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	0,31	0,27	0,23	0,19	0,31	$\sigma_{min} =$
2	0,35	0,33	0,25	0,23	0,36	0,19 N/mm ²
3	0,43	0,45	0,29	0,31	0,45	$\sigma_{max} =$
4	0,47	0,51	0,31	0,36	0,50	0,51 N/mm ²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	0,25	0,22	0,24	0,22	0,23	$\sigma_{min} =$
2	0,29	0,27	0,27	0,26	0,27	0,22 N/mm ²
3	0,35	0,37	0,33	0,34	0,34	$\sigma_{max} =$
4	0,39	0,41	0,36	0,39	0,37	0,41 N/mm ²

Bijlage C.5

Eisen met betrekking tot trillingen van een gebouw, veroorzaakt door wind.

Conform art. 10.5, bijlages A4 en A.5 NEN 6702

h (kern)	=	50 m
E	=	15000 N/mm ²
bm (y)	=	30 m
bm (z)	=	19 m
D	=	0,02
I _y	=	2,9105E+12 mm ⁴
I _z	=	6,02E+13 mm ⁴
I _{yz}	=	mm ⁴
C (kr y)	=	3,47E+06 kNm/rad
C (kr z)	=	6,33E+07 kNm/rad
Permanent belasting	=	124216,00 kN
Veranderlijk belasting	=	17379,00 kN
a	=	0,384 m/s ²
C _t	=	1,20
Eis a (om de y-as)	=	0,27 m/s ²
Eis a (om de z-as)	=	0,15 m/s ²

Om de z-as

Controle eis	=	AKKOORD
--------------	---	----------------

Om de z-as

tg 2α	=	0,00
2α	=	0,00 ° (graden)
α	=	0,00 ° (graden)
I _{z'}	=	6,02E+13 m ⁴
q equivalent	=	2831,90 kN/m
δ totaal z	=	2,80 m
f _{e;z}	=	0,37 Hz
l(h)	=	0,18 m
B	=	0,70
E	=	0,63
Vergrotingsfactor Ø1	=	1,19
Vergrotingsfactor Ø2	=	0,52
f _{e;z}	=	0,52 Hz
p _{w;l}	=	552,15 N/m ²
ρ ₁	=	283190,00 kg/m
a constructie	=	0,01 m/s ²
q _{rep}	=	38,5 kN/m
δ eis verplaatsing	=	0,10
δ totaal verplaatsing	=	0,04
Controle eis	=	AKKOORD

Bijlage C.6

Bepaling langschuifkrachten snede 1 & 2

Verd	H	a	M _{dwind}	ΔM	L _d	h	τ _d
dak	50		0				
16		2,9		166,44	15,5	2,9	0,02
	47,06		166				
15		2,9		499,32	46,6	2,9	0,06
	44,12		666				
14		2,9		832,21	77,7	2,9	0,11
	41,18		1498				
13		2,9		1165,1	108,8	2,9	0,15
	38,24		2663				
12		2,9		1498	139,9	2,9	0,19
	35,29		4161				
11		2,9		1830,9	171,0	2,9	0,23
	32,35		5992				
10		2,9		2163,7	202,0	2,9	0,27
	29,41		8156				
9		2,9		2496,6	233,1	2,9	0,32
	26,47		10652				
8		2,9		2829,5	264,2	2,9	0,36
	23,53		13482				
7		2,9		3162,4	295,3	2,9	0,40
	20,59		16644				
6		2,9		3495,3	326,4	2,9	0,44
	17,65		20139				
5		2,9		3828,1	357,5	2,9	0,49
	14,71		23968				
4		2,9		4161	388,5	2,9	0,53
	11,76		28129				
3		2,9		4493,9	419,6	2,9	0,57
	8,82		32622				
2		2,9		4826,8	450,7	2,9	0,61
	5,88		37449				
1		2,9		5159,7	481,8	2,9	0,66
	2,94		42609				
0		2,9		5492,6	512,9	2,9	0,70
	0		48102				

Bepaling statisch moment snede 1 & 2

A	d _y	S _y	I _y	b
0,75	5	3,8	60,2	0,25

Bijlage C.7

Eisen met betrekking tot trillingen van een gebouw, veroorzaakt door wind.

Conform art. 10.5, bijlages A4 en A.5 NEN 6702

Invoeren :

h (kern)	=	50	m
E	=	15000	N/mm ²
bm (y)	=	30	m
bm (z)	=	19	m
D	=	0,02	
I _y	=	5,72E+14	mm ⁴
I _z	=		mm ⁴
I _{yz}	=		mm ⁴
C (kr y)	=	3,10E+08	kNm/rad
C (kr z)	=		kNm/rad
Permanent belasting	=	124216,00	kN
Veranderlijk belasting	=	17379,00	kN
a	=	0,384	m/s ²
C _t	=	1,20	
Eis a (om de y-as)	=	0,27	m/s ²
Eis a (om de z-as)	=	0,17	m/s ²

Conclusie :

Om de Y-as

Controle eis = **AKKOORD**

Uitvoeren :

Om de Y-as

tg 2α	=	0,00	
2α	=	0,00	° (graden)
α	=	0,00	° (graden)
I _y '	=	5,72E+14	m ⁴
q equivalent	=	2831,90	kN/m
δ totaal y	=	0,57	m
f _{e;y}	=	0,82	Hz
l(h)	=	0,18	m
B	=	0,66	
E	=	0,09	
Vergrotingsfactor Ø1	=	1,03	
Vergrotingsfactor Ø2	=	0,24	
f _{e;y}	=	1,15	Hz

$p_{w;l}$	=	552,15 N/m ²
ρ_1	=	283190,00 kg/m
a constructie	=	0,03 m/s ²

q_{rep}	=	45,7 kN/m
δ eis verplaatsing	=	0,10
δ totaal verplaatsing	=	0,01

Controle eis	=	AKKOORD
--------------	---	----------------

Element nummer	I kern m ⁴	C kNm/rad	aandeel
A	142,9	5,29E+07	0,13
B	142,9	1,02E+08	0,38
D	142,9	1,02E+08	0,38
E	142,9	5,29E+07	0,13
Totaal	5,72E+02	3,10E+08	100%

Bepaling 2de Orde effect van een kern op een palenfundering

Conform Mechanicaleer

Invoeren :

Paal rond	=	450 mm
Paal vierkant	=	mm
L paal	=	20 m
E paal	=	28500 N/mm ²
Paalzakking factor	=	1,5
Bouwlagen	=	17
L Wand	=	50 m
Iy Wand	=	1,43E+14 mm ⁴
Iz Wand	=	2,47E+10 mm ⁴
E Wand	=	15000 N/mm ²
aandeel	=	12,5 %
N'vg	=	15527 kN
N'vq	=	2173 kN
Veiligheid g	=	1,20
Veiligheid q	=	1,50

Conclusie :

Om de Z-as

Controle 2e orde	=	N.V.T.
Vergroting	=	1,01

Om de Z-as

Afst.tot e _y	=	9,22 m
Iz;palen	=	349,96 m ⁴
A paal	=	159043 mm ²
Paalzakking	=	1,74E-04 mm/kNm
C	=	5,29E+07 kNm/rad
Knikfactor 1	=	1,12
Knikfactor 2	=	2
EI wand	=	2,14E+09 kNm ²
ρ	=	1,23
Lc wand	=	114,62 m
N'vd	=	21891 kN
Lc <	=	312,91 m
N'cr	=	6,75E+06 kN
n1	=	308,15
N'c2	=	2115008 kN
n2	=	96,61
n	=	73,55

Bijlage C.9

Stabiliteitswand.

Stramien:

A

Gegevens funderingselementen

Veerstijfheid palen

Paal rond	=	450 mm
L paal	=	20 m
E paal	=	28500 N/mm ²
Paalzakking factor	=	1,5
A paal	=	159043 mm ²

Bepalen zwaartepunt palenplan

Positie	Aantal palen(n)	Afstand ref. lijn Y (m)	Aandeel (n*y)	Afstand tot ey (m)	$n \cdot e_z^2$ (m ⁴)
1	1	0	0	9,2	85,01
2	1	2	2	7,2	52,13
3	1	4	4	5,2	27,25
4	1	6	6	3,2	10,37
5	1	8,2	8,2	1,0	1,04
6	1	10,4	10,4	-1,2	1,39
7	1	12,4	12,4	-3,2	10,11
8	1	14,4	14,4	-5,2	26,83
9	1	16,4	16,4	-7,2	51,55
10	1	18,4	18,4	-9,2	84,27
	10		92,2		349,96

$Z_{\text{palenplan}}$	=	9,22 m
$I_{\text{palenplan}}$	=	349,96 m ²

Rotatieveer

Paalzakking	=	1,74E-04 mm/kNm
C	=	5,29E+07 kNm/rad

Bepalen zwaartepunt belasting tov stramien A

Permanente belasting

	belasting	lengte	e	totaal	e x totaal
q1;d1	835	9,5	14,25	7932,5	113038,1
q1;d2	835	7	3,5	5845,0	20457,5
q1b;d1	99	9,5	14,25	940,5	13402,1
q1b;d2	99	7	3,5	693,0	2425,5
F1	74,8	1	19	74,8	1421,2
F1	74,8	1	0	74,8	0,0
F6(balkon)	137,5	1	19	137,5	2612,5
F6(balkon)	137,5	1	0	137,5	0,0
				15835,6	153357,0

$$e_{\text{perm}} = 9,68 \text{ m}$$

Veranderlijke belasting

	belasting	lengte	e	totaal	e x totaal
q1;d1	46	9,5	14,25	437,0	6227,3
q1;d2	46	7	3,5	322,0	1127,0
q1b;d1	12,4	9,5	14,25	117,8	1678,7
q1b;d2	12,4	7	3,5	86,8	303,8
F6(balkon)	29,3	1	19	29,3	556,7
F6(balkon)	29,3	1	0	29,3	0,0
				1022,2	9893,4

$$e_{vb} = 9,68 \text{ m}$$

Belastingen tbv paalreacties**Permanente belasting**

$$\begin{aligned} N_{\text{perm}} &= 15836 \text{ kN} \\ e \text{ (tov z palenplan)} &= -0,46 \text{ m} \\ M_{\text{perm tbv UGT}} &= -7352,72 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Veranderlijke belasting

$$\begin{aligned} N_{vb} &= 1022,2 \text{ kN} \\ e \text{ (tov z palenplan)} &= -0,46 \text{ m} \\ M_{vb \text{ tbv UGT}} &= -468,72 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Windbelasting

$$\begin{aligned} L \text{ kern} &= 50 \text{ m} \\ q_{\text{rep,totaal}} &= 45,732 \text{ kN/m} \\ \text{Aandeel} &= 12,5 \% \\ \text{fie 1} &= 1,0 \\ q_{\text{rep, wand}} &= 5,7 \text{ kN/m} \\ q_{\text{rep, wand tbv UGT}} &= 6,6 \text{ kN/m} \\ M_{\text{rep,wind tbv UGT}} &= 8220 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Paalreacties per belastinggeval UGT

Positie	Perm	Vb	Wind
1	1390	90	217
2	1432	93	170
3	1474	95	123
4	1516	98	76
5	1562	101	24
6	1608	104	-28
7	1650	106	-75
8	1692	109	-122
9	1734	112	-169
10	1776	115	-216

Paalreacties per belasting combinaties UGT

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,20	1,50	0,00

Overzicht Paalreacties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5
1	2127	1478	1576	926	1803
2	2111	1603	1543	1034	1857
3	2095	1728	1510	1143	1912
4	2079	1852	1478	1251	1966
5	2062	1990	1442	1370	2026
6	2044	2127	1406	1489	2086
7	2028	2252	1373	1597	2140
8	2012	2377	1341	1706	2195
9	1996	2502	1308	1814	2249
10	1980	2627	1275	1922	2303

Minimale belasting = **926 kN**

Maximale belasting = **2627 kN**

Paalreacties BGT

Combinaties BGT	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	1,0	0,0

Overzicht Paalreacties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5
1	1696	1263	1606	1173	1480
2	1694	1355	1601	1262	1524
3	1692	1447	1596	1351	1569
4	1689	1538	1592	1440	1614
5	1687	1639	1586	1538	1663
6	1684	1740	1581	1636	1712
7	1682	1832	1576	1725	1757
8	1680	1923	1571	1814	1802
9	1678	2015	1566	1903	1846
10	1675	2107	1561	1992	1891

Minimale belasting = **1173 kN**

Maximale belasting = **2107 kN**

Betonspanningen per belastinggeval

Gegevens stabiliteitswand tov referentielijn

A	=	4,8 m ²
z	=	9,5 m
I	=	142,90 m ⁴

Belastingen tbv betonspanningen

Permanente belasting

N _{perm}	=	15836 kN
e (tov z kern)	=	-0,18 m
M _{perm}	=	-2919 kNm

Veranderlijke belasting

N _{vb}	=	1022,2 kN
e (tov z kern)	=	-0,18 m
M _{vb}	=	-183 kNm

Windbelasting

M _{rep,wind}	=	8220 kNm
-----------------------	---	----------

Spanningspunten	afstand tov referentie	afstand tot z
1	0	9,5
2	19,00	-9,50

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	3,14	0,20	0,55
2	3,53	0,23	-0,55

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	4,89	3,25	3,65	2,01	4,24	σ _{min} =
2	3,75	5,39	2,36	3,99	4,76	2,01 N/mm²
						σ _{max} =
						5,39 N/mm²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	3,89	2,80	3,69	2,59	3,14	$\sigma_{min} =$
2	3,21	4,30	2,98	4,07	3,53	2,59 N/mm²
						$\sigma_{max} =$
						4,30 N/mm²

Bijlage C.10

Bepaling 2de Orde effect van een kern op een palenfundering

Conform Mechanicaleer

Invoeren :

Paal rond	=	450 mm
Paal vierkant	=	mm
L paal	=	20 m
E paal	=	28500 N/mm ²
Paalzakking factor	=	1,5
Bouwlagen	=	17
L Wand	=	50 m
Iy Wand	=	1,43E+14 mm ⁴
Iz Wand	=	2,47E+10 mm ⁴
E Wand	=	15000 N/mm ²
aandeel	=	37,5 %
N'vg	=	46581 kN
N'vq	=	6518 kN
Veiligheid g	=	1,20
Veiligheid q	=	1,50

Conclusie :

Om de Z-as

Controle 2e orde	=	N.V.T.
Vergroting	=	1,02

Om de Z-as

Afst.tot e _y	=	9,16 m
Iz;palen	=	911,10 m ⁴
A paal	=	159043 mm ²
Paalzakking	=	6,65E-05 mm/kNm
C	=	1,38E+08 kNm/rad
Knikfactor 1	=	1,12
Knikfactor 2	=	2
EI wand	=	2,14E+09 kNm ²
ρ	=	3,21
Lc wand	=	83,53 m
N'vd	=	65673 kN
Lc <	=	180,66 m
N'cr	=	6,75E+06 kN
n1	=	102,72
N'c2	=	5506376 kN
n2	=	83,84
n	=	46,16

Bijlage C.11

Stabiliteitswand.

Stramien:

B&D

Gegevens funderingselementen

Veerstijfheid palen

Paal rond	=	450 mm
L paal	=	20 m
E paal	=	28500 N/mm ²
Paalzakking factor	=	1,5
A paal	=	159043 mm ²

Bepalen zwaartepunt palenplan

Positie	Aantal palen(n)	Afstand ref. lijn Y (m)	Aandeel (n*y)	Afstand tot ey (m)	$n \cdot e_z^2$ (m ⁴)
1	2	0	0	9,2	167,85
2	2	1	2	8,2	133,21
3	2	2	4	7,2	102,56
4	1	3,5	3,5	5,7	32,05
5	1	5,5	5,5	3,7	13,40
6	1	7,5	7,5	1,7	2,76
7	1	10,2	10,2	-1,0	1,08
8	1	12,9	12,9	-3,7	13,98
9	1	14,9	14,9	-5,7	32,93
10	2	16,4	32,8	-7,2	104,80
11	2	17,4	34,8	-8,2	135,76
12	2	18,4	36,8	-9,2	170,71
	18		164,9		911,10

$Z_{\text{palenplan}}$	=	9,16 m
$I_{\text{palenplan}}$	=	911,10 m ²

Rotatieveer

Paalzakking	=	6,65E-05 mm/kNm
C	=	1,38E+08 kNm/rad

Bepalen zwaartepunt belasting tov stramien B & D

Permanente belasting

	belasting	lengte	e	totaal	e x totaal
q2;d1	1397	7	15,5	9779,0	151574,5
q2;d2	1397	7	3,5	9779,0	34226,5
q3	1210	5	9,5	6050,0	57475,0
F3	160	1	19	160,0	3040,0
F3	160	1	0	160,0	0,0
F6(balkon)	412,5	1	19	412,5	7837,5
F6(balkon)	412,5	1	0	412,5	0,0
				26753	254153,5

$$e_{\text{perm}} = 9,50 \text{ m}$$

Veranderlijke belasting

	belasting	lengte	e	totaal	e x totaal
q2;d1	95	7	15,5	665,0	10307,5
q2;d2	95	7	3,5	665,0	2327,5
q3	90	5	9,5	450,0	4275,0
F6(balkon)	88	1	19	88,0	1672,0
F6(balkon)	88	1	0	88,0	0,0
				1956,0	18582,0

$$e_{vb} = 9,50 \text{ m}$$

Belastingen tbv paalreacties**Permanente belasting**

N_{perm}	=	26753 kN
e (tov z palenplan)	=	-0,34 m
$M_{perm \text{ tbv UGT}}$	=	-9066,29 kNm

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	1956,0 kN
e (tov z palenplan)	=	-0,34 m
$M_{vb \text{ tbv UGT}}$	=	-662,87 kNm

Windbelasting

L kern	=	50 m
$q_{rep,totaal}$	=	45,732 kN/m
Aandeel	=	37,5 %
fiel 1	=	1,0
$q_{rep, wand}$	=	17,1 kN/m
$q_{rep, wand \text{ tbv UGT}}$	=	19,7 kN/m
$M_{rep,wind \text{ tbv UGT}}$	=	24661 kNm

Paalreacties per belastinggeval UGT

Positie	Perm	Vb	Wind
1	1395	102	248
2	1405	103	221
3	1415	103	194
4	1430	105	153
5	1450	106	99
6	1470	107	45
7	1497	109	-28
8	1523	111	-101
9	1543	113	-155
10	1558	114	-196
11	1568	115	-223
12	1578	115	-250

Paalreacties per belasting combinaties UGT

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,20	1,50	0,00

Overzicht Paalreacties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5
1	2199	1455	1628	884	1827
2	2172	1509	1596	933	1840
3	2144	1562	1564	983	1853
4	2103	1643	1517	1057	1873
5	2047	1750	1454	1156	1899
6	1992	1857	1390	1255	1925
7	1918	2002	1305	1389	1960
8	1843	2147	1219	1523	1995
9	1788	2254	1156	1622	2021
10	1747	2335	1109	1696	2041
11	1719	2388	1077	1746	2054
12	1692	2442	1045	1795	2067

Minimale belasting = **884 kN**

Maximale belasting = **2442 kN**

Paalreacties BGT

Combinaties BGT	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	1,0	0,0

Overzicht Paalreacties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5
1	1745	1249	1643	1147	1497
2	1729	1287	1626	1184	1508
3	1712	1325	1609	1221	1518
4	1688	1381	1583	1277	1534
5	1655	1457	1549	1351	1556
6	1622	1532	1515	1425	1577
7	1578	1634	1468	1525	1606
8	1534	1736	1422	1625	1635
9	1501	1812	1388	1699	1656
10	1476	1868	1362	1754	1672
11	1460	1906	1345	1791	1683
12	1444	1944	1328	1828	1694

Minimale belasting = **1147 kN**

Maximale belasting = **1944 kN**

Betonspanningen per belastinggeval

Gegevens stabiliteitswand tov referentielijn

A	=	4,8 m ²
z	=	9,5 m
I	=	142,90 m ⁴

Belastingen tbv betonspanningen

Permanente belasting

N_{perm}	=	26753 kN
e (tov z kern)	=	0,00 m
M_{perm}	=	0 kNm

Veranderlijke belasting

N_{vb}	=	1956,0 kN
e (tov z kern)	=	0,00 m
M_{vb}	=	0 kNm

Windbelasting

M_{rep,wind}	=	24661 kNm
-----------------------------	---	-----------

Spanningspunten	afstand tov referentie	afstand tot z
1	0	9,5
2	19,00	-9,50

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	5,63	0,41	1,64
2	5,63	0,41	-1,64

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	9,84	4,92	7,53	2,61	7,60	$\sigma_{min} =$
2	4,92	9,84	2,61	7,53	7,60	2,61 N/mm²
						$\sigma_{max} =$
						9,84 N/mm²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	7,68	4,40	7,27	3,99	5,63	$\sigma_{min} =$
2	4,40	7,68	3,99	7,27	5,63	3,99 N/mm²
						$\sigma_{max} =$
						7,68 N/mm²

Bijlage C.12

Bepaling 2de Orde effect van een kern op een palenfundering

Conform Mechanicaleer

Invoeren :

Paal rond	=	450 mm
Paal vierkant	=	mm
L paal	=	20 m
E paal	=	28500 N/mm ²
Paalzakking factor	=	1,5
Bouwlagen	=	17
L Wand	=	50 m
Iy Wand	=	1,43E+14 mm ⁴
Iz Wand	=	2,47E+10 mm ⁴
E Wand	=	15000 N/mm ²
aandeel	=	12,5 %
N'vg	=	15527 kN
N'vq	=	2173 kN
Veiligheid g	=	1,20
Veiligheid q	=	1,50

Conclusie :

Om de Z-as

Controle 2e orde	=	N.V.T.
Vergroting	=	1,01

Om de Z-as

Afst.tot e _y	=	9,22 m
Iz;palen	=	349,96 m ⁴
A paal	=	159043 mm ²
Paalzakking	=	1,74E-04 mm/kNm
C	=	5,29E+07 kNm/rad
Knikfactor 1	=	1,12
Knikfactor 2	=	2
EI wand	=	2,14E+09 kNm ²
ρ	=	1,23
Lc wand	=	114,62 m
N'vd	=	21891 kN
Lc <	=	312,91 m
N'cr	=	6,75E+06 kN
n1	=	308,15
N'c2	=	2115008 kN
n2	=	96,61
n	=	73,55

Bijlage C.13

Stabiliteitswand.

Stramien:

E

Gegevens funderingselementen

Veerstijfheid palen

Paal rond	=	450 mm
L paal	=	20 m
E paal	=	28500 N/mm ²
Paalzakking factor	=	1,5
A paal	=	159043 mm ²

Bepalen zwaartepunt palenplan

Positie	Aantal palen(n)	Afstand ref. lijn Y (m)	Aandeel (n*y)	Afstand tot ey (m)	$n \cdot e_z^2$ (m ⁴)
1	1	0	0	9,2	85,01
2	1	2	2	7,2	52,13
3	1	4	4	5,2	27,25
4	1	6	6	3,2	10,37
5	1	8,2	8,2	1,0	1,04
6	1	10,4	10,4	-1,2	1,39
7	1	12,4	12,4	-3,2	10,11
8	1	14,4	14,4	-5,2	26,83
9	1	16,4	16,4	-7,2	51,55
10	1	18,4	18,4	-9,2	84,27
	10		92,2		349,96

$Z_{\text{palenplan}}$	=	9,22 m
$I_{\text{palenplan}}$	=	349,96 m ²

Rotatieveer

Paalzakking	=	1,74E-04 mm/kNm
C	=	5,29E+07 kNm/rad

Bepalen zwaartepunt belasting tov stramien E

Permanente belasting

	belasting	lengte	e	totaal	e x totaal
q1	835	19	9,5	15865,0	150717,5
F1	74,8	1	19	74,8	1421,2
F1	74,8	1	0	74,8	0,0
F6(balkon 1)	137,5	1	19	137,5	2612,5
F6(balkon 2a)	275	1	7	275,0	1925,0
F6(balkon 2b)	275	1	3,5	275,0	962,5
				16702,1	157638,7

$$e_{\text{perm}} = 9,44 \text{ m}$$

Veranderlijke belasting

	belasting	lengte	e	totaal	e x totaal
q1	44	19	9,5	836,0	7942,0
F6(balkon 1)	29,3	1	19	29,3	556,7
F6(balkon 2a)	57,2	1	7	57,2	400,4
F6(balkon 2b)	57,2	1	3,5	57,2	200,2
				979,7	9099,3

$$e_{vb} = 9,29 \text{ m}$$

Belastingen tbv paalreacties**Permanente belasting**

$$N_{\text{perm}} = 16702 \text{ kN}$$

$$e \text{ (tov z palenplan)} = -0,22 \text{ m}$$

$$M_{\text{perm tbv UGT}} = -3645,34 \text{ kNm}$$

Veranderlijke belasting

$$N_{vb} = 979,7 \text{ kN}$$

$$e \text{ (tov z palenplan)} = -0,07 \text{ m}$$

$$M_{vb \text{ tbv UGT}} = -66,47 \text{ kNm}$$

Windbelasting

$$L \text{ kern} = 50 \text{ m}$$

$$q_{\text{rep,totaal}} = 45,732 \text{ kN/m}$$

$$\text{Aandeel} = 12,5 \%$$

$$\text{fie 1} = 1,0$$

$$q_{\text{rep, wand}} = 5,7 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{rep, wand tbv UGT}} = 6,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{rep,wind tbv UGT}} = 8220 \text{ kNm}$$

Paalreacties per belastinggeval UGT

Positie	Perm	Vb	Wind
1	1574	96	217
2	1595	97	170
3	1616	97	123
4	1637	97	76
5	1660	98	24
6	1683	98	-28
7	1703	99	-75
8	1724	99	-122
9	1745	99	-169
10	1766	100	-216

Paalreacties per belasting combinaties UGT

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,20	1,50	0,00

Overzicht Paalreacties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5
1	2358	1708	1742	1092	2033
2	2313	1805	1690	1181	2059
3	2268	1901	1638	1270	2084
4	2223	1997	1586	1360	2110
5	2174	2102	1530	1458	2138
6	2125	2208	1473	1556	2166
7	2080	2304	1421	1645	2192
8	2035	2400	1369	1734	2217
9	1990	2496	1318	1823	2243
10	1945	2592	1266	1913	2269

Minimale belasting = **1092 kN**

Maximale belasting = **2592 kN**

Paalreacties BGT

Combinaties BGT	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	1,0	0,0

Overzicht Paalreacties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5
1	1887	1454	1791	1358	1670
2	1861	1522	1765	1425	1692
3	1835	1590	1738	1493	1713
4	1810	1658	1712	1561	1734
5	1781	1733	1684	1636	1757
6	1753	1808	1655	1710	1781
7	1727	1877	1629	1778	1802
8	1701	1945	1602	1846	1823
9	1676	2013	1576	1914	1844
10	1650	2081	1550	1981	1866

Minimale belasting = **1358 kN**

Maximale belasting = **2081 kN**

Betonspanningen per belastinggeval

Gegevens stabiliteitswand tov referentielijn

A	=	4,8 m ²
z	=	9,5 m
I	=	142,90 m ⁴

Belastingen tbv betonspanningen

Permanente belasting

N _{perm}	=	16702 kN
e (tov z kern)	=	0,06 m
M _{perm}	=	1031 kNm

Veranderlijke belasting

N _{vb}	=	979,7 kN
e (tov z kern)	=	0,21 m
M _{vb}	=	208 kNm

Windbelasting

M _{rep,wind}	=	8220 kNm
-----------------------	---	----------

Spanningspunten	afstand tov referentie	afstand tot z
1	0	9,5
2	19,00	-9,50

Betonspanningen per belastinggeval (N/mm²)

Positie	Perm	Vb	Wind
1	3,58	0,22	0,55
2	3,45	0,19	-0,55

Belasting Combinaties UGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,20	1,50	1,50
BC2	1,20	1,50	-1,50
BC3	0,90	0,00	1,50
BC4	0,90	0,00	-1,50
BC5	1,35	0,00	0,00

Overzicht Betonspanningen Combinaties UGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	5,45	3,81	4,05	2,41	4,84	σ _{min} =
2	3,61	5,25	2,28	3,92	4,65	2,28 N/mm²
						σ _{max} =
						5,45 N/mm²

Belasting Combinaties BGT

	Perm	VB	Wind
BC1	1,0	1,0	1,0
BC2	1,0	1,0	-1,0
BC3	1,0	0,0	1,0
BC4	1,0	0,0	-1,0
BC5	1,0	0,0	0,0

Overzicht Betonspanningen Combinaties BGT

Positie	BC1	BC2	BC3	BC4	BC5	
1	4,35	3,26	4,13	3,04	3,58	$\sigma_{min} =$
2	3,09	4,19	2,90	3,99	3,45	2,90 N/mm²
						$\sigma_{max} =$
						4,35 N/mm²

Gegevens

Wand afmetingen : 250 x 1000 mm
 Beton : C45/55
 Wapening : $\varnothing 16$
 $a=(30+1/2 \times 16)$: 38

F_d : 767,5 kN
 F_{rep} : 150 kN
 Lengte : 2.950 mm

Berekening

Als eerste wordt bepaald of het nodig is om een tweede - orde berekening te maken. Hiervoor moet worden voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$\lambda_n \leq 5/\sqrt{\alpha_n} \quad \text{voor } 0,5 < \alpha_n \leq 1$$

$$\alpha_n = N'_d / A_b f'_{cb} = 767,5 \times 10^3 / (250 \times 1000 \times 33) = 0,09$$

$$\lambda_n = l_c / h = 0,09 \times 2.950 / 250 = 9,44$$

$$\lambda_n \leq 5/\sqrt{\alpha_n} \rightarrow 9,44 \leq 5/\sqrt{0,09} = 16,67$$

Er wordt geen tweede orde berekening gemaakt.

Dimensioneren van de wapening (begane grond)

De wapening voor de wand wordt gedimensioneerd aan de hand van GTB-tabellen voor buiging en normaal kracht. De kolom wordt twee-zijdig gewapend.

Eerst moet de waarde a/h bepaald worden om zo te bepalen welke tabel moet worden gebruikt. De waarde a is afstand van het hart van de wapening tot de buitenkant van de kolom.

$$a / h = 38 / 250 = 0,15 \rightarrow \text{de tabel van } a/h=0,15 \text{ wordt gebruikt}$$

De waarden $N'_d / (f'_{cb} \times A_b)$ op de verticale as en $N'_d / (f'_{cb} \times A_b) \times e_t / h$ op de horizontale as geven een snijpunt waarop het wapeningspercentage is af te lezen.

$$N'_d / (f'_{cb} \times A_b) = 767,5 \times 10^3 / (33 \times 250 \times 1000) = 0,09$$

$$N'_d / (f'_{cb} \times A_b) \times e_t / h = 0,09 \times (0,1 \times 2.950) / 250 = 0,12$$

$$\text{Er wordt een waarde afgelezen van } \omega_0 = r \times \beta = 0,5 \times 2,2 = 1,1 \%$$

$$A_{st} = 1,76 \times A_b / 100 = 1,1 \times (250.000 / 100) = 2750 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A'_s = 0,5 A_{st} = 0,5 \times 2750 = 1375 \text{ mm}^2$$

Toepassen wapening 2-zijdig $\rightarrow a = \varnothing 16-150 (A_s = 1340 \text{ mm}^2)$

Dimensioneren van de wapening (verdieping 2)

De wapening voor de wand wordt gedimensioneerd aan de hand van GTB-tabellen voor buiging en normaal kracht. De kolom wordt twee-zijdig gewapend.

Eerst moet de waarde a/h bepaalt worden om zo te bepalen welke tabel moet worden gebruikt. De waarde a is afstand van het hart van de wapening tot de buitenkant van de kolom.

$$a / h = 38 / 250 = 0,15 \quad \rightarrow \quad \text{de tabel van } a/h=0,15 \text{ wordt gebruikt}$$

De waarden $N'_d / (f'_b \times A_b)$ op de verticale as en $N'_d / (f'_b \times A_b) \times e_t / h$ op de horizontale as geven een snijpunt waarop het wapeningspercentage is af te lezen.

$$N'_d / (f'_b \times A_b) = 420 \times 10^3 / (33 \times 250 \times 1000) = 0,05$$

$$N'_d / (f'_b \times A_b) \times e_t / h = 0,05 \times (0,1 \times 2.950) / 250 = 0,06$$

$$\text{Er wordt een waarde afgelezen van } \omega_0 = r \times \beta = 0,1 \times 2,2 = 0,22 \%$$

$$A_{st} = 1,76 \times A_b / 100 = 0,22 \times (250.000 / 100) = 550 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A'_s = 0,5 A_{st} = 0,5 \times 550 = 275 \text{ mm}^2$$

De stabiliteitskern wordt vanaf verdieping 2 praktisch gewapend ($\emptyset$ 12-150)

Stekken tussen 2d elementen. (begane grond)

$$\text{Spanning: } 3,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Opp.: } 250.000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{3,07 \cdot 250 \cdot 1000 \cdot 1,5}{435} = 2586 \text{ mm}^2$$

$$\text{Toepassen stekken(begane grond)} \rightarrow a = 4 \emptyset 32 (A_s = 3216 \text{ mm}^2)$$

Stekken tussen 2d elementen. (4^e verdieping)

$$\text{Spanning: } 0,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Opp.: } 250.000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{0,9 \cdot 250 \cdot 1000 \cdot 1,5}{435} = 775 \text{ mm}^2$$

$$\text{Toepassen stekken(4^e verdieping)} \rightarrow a = 4 \emptyset 16 (A_s = 804 \text{ mm}^2)$$

Vanaf de 4^e verdieping wordt de kern praktisch gewapend met 4 $\emptyset$ 16.

Bijlage c.15

Draagvermogen Paa1

Datum : 05-25-2010
Werk : AP

Berekening draagvermogen Vibro Paa1 volgens NEN 6740/43

Sondering nr. 1
Dieptes t.o.v.
Afmeting schacht 450 mm
Waterstand 1 m
Inheidiepte 43.00 m
Gamma m = 1.25
Gamma f;nk = 1
Ksi (tabel 1 NEN 6743) = .8299999833106995

Conusweerstand

nr.	diepte (m)	c.w. (N/mm ²)	nr.	diepte (m)	c.w. (N/mm ²)
1	1.00	1.00	2	9.25	2.00
3	9.50	2.00	4	9.75	2.00
5	10.00	2.00	6	10.25	2.00
7	10.50	2.00	8	10.75	2.00
9	11.00	2.00	10	11.25	2.00
11	11.50	2.00	12	11.75	2.00
13	12.00	2.00	14	12.25	2.00
15	12.50	2.00	16	12.75	2.00
17	13.00	2.00	18	13.25	2.00
19	13.50	2.00	20	13.75	2.00
21	14.00	2.00	22	14.25	4.00
23	14.50	6.00	24	14.75	6.00
25	15.00	6.00	26	15.25	6.00
27	15.50	7.00	28	15.75	7.00
29	16.00	7.00	30	16.25	8.00
31	16.50	8.00	32	16.75	8.00
33	17.00	9.00	34	17.25	8.00
35	17.50	8.00	36	17.75	7.00
37	18.00	6.00	38	18.25	6.00
39	18.50	5.00	40	18.75	5.00
41	19.00	4.00	42	19.25	5.00
43	19.50	8.00	44	19.75	10.00
45	20.00	12.00	46	20.25	12.00
47	20.50	12.00	48	20.75	10.00
49	21.00	7.00	50	21.25	7.00
51	21.50	6.00	52	21.75	5.00
53	22.00	3.00	54	22.25	3.00
55	22.50	7.00	56	22.75	10.00
57	23.00	11.00	58	23.25	12.00
59	23.50	13.00	60	23.75	14.00
61	24.00	14.00	62	24.25	15.00
63	24.50	15.00	64	24.75	16.00
65	25.00	16.00	66	25.25	5.00
67	25.50	3.00	68	25.75	3.00
69	26.00	3.00	70	26.25	3.00
71	26.50	3.00	72	26.75	3.00
73	27.00	4.00	74	27.25	4.00
75	27.50	6.00	76	27.75	6.00
77	28.00	6.00	78	28.25	4.00
79	28.50	3.00	80	28.75	3.00
81	29.00	3.00	82	29.25	3.00
83	29.50	3.00	84	29.75	3.00
85	30.00	3.00	86	30.25	3.00
87	30.50	3.00	88	30.75	3.00
89	31.00	3.00	90	31.25	3.00
91	31.50	3.00	92	31.75	3.00

Bijlage c.15

93	32.00	3.00	94	32.25	3.00
95	32.50	3.00	96	32.75	3.00
97	33.00	3.00	98	33.25	3.00
99	33.50	3.00	100	33.75	3.00
101	34.00	3.00	102	34.25	3.00
103	34.50	3.00	104	34.75	3.00
105	35.00	3.00	106	35.25	3.00
107	35.50	3.00	108	35.75	3.00
109	36.00	3.00	110	36.25	3.00
111	36.50	3.00	112	36.75	3.00
113	37.00	3.00	114	37.25	3.00
115	37.50	3.00	116	37.75	3.00
117	38.00	3.00	118	38.25	3.00
119	38.50	3.00	120	38.75	3.00
121	39.00	3.00	122	39.25	3.00
123	39.50	3.00	124	39.75	3.00
125	40.00	7.00	126	40.25	14.00
127	40.50	10.00	128	40.75	6.00
129	41.00	12.00	130	41.25	16.00
131	41.50	12.00	132	41.75	11.00
133	42.00	10.00	134	42.25	11.00
135	42.50	11.00	136	42.75	13.00
137	43.00	12.00	138	43.25	15.00
139	43.50	15.00	140	43.75	19.00
141	44.00	24.00	142	44.25	13.00
143	44.50	7.00	144	44.75	10.00
145	45.00	4.00	146	45.25	4.00

qc;I;gem = 14.30 N/mm²
 qc;II;gem = 14.30 N/mm²
 qc;III;gem = 7.89 N/mm²
 qc;gem = 11.09 N/mm²
 qc;z;a = 5.53 N/mm²

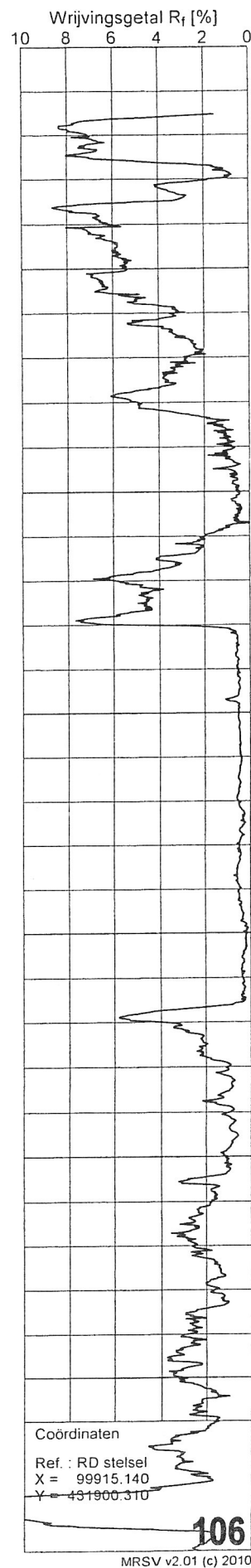
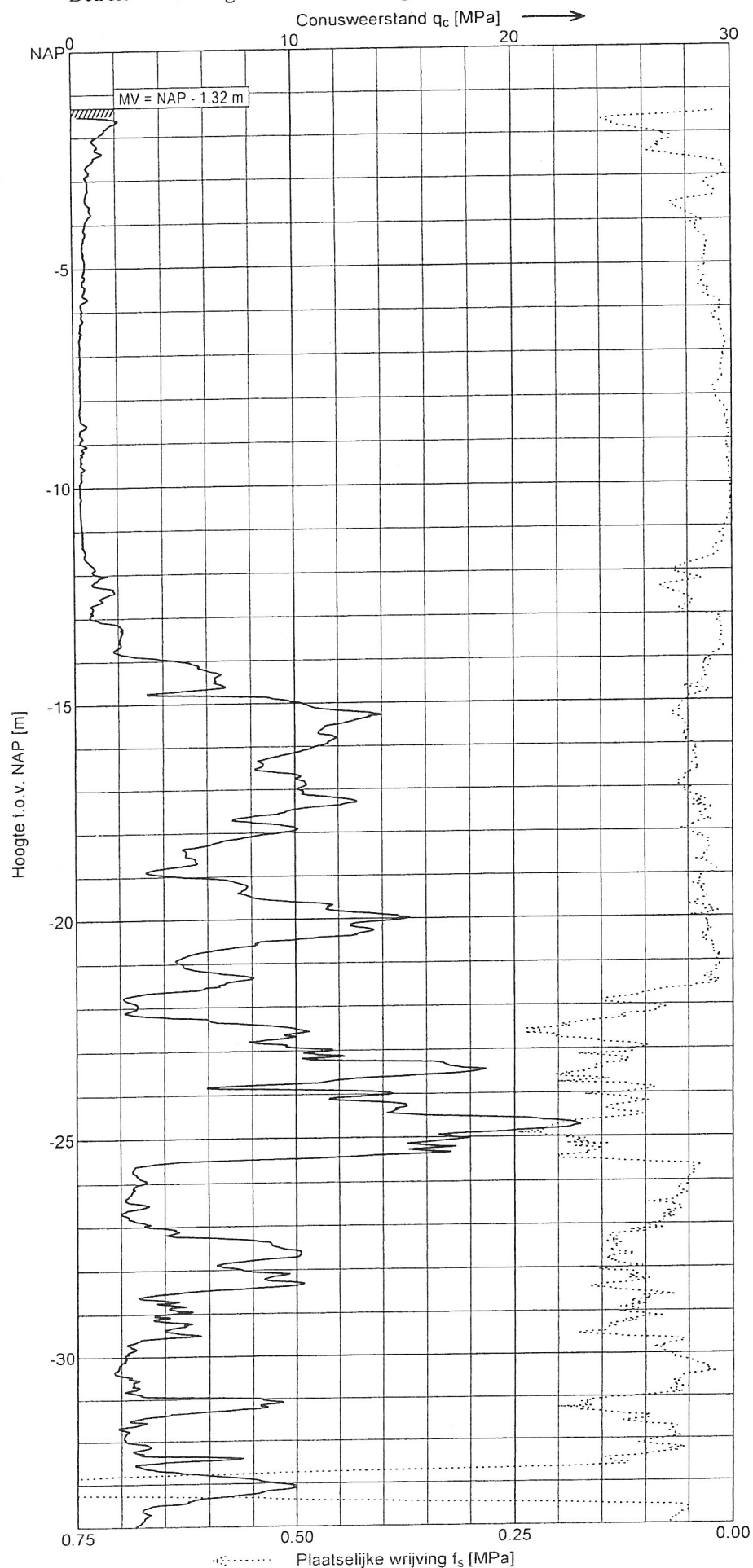
Fr;max;punt = 2247 kN
 Fr;max;schacht = 3184 kN
 Fs;nk;d = 298 kN
 Fr;d = 2960 kN

Sondering 106

Opdracht : 0007510
Plaats : Ridderkerk
Datum : 19-02-2010
Betreft : Zorgcentrum Riederborg

Conus nummer : S15CFII001
Soort conus : Elektrisch

NEN 5140
Wagen : 2
Pagina : 1 van 2

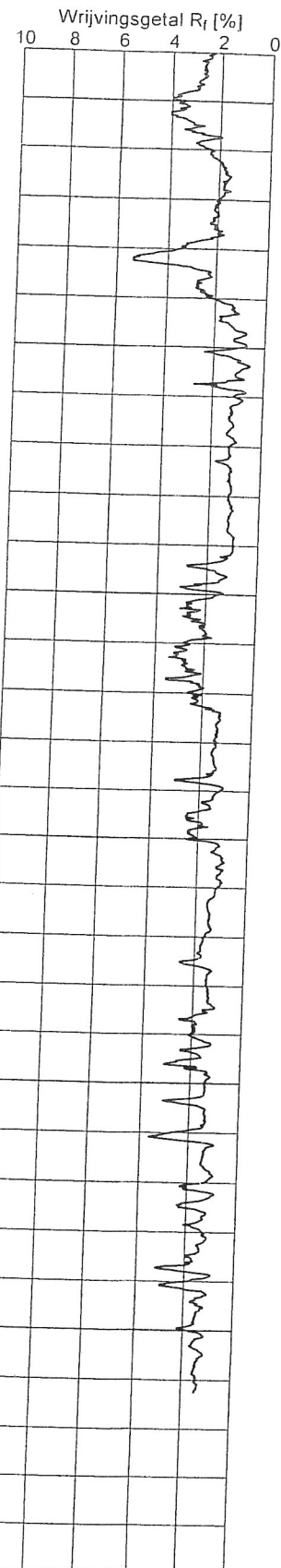
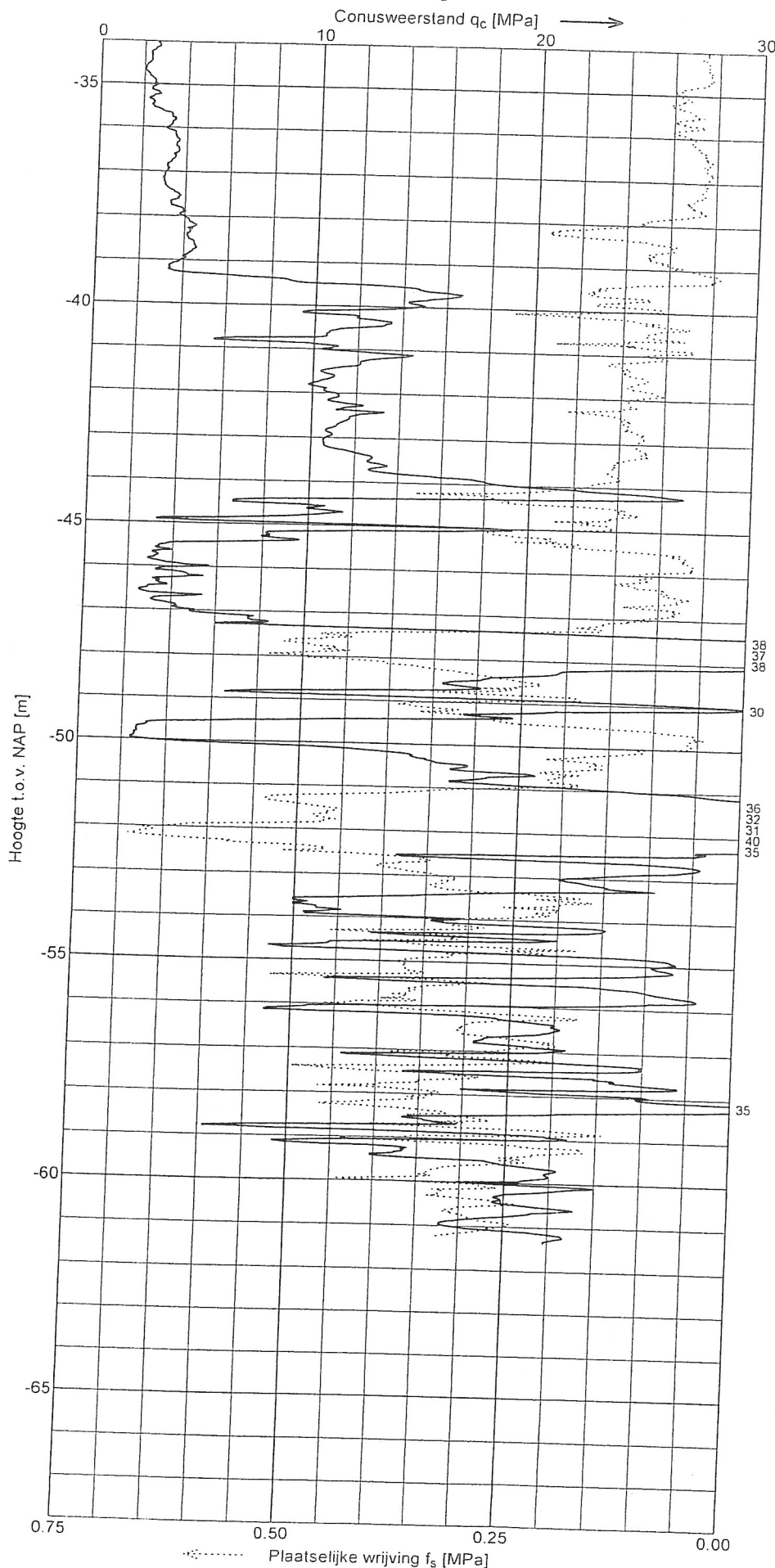


Sondering 106

Opdracht : 0007510
Plaats : Ridderkerk
Datum : 19-02-2010
Betreft : Zorgcentrum Riederborg

Conus nummer : S15CF11001
Soort conus : Elektrisch

NEN 5140
Wagen : 2
Pagina : 2 van 2



Coördinaten

Ref. : RD stelsel
X = 99915.140
Y = 431900.310

106

MRSV v2.01 (c) 2010



Berekening vierpaals poer

Kolomafmeting :	500	mm
Paalafmeting :	450	mm
Poerbreedte :	1500	mm
Poerhoogte :	1000	mm
Paalsteek :	1000	mm
Hoofdtrekwapening :	12	rond 25
Bundel :	1	staaf
Langswapening per zijde :	4	rond 16
Dekking :	60	mm
Betonkwaliteit :	35	N/mm ²
Staalkwaliteit FeB:	500	N/mm ²
Milieuklasse :	2	
Frep :	4480	kN
Fd :	5600	kN
Fd per paal :	1400	kN

Berekening geldt alleen voor gedrongen liggers.

Is deze poer een gedrongen ligger ? **Ja**

Voldoet de opgegeven wapening ? **Wapening voldoet niet !**

Toetsing 8.1.4 : Wapening voor gedrongen liggers

z =	683	mm
As,aanw =	5.890	mm ²
Wo =	0,39	%
Mu =	1.237	kNm
Md =	990	kNm

u.c. wap : **0,80**

Toetsing 8.7.2 : Volledig ontwikkeld scheurenpatroon

Kenmiddellijn, max =	13,47	mm
aanwezig =	25	mm
Staafafstand, max =	139	mm
aanwezig =	123	mm

u.c. scheurwijdte : **Voldoet**

Toetsing 8.2.3 : Uiterst opneembare schuifspanning

kh =	1,00
tau,2 =	4,20 N/mm ²
Vd =	2.800 kN
labda,v =	0,35
g,labda =	1,44
k,labda =	0,00
tau,1 =	0,56 N/mm ²
tau,d =	1,87 N/mm ²

u.c. tau,1 : **3,33**

Toetsing 9.6.2 : Verankering van rechte staven

lv, benodigd =	721	mm
lv,r =	577	mm
l2, maximaal =	505	mm
l1, benodigd =	72	mm
l1, aanwezig =	399	mm

u.c. l1 : **0,18**

Toetsing 9.11.4 : Detaillering van de wapening

As,flank,min,per zijde (b>h) =	471	mm ²
As,flank,aanw,per zijde =	804	mm ²

u.c. flankwap : **0,59**

Bijlage C.17

Vloervelden in technosoft

TS/Liggers

Project.....: Vloer

Onderdeel.....:

Constructeur.: Administrator

Opdrachtgever:

Dimensies.....: kN/m/rad

Datum.....: 17/05/2010

Bestand...: c:\documents and settings\administrator.van-rossum-bv\bureaublad\vloer.dlw

Toegepaste norm : TGB 1990

Veiligheidsklasse: 3

Toevallige inklemmingen begin : 33%

Herverdelen van momenten : nee

Ouderdom bij belasten : 28

Doorbuigingen(beton) zijn via integratie van krommingen berekend.

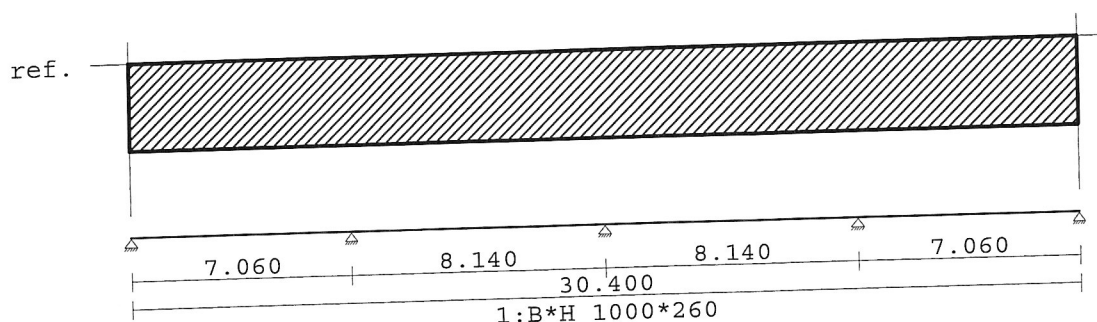
Referentieperiode :50

Toevallige inklemming eind : 33%

Maximale deellengte : 0.000

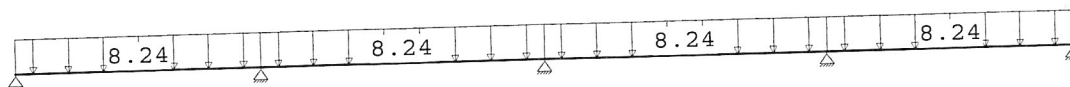
Relatieve vochtigheid : 80%

GEOMETRIE



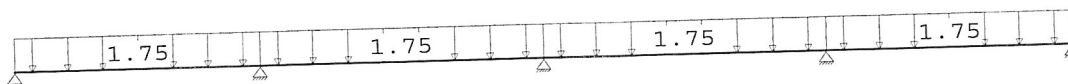
VELDBELASTINGEN

B.G:1 Permanent



VELDBELASTINGEN

B.G:2 Veranderlijk



Project.....: Vloer

Onderdeel.....:

BELASTINGCOMBINATIES

BC Type	BG Factor	BG Factor	BG Factor	BG Factor	BG Factor
1 Fund.	1	1.20	2	1.50	
2 Fund.	1	1.35			
3 Inc.	1	1.00	2	1.00	
4 Mom.	1	1.00	2	0.60	
5 Perm.	1	1.00			

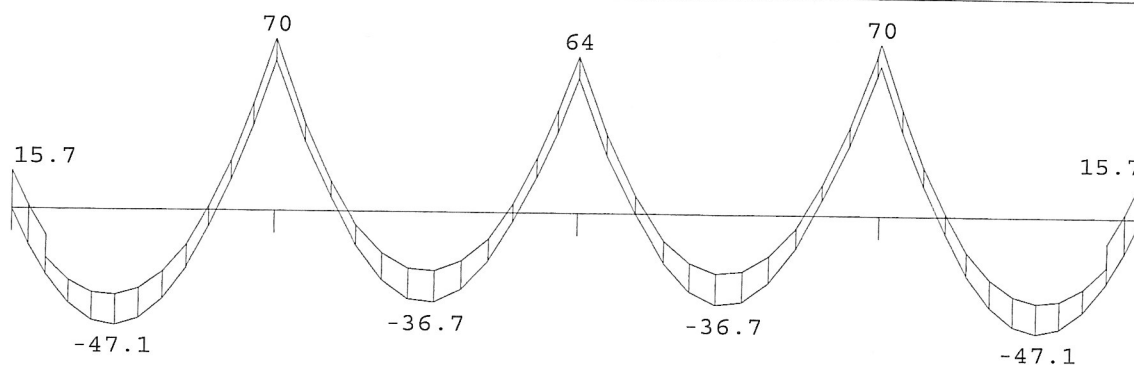
GUNSTIGE WERKING PERMANENTE BELASTINGEN

BC Velden met gunstige werking

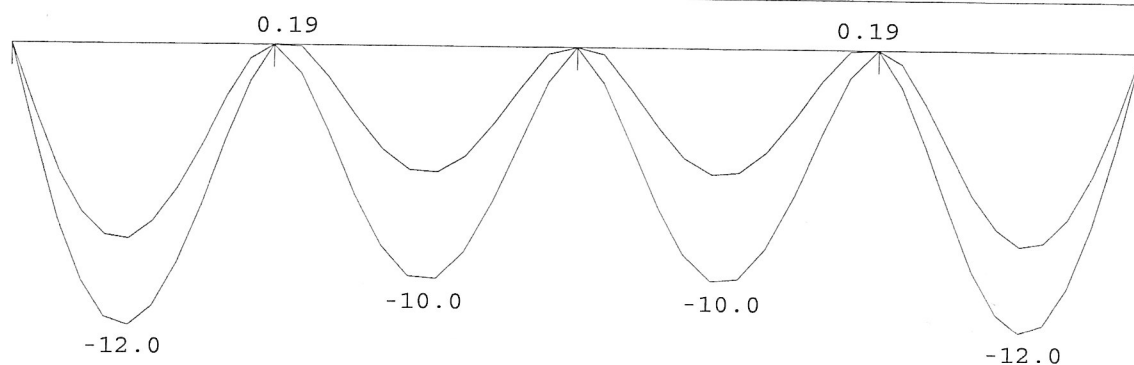
- 1 Geen
- 2 Geen

OMHULLENDE VAN DE FUNDAMENTELE COMBINATIES**MOMENTEN**

Fundamentele combinatie

**VERPLAATSINGEN [mm]**

Fundamentele combinatie

**REACTIES**

Fundamentele combinatie

Stp	Fmin	Fmax	Mmin	Mmax
1	26.22	34.33	-0.00	0.00
2	88.25	100.23	-0.00	0.00
3	82.66	94.77	0.00	0.00
4	88.25	100.23	0.00	0.00
5	26.22	34.33	0.00	0.00

Project.....: Vloer

Onderdeel.....:

PROFIELGEGEVENS Vloer

[N] [mm]

t.b.v. profiel:1 B*H 1000*260

Algemeen

Materiaal : C28/35

Oppervlak : 2.600000e+005

Staaftype : 0:normaal

Traagheid : 1.4647e+009

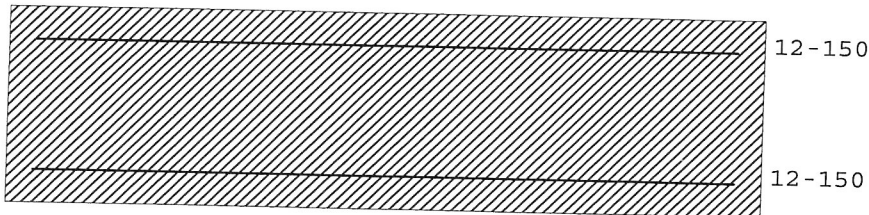
Vormfactor : 0.00

Doorsnede

breedte : 1000 hoogte : 260

zwaartepunt tov onderkant : 130

Referentie : Boven



Fictieve dikte : 206.3

Betonkwaliteit element : C28/35 Kruipcoëf. : 2.400

Staalkwaliteit hoofdwapening : 500 ϵ_{su} : 2.75

Staalkwaliteit beugels : 500

Bundels toepassen : Nee

Geprefabriceerd element : Nee

Betondekking

Milieu : Boven XC4 Onder XC4

Afwerking : 1:Controleerbaar. 2:Oncontroleerbaar.

Gekozen (minimum) dekking : 30 (25) 30 (30)

Verlaging van 5mm toepassen : Nee Nee

Grootste korrel : 31.5

Wapening

Basiswapening buitenste laag : Boven 12-150 Onder 12-150

Basiswapening 2e laag : 0 0

H.o.h.afstand 2e laag : Nee Nee

Automatisch verhogen basiswap. : 8;10;12 8;10;12

Bijlegdiameters : 1ste laag 1ste laag

Bijlegwapening in : 12.0 12.0

Diameter nuttige hoogte : 1 1

Hoofdwapening laag : 6.0 6.0

diameter verdeelwapening : 50 50

Min.tussenruimte : 50 50

Beugels

Voorkeur h.o.h. afstand : 300;150;100;75;60;50

Beugeldiameter : 8 Minimale h.o.h. afstand: 50

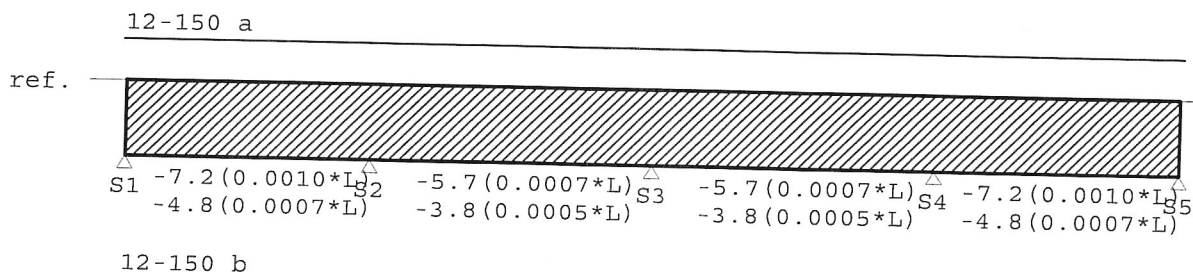
Betonkwaliteit : C28/35

Breedte t.b.v. dwarskracht : 1000 Hoogte t.b.v. dwarskr: 260

Aantal beugelsneden per beugel : 2 A0 (art.8.2.3.1) : 0

Hoofdwapening

Fundamentele combinatie

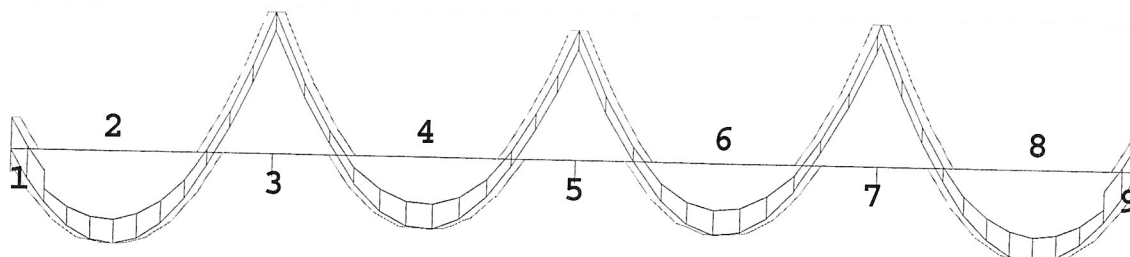


Project.....: Vloer

Onderdeel.....:

Md dekkingslijn

Fundamentele combinatie



Hoofdwapening

Geb.	Pos. [mm]	M_d [kNm]	z B/O [mm]	A_b [mm ²]	A_a [mm ²]	Basiswapening +Bijlegwapening	Opm.
3	S2+0	70.06	159 Bov	747	755	12-150	
2	S1+2744	-47.10	159 Ond	496	755	12-150	

Scheurvorming

Geb.	Pos. [mm]	M_{rep} [kNm]	B/O	σ_s [N/mm ²]	art.	s opt. [mm]	s max. [mm]	ϕ_{km} opt. [mm]	ϕ_{km} max. [mm]	σ_b opt. [N/mm ²]	σ_b max. [N/mm ²]	Opm.
2	S1+2744	-37.38	Ond	229.6	8.7.2	150	197	12.0	16.3			
3	S2+0	56.43	Bov	346.7	8.7.2	150	95	12.0	13.0			

Verloop hoofdwapening

Merk	B/O	Wapening	Vanaf [mm]	Tot [mm]	Lengte [mm]	L_v ; begin [mm]	L_v ; eind [mm]
a	Boven	12-150	S1-92	S5+92	30584	92	92
b	Onder	12-150	S1-70	S5+70	30540	70	70

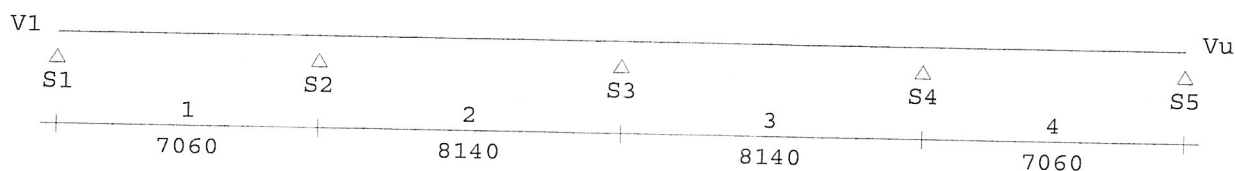
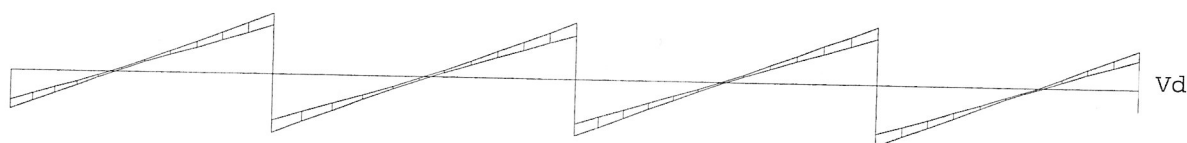
Opmerkingen

Alle maten zijn inclusief verschuiving van de m-lijn en verankering

DWARSKRACHTEN

Fundamentele combinatie

V1 _____ Vu



Project.....: Vloer

Onderdeel.....:

Dwarskrachtwapening

Geb.	Vanaf	Tot	Lengte	V_d	A_{opg}	Opm.
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm ²]	
1	S1+0	S2+0	7060	54		
2	S2+0	S3+0	8140	52		37
3	S3+0	S4+0	8140	52		37
4	S4+0	S5+0	7060	54		

Opmerkingen

[37] 8.2.3.3 De maximale buigtrekspanning is kleiner dan 0,25 fbr en de hoofdtrekspanning is niet groter dan fb. Toetsing dwarskracht is niet noodzakelijk.

Project.....: Vloer kern
 Onderdeel.....:
 Constructeur.: Administrator
 Opdrachtgever:
 Dimensies.....: kN/m/rad
 Datum.....: 17/05/2010

Toegepaste norm : TGB 1990

Veiligheidsklasse: 3

Toevallige inklemmingen begin : 33%

Herverdelen van momenten : nee

Ouderdom bij belasten : 28

Doorbuigingen(beton) zijn via integratie van krommingen berekend.

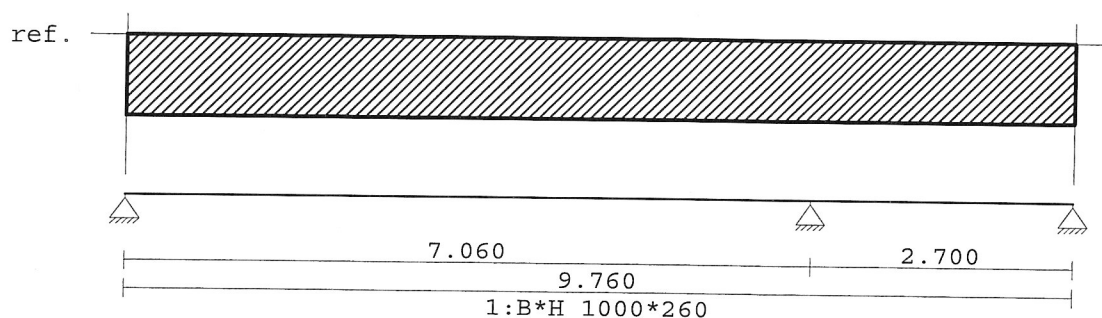
Referentieperiode :50

Toevallige inklemming eind : 33%

Maximale deellengte : 0.000

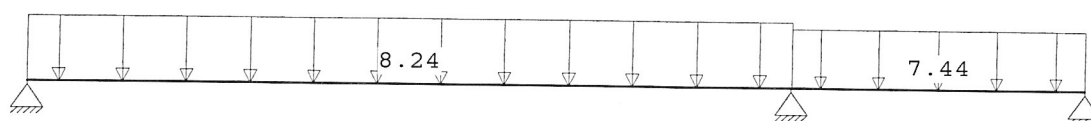
Relatieve vochtigheid : 80%

GEOMETRIE



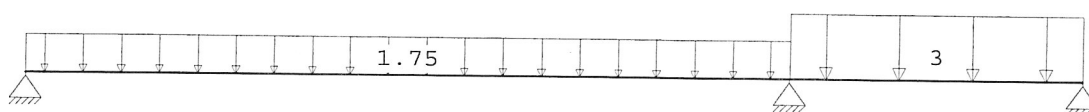
VELDBELASTINGEN

B.G:1 Permanent



VELDBELASTINGEN

B.G:2 Veranderlijk



Project.....: Vloer kern

Onderdeel.....:

BELASTINGCOMBINATIES

BC Type	BG	Factor	BG	Factor	BG	Factor	BG	Factor	BG	Factor
1 Fund.	1	1.20	2	1.50						
2 Fund.	1	1.35								
3 Inc.	1	1.00	2	1.00						
4 Mom.	1	1.00	2	0.60						
5 Perm.	1	1.00								

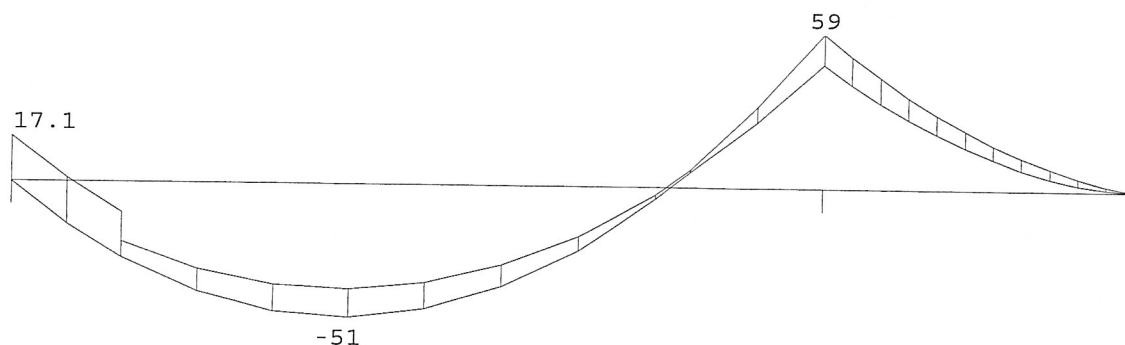
GUNSTIGE WERKING PERMANENTE BELASTINGEN

BC Velden met gunstige werking

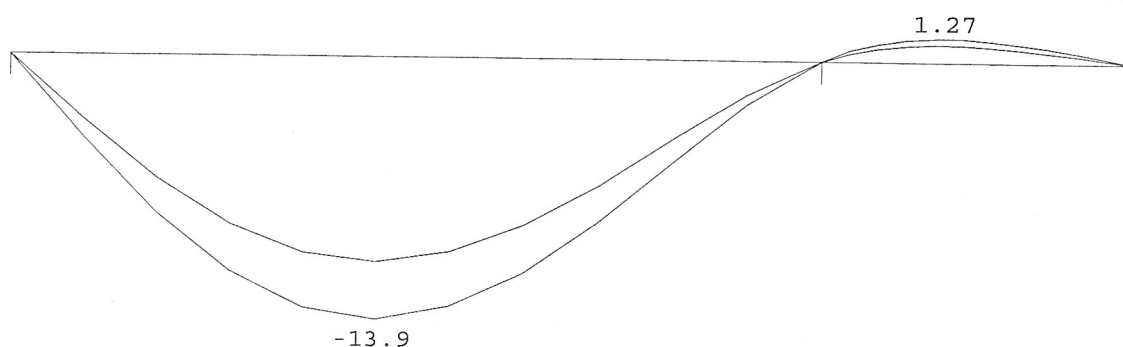
- 1 Geen
- 2 Geen

OMHULLENDE VAN DE FUNDAMENTELE COMBINATIES**MOMENTEN**

Fundamentele combinatie

**VERPLAATSINGEN [mm]**

Fundamentele combinatie

**REACTIES**

Fundamentele combinatie

Stp	Fmin	Fmax	Mmin	Mmax
1	28.21	35.80	-0.00	0.00
2	73.59	88.91	-0.00	0.00
3	-7.41	-1.38	-0.00	0.00

Project.....: Vloer kern

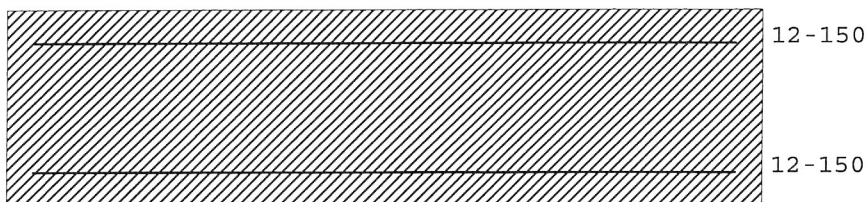
Onderdeel.....:

PROFIELGEGEVENS Vloer [N] [mm] t.b.v. profiel:1 B*H 1000*260**Algemeen**

Materiaal	: C28/35		
Oppervlak	: 2.600000e+005	Traagheid	: 1.4647e+009
Staaftype	: 0:normaal	Vormfactor	: 0.00

Doorsnede

breedte : 1000 hoogte : 260 zwaartepunt tov onderkant : 130
Referentie : Boven



Fictieve dikte : 206.3

Betonkwaliteit element	: C28/35	Kruipcoëf.	: 2.400
Staalkwaliteit hoofdwapening	: 500	ϵ_{su}	: 2.75
Staalkwaliteit beugels	: 500		
Bundels toepassen	: Nee		
Geprefabriceerd element	: Nee		

Betondekking		Boven	Onder
Milieu	:	XC4	XC4
Afwerking	:	1:Controleerbaar.	2:Oncontroleerbaar.
Gekozen (minimum) dekking	:	30 (25)	30 (30)
Verlaging van 5mm toepassen	:	Nee	Nee
Grootste korrel	:	31.5	

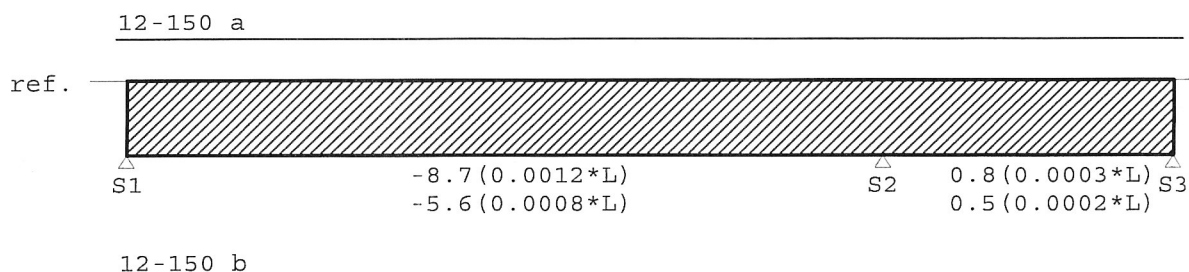
Wapening		Boven	Onder
Basiswapening buitenste laag	:	12-150	12-150
Basiswapening 2e laag	:		
H.o.h.afstand 2e laag	:	0	0
Automatisch verhogen basiswap.	:	Nee	Nee
Bijlegdiameters	:	8;10;12	8;10;12
Bijlegwapening in	:	1ste laag	1ste laag
Diameter nuttige hoogte	:	12.0	12.0
Hoofdwapening laag	:	1	1
diameter verdeelwapening	:	6.0	6.0
Min.tussenruimte	:	50	50

Beugels

Voorkeur h.o.h. afstand	: 300;150;100;75;60;50		
Beugeldiameter	: 8	Minimale h.o.h. afstand:	50
Betonkwaliteit	: C28/35		
Breedte t.b.v. dwarskracht	: 1000	Hoogte t.b.v. dwarskr:	260
Aantal beugelsneden per beugel	: 2	A0 (art.8.2.3.1)	: 0

Hoofdwapening

Fundamentele combinatie

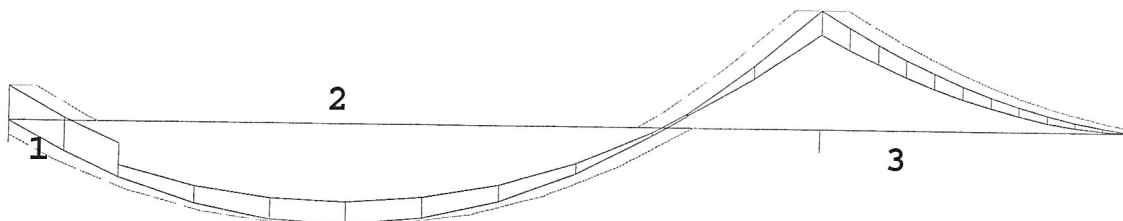


Project.....: Vloer kern

Onderdeel.....:

Md dekkingslijn

Fundamentele combinatie



Hoofdwapening

Geb.	Pos. [mm]	M_d [kNm]	z B/O [mm]	Ab [mm ²]	Aa [mm ²]	Basiswapening +Bijlegwapening	Opm.
3	S2+0	59.10	159 Bov	626	755	12-150	
2	S1+2861	-51.21	159 Ond	541	755	12-150	

Scheurvorming

Geb.	Pos. [mm]	M_{rep} [kNm]	B/O	σ_s [N/mm ²]	art.	s opt.	s max.	ϕ_{km} opt.	ϕ_{km} max.	σ_b opt.	σ_b max.	Opm.
2	S1+2861	-40.88	Ond	251.1	8.7.2	150	169	12.0	14.9			
3	S2+0	47.20	Bov	290.0	8.7.2	150	141	12.0	15.5			

Verloop hoofdwapening

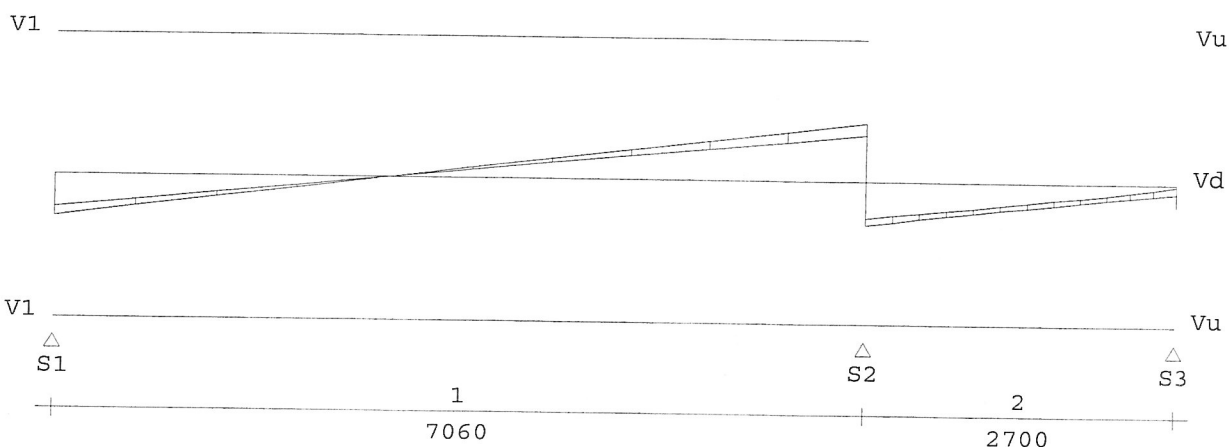
Merk	B/O	Wapening	Vanaf [mm]	Tot [mm]	Lengte [mm]	$L_{v,begin}$ [mm]	$L_{v,eind}$ [mm]
a	Boven	12-150	S1-100	S3+85	9945	100	85
b	Onder	12-150	S1-70	S3+70	9900	70	70

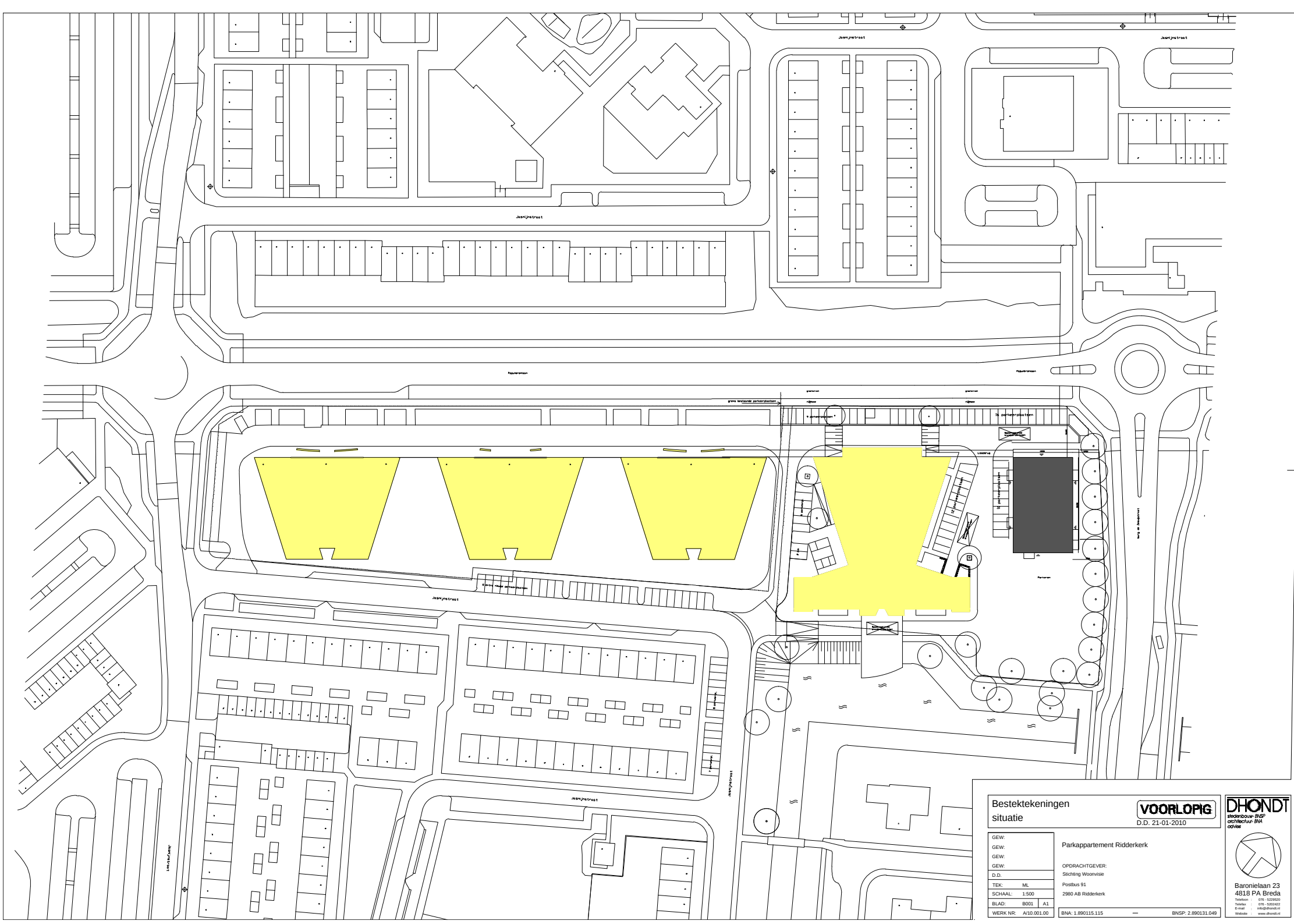
Opmerkingen

Alle maten zijn inclusief verschuiving van de m-lijn en verankering

DWARSKRACHTEN

Fundamentele combinatie





Bestektekeningen
situatie

VOORLOPIG
D.D. 21-01-2010

GEW:
GEW:
GEW:
D.D.
TEK: ML
SCHAAL: 1:500
BLAD: B001 AL
WERK NR: A/10.001.00

Parkappartement Ridderkerk

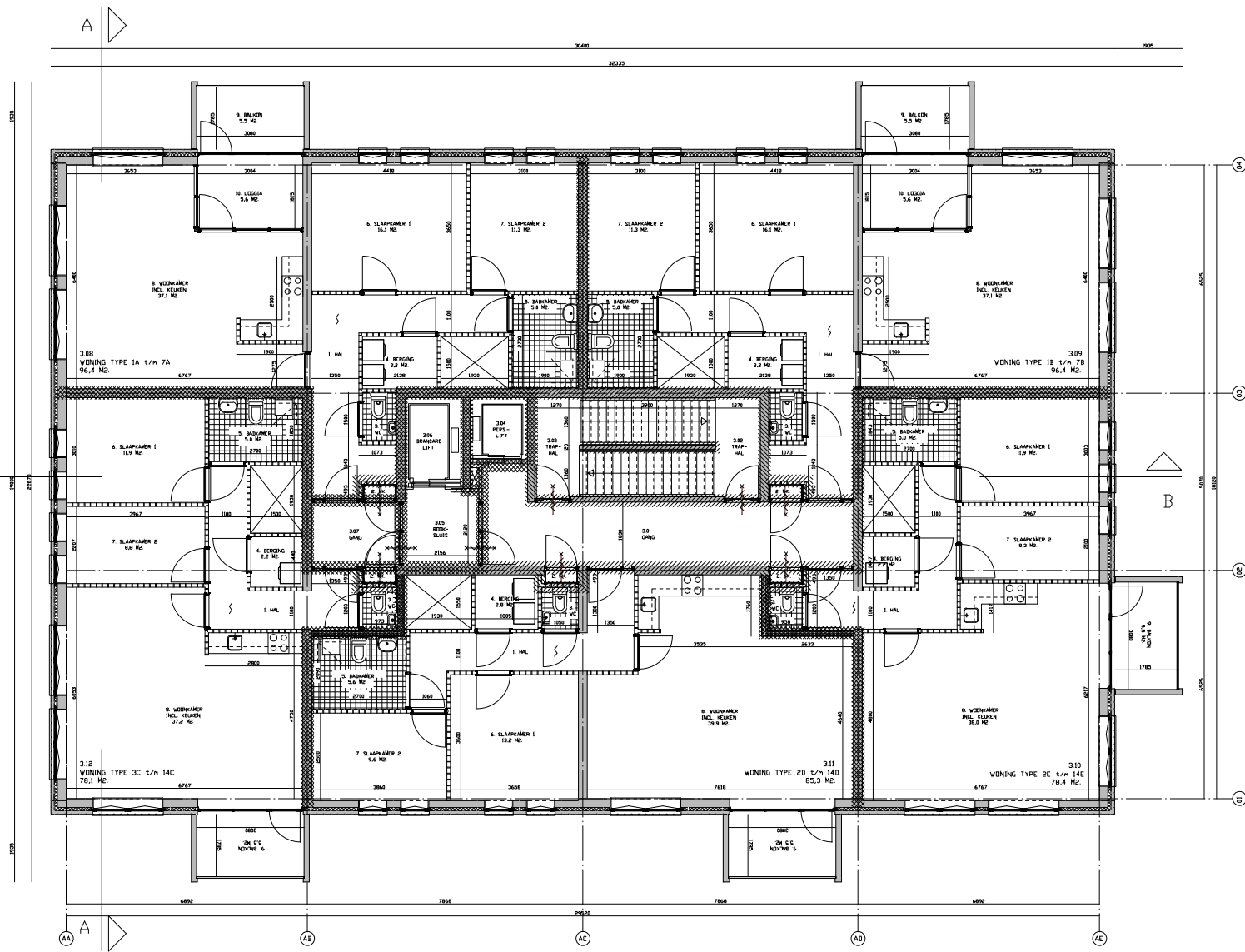
OPDRACHTGEVER:
Stichting Woonvisie
Postbus 91
2980 AB Ridderkerk

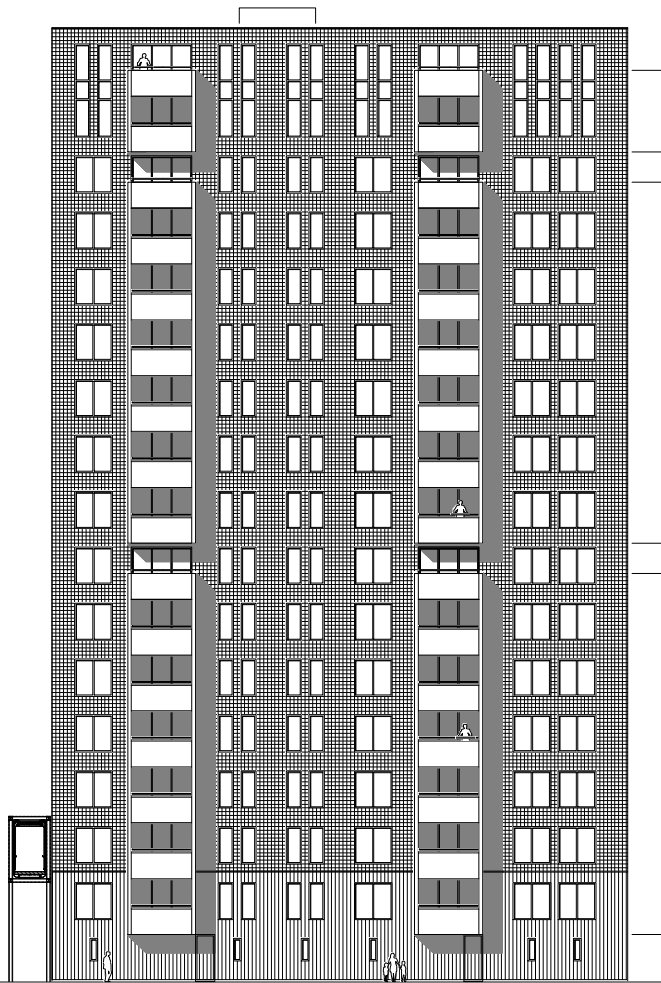
BNA: 1.890115.115

BNSP: 2.890131.049

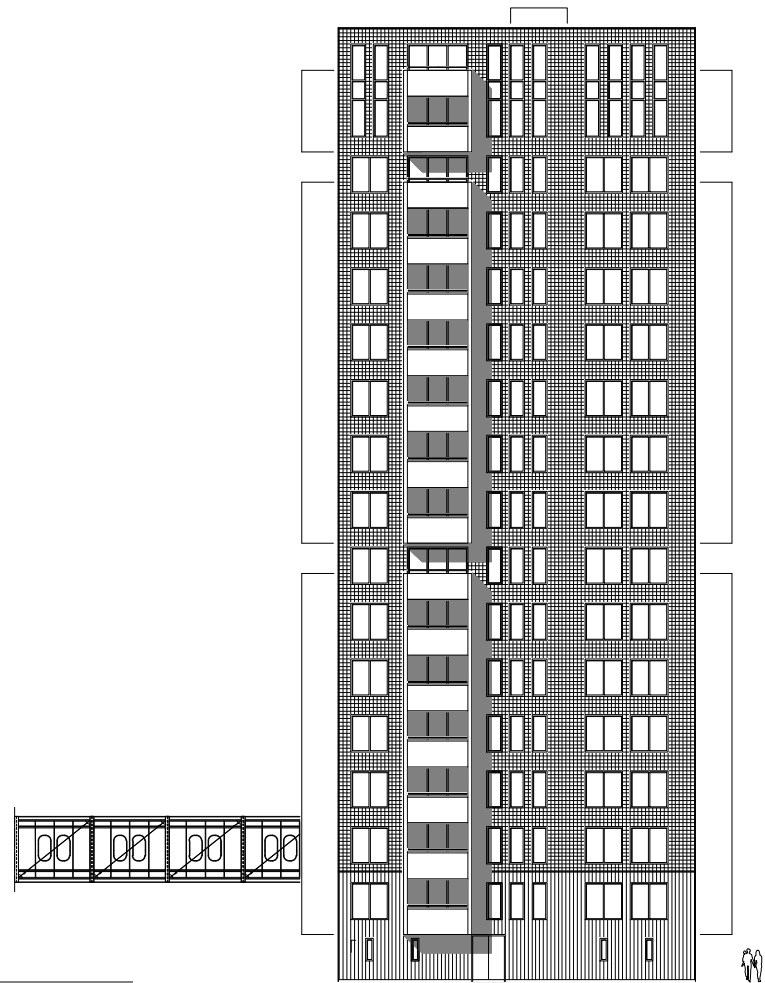
DHONDT
stedenbouw BNP
architectuur BNA
advies

Baronielaan 23
4818 PA Breda
Telefoon: 016-5226200
Telefax: 016-5252422
E-mail: info@dhondt.nl
Website: www.dhondt.nl

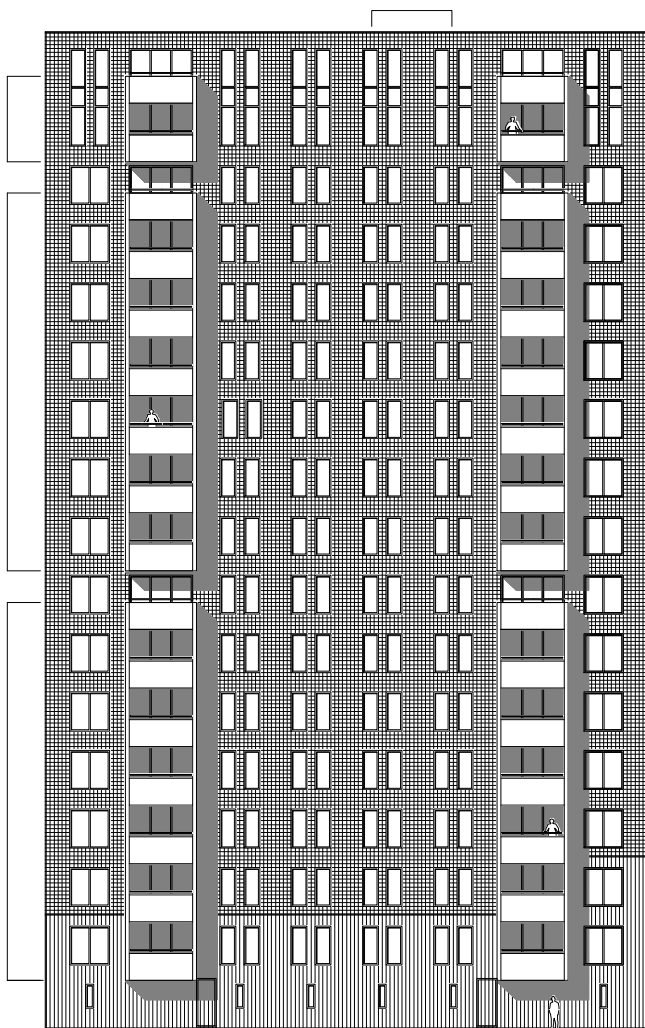




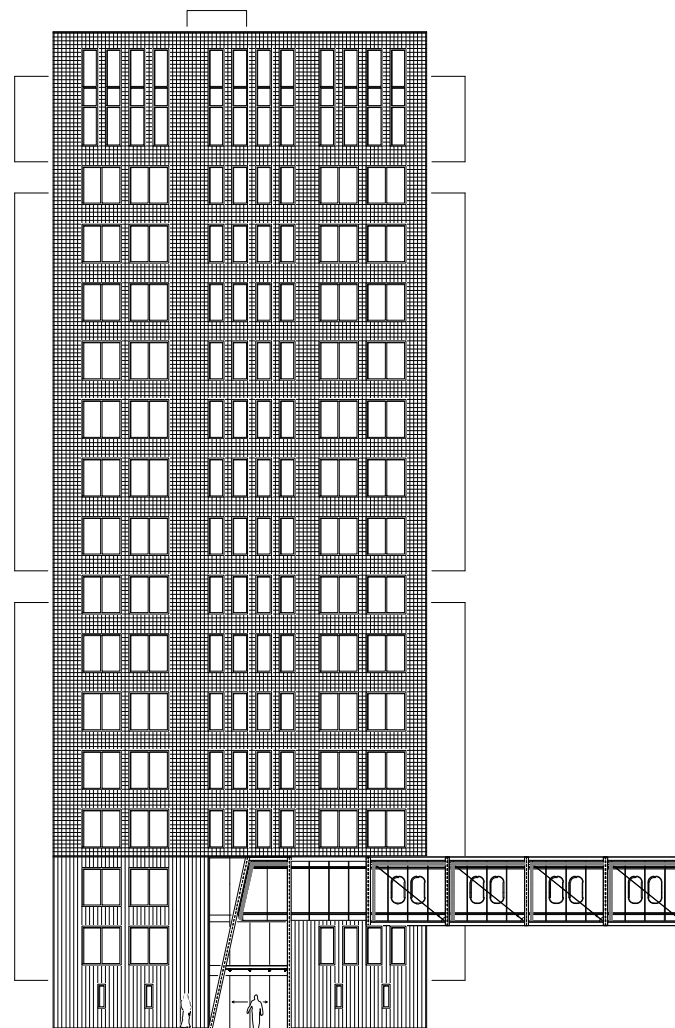
zuidwest gevel



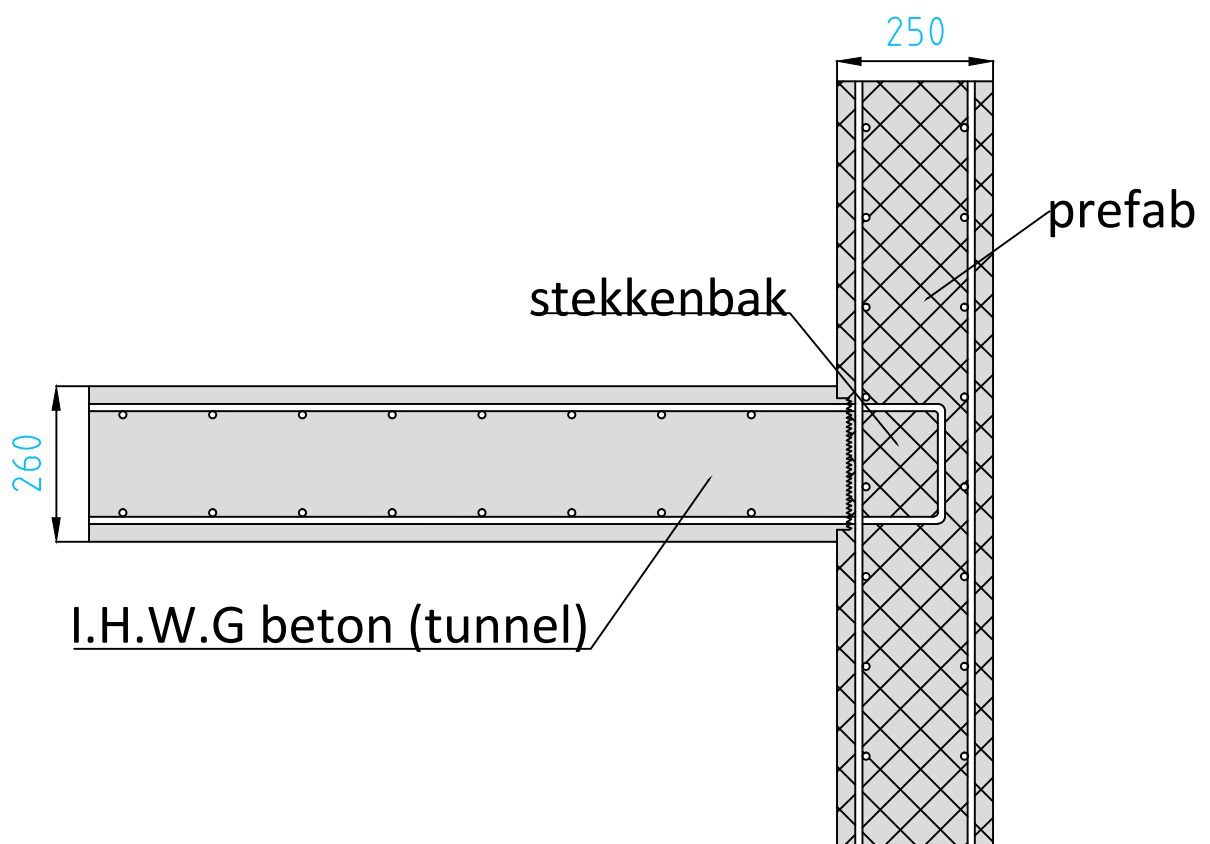
zuidoost gevel



noordoost gevel



noordwest gevel





Vertanding

De stalen bak met geprofileerde rug zorgt voor een optimale overdracht van de dwarskracht ter plaatse van de aansluiting.

Veilig

De HALFEN stekkenbak HBT wordt in Nederland geleverd met KOMO-certificaat. In de documentatie zijn de opneembare capaciteiten overzichtelijk en uitgebreid aangegeven.

Ideaal

De kleine bakhoogtes (24 en 30 mm) zijn ideaal voor bouwdelen met een geringe betondekking, bijvoorbeeld bij prefab betonelementen.



Project	Woontoren Parkzicht
Onderdeel	Scia engineer
Omschrijving	Constructie woontoren
Auteur	-

1. Project

Nationale norm	NEN
Constructie	Algemeen XYZ
Aantal knopen :	516
Aantal staven :	34
Aantal platen :	294
Aantal gebruikte doorsneden :	1
Aantal belastinggevallen :	3
Aantal gebruikte materialen :	2
Project	Woontoren Parkzicht
Onderdeel	Scia engineer
Omschrijving	Constructie woontoren
Gravitatieversnelling [m/sec ²]	9,810
Versie	Scia Engineer 9.0.158
Functionaliteit	Bedding Soilin
Combi omschrijving	Belastingfactoren : Gamma f;g - fund. combi 2 1.35 Gamma f;g - fund. combi 1 1.20 Gamma f;g - gunstig 0.90 Gamma f;q 1.50 Levensduur 50 NEN - momentaan factor 0.50 Model factor 'Wateraccumulatie' 1.30

2. Materialen

Type	Beton
Naam	C28/35
Massa eenheid [kg/m ³]	2500,00
E-mod [MPa]	3,1000e+04
Karakteristieke kubusdruksterkte (f _{ck}) [MPa]	35,00
Gemiddelde treksterkte [MPa]	2,80
Cementklasse	32.5
Representatieve treksterkte (f _{brep}) [MPa]	1,96
Rekenwaarde van de druksterkte (f' _b) [MPa]	21,00
Rekenwaarde van de treksterkte (f _b) [MPa]	1,40
Gemiddelde treksterkte (f _{bm}) [MPa]	2,74

Type	Beton
Naam	C45/55
Massa eenheid [kg/m ³]	2500,00
E-mod [MPa]	3,6000e+04
Karakteristieke kubusdruksterkte (f _{ck}) [MPa]	55,00
Gemiddelde treksterkte [MPa]	3,80
Cementklasse	32.5
Representatieve treksterkte (f _{brep}) [MPa]	2,66
Rekenwaarde van de druksterkte (f' _b) [MPa]	33,00
Rekenwaarde van de treksterkte (f _b) [MPa]	1,90
Gemiddelde treksterkte (f _{bm}) [MPa]	3,72

3. Belastinggevallen

Naam, Omschrijving, Actie type, Belastingtype	BG1	Permanent	Permanent	Standaard
Naam, Omschrijving, Actie type, Belastingtype	BG2	Veranderlijk	Variabel	Statisch
Naam, Omschrijving, Actie type, Belastingtype	BG3	Wind	Variabel	Statisch

4. Combinaties

Naam	Omschrijving	Type	Belastinggevallen	Coëff. [-]
Combi1	UGT1	NEN - UGT	BG1 - Permanent	1,20
			BG2 - Veranderlijk	1,50
			BG3 - Wind	-1,50
Combi2	UGT 2	NEN - UGT	BG1 - Permanent	1,20
			BG2 - Veranderlijk	1,50
			BG3 - Wind	1,50
Combi3	UGT 3	NEN - UGT	BG1 - Permanent	0,90
			BG3 - Wind	-1,50
Combi4	UGT 4	NEN - UGT	BG1 - Permanent	0,90
			BG3 - Wind	1,50
Combi5	UGT 5	NEN - UGT	BG1 - Permanent	1,35
Combi6	BGT 1	NEN - BGT	BG1 - Permanent	1,00
			BG2 - Veranderlijk	1,00
			BG3 - Wind	-1,00
Combi7	BGT 2	NEN - BGT	BG1 - Permanent	1,00
			BG2 - Veranderlijk	1,00
			BG3 - Wind	1,00
Combi8	BGT 3	NEN - BGT	BG1 - Permanent	1,00
			BG3 - Wind	-1,00
Combi9	BGT 4	NEN - BGT	BG1 - Permanent	1,00
			BG3 - Wind	1,00

5. Solver- en netinstellingen

Type solver	Direct
Maximaal toelaatbare verplaatsing [mm]	1000,0
Maximaal toelaatbare rotatie [mrad]	100,0
Maximum aantal iteraties	50
Minimum afstand tussen twee punten [m]	0,001
Gemiddelde grootte van 2D element/gekromd element [m]	0,500
Gemiddeld aantal tussenpunten op 1D element	1
Minimum lengte van staafelement [m]	0,100
Maximum lengte van staafelement [m]	100,000
Gemiddelde grootte van kabels, staven op elastische bedding, niet-lineaire grondveer [m]	1,000
Grond combinatie	Geen
Max. grond interactie stap	10
Afm. van grond oppervlak element [m]	0,500
C1x [MN/m ³]	1,0000e-01
C1y [MN/m ³]	1,0000e-01
C1z [MN/m ³]	1,0000e+01
C2x [MN/m]	5,0000e+00
C2y [MN/m]	5,0000e+00

Plan Van Aanpak

Woontoren Parkzicht te Ridderkerk

Auteur:
Marco Bosma
Billal Hajji

Titelblad

Afstudeercoördinator:	E.J. Gouma
Begeleidende docenten:	H.B.J. Wessels A. Dolfing
Afstudeerbedrijf:	Raadgevend ingenieursbureau Van Rossum b.v. Kerkstraat 97 Postbus 105 1300 AC Almere tel: (036) 5311504 fax: (036) 5311186
Afstudeerbegeleider:	ing. E.C. Jonker Constructeur/Projectleider e.jonker@vanrossumbv.nl
Studenten:	Marco Bosma s1001277 marcobosma89@hotmail.com Billal Hajji S1004031 Billalhajji89@msn.com
Datum van vrijgave:	28 mei 2010

Inhoudsopgave

1	INLEIDING	4
1.1	AANLEIDING	4
1.2	BIJSTELLING	4
1.3	OPBOUW VAN HET PLAN VAN AANPAK	4
2	PROJECTOPDRACHT	5
2.1	PROJECTOMGEVING	5
2.2	DOELSTELLING VAN HET PROJECT	5
2.3	OPDRACHTFORMULERING	5
2.4	RANDVOORWAARDEN	6
2.5	CRUCIALE SUCCESFACTOREN	6
3	AANPAK	7
4	PROJECTINRICHTING	8
4.1	ORGANISATIE	8
4.2	PERSONEEL	8
4.3	ADMINISTRATIE	8
4.4	FINANCIERING	8
4.5	INFORMATIE	8
4.6	TECHNIEK	8

1 Inleiding

Dit rapport betreft een plan van aanpak voor ons afstudeerproject woontoren Parkzicht. Het project wordt uitgevoerd door een tweetal Bouwkunde studenten van de Hogeschool Windesheim.

1.1 Aanleiding

Het afstudeerproject wordt gemaakt in opdracht van raadgevend ingenieursbureau Van Rossum bv. Aanleiding voor dit project is de herontwikkeling van het zorgcentrum Riederborgh in Ridderkerk. Hier wordt op de plek waar voorheen het oude hoofdgebouw was gesitueerd een nieuwe woontoren gebouwd, deze woontoren heet "Parkzicht". Van Rossum wil graag onderzoeken of de constructie verder geoptimaliseerd kan worden en kijken of bepaalde facetten van het gebouw beter ingepast kunnen worden.

1.2 Bijstelling

In samenhang met de begeleiders uit zowel de Hogeschool Windesheim als uit Van Rossum, wordt het plan van aanpak beoordeeld en in de voortgang van het afstudeerproject zo nodig bijgesteld.

1.3 Opbouw van het plan van aanpak

Volgens de volgende punten wordt het plan van aanpak opgebouwd.

- Projectopdracht
- Aanpak
- Projectinrichting en voorwaarden

2 Projectopdracht

In dit hoofdstuk wordt de projectopdracht in een duidelijke beeld gebracht. Deze zaken worden in "opdrachtgevers bewoordingen" aan de orde gesteld.

2.1 Projectomgeving

Het beschouwingsgebied beperkt tot de woontoren Parkzicht van het zorgcentrum Riederborgh in Ridderkerk en zal zich voornamelijk op de constructie van het gebouw richten.

2.2 Doelstelling van het project

Van Rossum wil een beter beeld krijgen van de mogelijkheden voor de optimalisatie van het gebouw om zo mogelijk de kosten van het gebouw omlaag te brengen.

2.3 Opdrachtformulering

Doel van het onderzoek is het optimaliseren van de constructie en daarmee de kosten zo mogelijk te reduceren.

Op te leveren producten

- Onderzoek bouwmethodiek
 - Vergelijking verschillende bouwmethodieken
 - Kostenvergelijking
- Constructieve ontwerp tekening (schetsmatig)
- Gewichtberekening
- Stabiliteitsberekening
 - Windbelasting
 - Windtrillingen
 - Kern-/schijfberekening
 - Spreadsheets maken
- Sterkteberekening van diverse constructiedelen.
 - Vloeren
 - Funderingsplaat
- Moduleren en rekenen met Scia engineer(3D)
 - Vergelijking met handberekening

In principe beperkt dit rapport zich alleen op boven genoemde punten. Eventuele aanvulling of aanpassing aan deze punten kunnen in een later stadium worden bijgesteld.

2.4 Randvoorwaarden

Het constructief ontwerp is gebonden aan het programma van eisen van de opdrachtgever. Dit betekent er geen zichtbare veranderingen aan het ontwerp mogen gemaakt.

Dit project moet binnen 16 weken afgerond zijn.

2.5 Cruciale succesfactoren

Om dit project tot een goed einde te brengen is het van belang dat de projectleden zich houden aangemaakte afspraken, zoals werken volgens de planning en zich volledig inzetten voor het project. Ook is het van belang dat er een goede continue begeleiding is zowel vanuit Hogeschool Windesheim als vanuit ingenieursbureau Van Rossum.

3 Aanpak

Het rapport zal stapsgewijs worden opgebouwd volgens activiteiten. Onder begeleiding wordt de voortgang van het rapport bewaakt. Hieronder wordt besproken wat per activiteit behandeld zal worden.

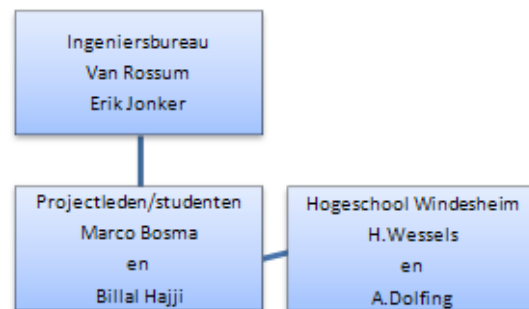
- **Onderzoek bouwmethodieken**
Hier zal worden onderzocht welke bouwmethodieken het meest geschikt zijn voor de woontoren Parkzicht. Hierbij wordt vooral gelet op de constructieve aspecten van de relevante bouwmethoden en deze worden vergeleken op verschillende factoren.
- **Constructieve ontwerp tekening**
De ontwerp tekeningen zullen schetsmatig laten zien wat de constructieve opbouw van het gebouw zal zijn. Hierbij wordt in het kort het ontwerpproces in kaart gezet.
- **Gewichtsberekening**
De gewichtsberekening is essentieel voor het maken van een berekening. Hierbij wordt onderzocht hoe de belastingen zullen verlopen in het gebouw.
- **Stabiliteitsberekening**
Dit punt heeft in het afstudeerrapport een cruciale rol. De stabiliteit van een dergelijk gebouw is uiterst complex om te optimaliseren. Hierbij wordt gekeken naar de windbelastingen op de gevel en de hierdoor veroorzaakte windtrillingen. Deze aspecten worden meegenomen in de kern-/schijfberekening. Om de stabiliteitsberekening te maken worden verschillende spreadsheets ontwikkeld welke het maken van een dergelijke berekening efficiënter maken.
Ook worden de sterkte en stijfheid van de constructie meegenomen in de berekening.
- **Moduleren en rekenen met Scia Engineer(3D)**
Het rapport gaat naast de handberekeningen ook een berekening maken met de rekenprogrammatuur Scia Engineer. Deze berekeningen worden met elkaar vergeleken.

4 Projectinrichting

Het doel van een goede projectinrichting is het inzichtbaar maken van de wijze waarop de projectleden van plan zijn het project in te richten om de opdracht uit te voeren. In dit rapport wordt volgens de structuur OPAFIT duidelijk aangegeven hoe de inrichting in dit project geregeld is.

4.1 Organisatie

De opdrachtgever voor dit project is Van Rossum. Zij hebben de taak om de studenten te begeleiden in het traject van dit afstudeerproject. De begeleider die vanuit Van Rossum naar voren komt is Erik Jonker, hij is constructeur/projectleider. De begeleiding vanuit Hogeschool Windesheim heeft de taak de studenten te begeleiden en te sturen waar nodig. De begeleiders vanuit school zijn: H. Wessels en A. Dolfing. De studenten Marco Bosma en Billal Hajji zijn verantwoordelijk voor het eindresultaat. Voor het organogram zie figuur 4.1.



Figuur 4.1 Organogram

4.2 Personeel

Personeel in deze zijn de studenten. Zij hebben de opdrachten gekregen van ingenieursbureau Van Rossum en moeten de gewenste inzet en beschikbaarheid hebben om dit project naar een gewenst resultaat te kunnen brengen.

4.3 Administratie

De studenten zijn verantwoordelijk voor het bijhouden van de planning, notuleren bij vergaderingen en bijbehorende zaken.

4.4 Financiering

Er is afgesproken met ingenieursbureau Van Rossum om de studenten tijdens het afstuderen geen vergoeding te geven om de onafhankelijkheid te bevorderen. Daarnaast mogen de student eenmaal per week gebruiken van een werkplek bij het kantoor in Almere, begeleiding van Erik Jonker(constructeur) en gebruik maken van benodigde software

4.5 Informatie

De benodigde literatuur is aanwezig bij ingenieursbureau Van Rossum en is beschikbaar als naslagwerk. Daarnaast hebben de studenten hun eigen literatuur.

4.6 Techniek

Ingenieursbureau Van Rossum heeft twee werkplekken beschikbaar gesteld om eenmaal per week te gebruiken. Hier is ook alle benodigde software aanwezig zoals: Scia engineer, Technosoft, AutoCAD en microsoft office.