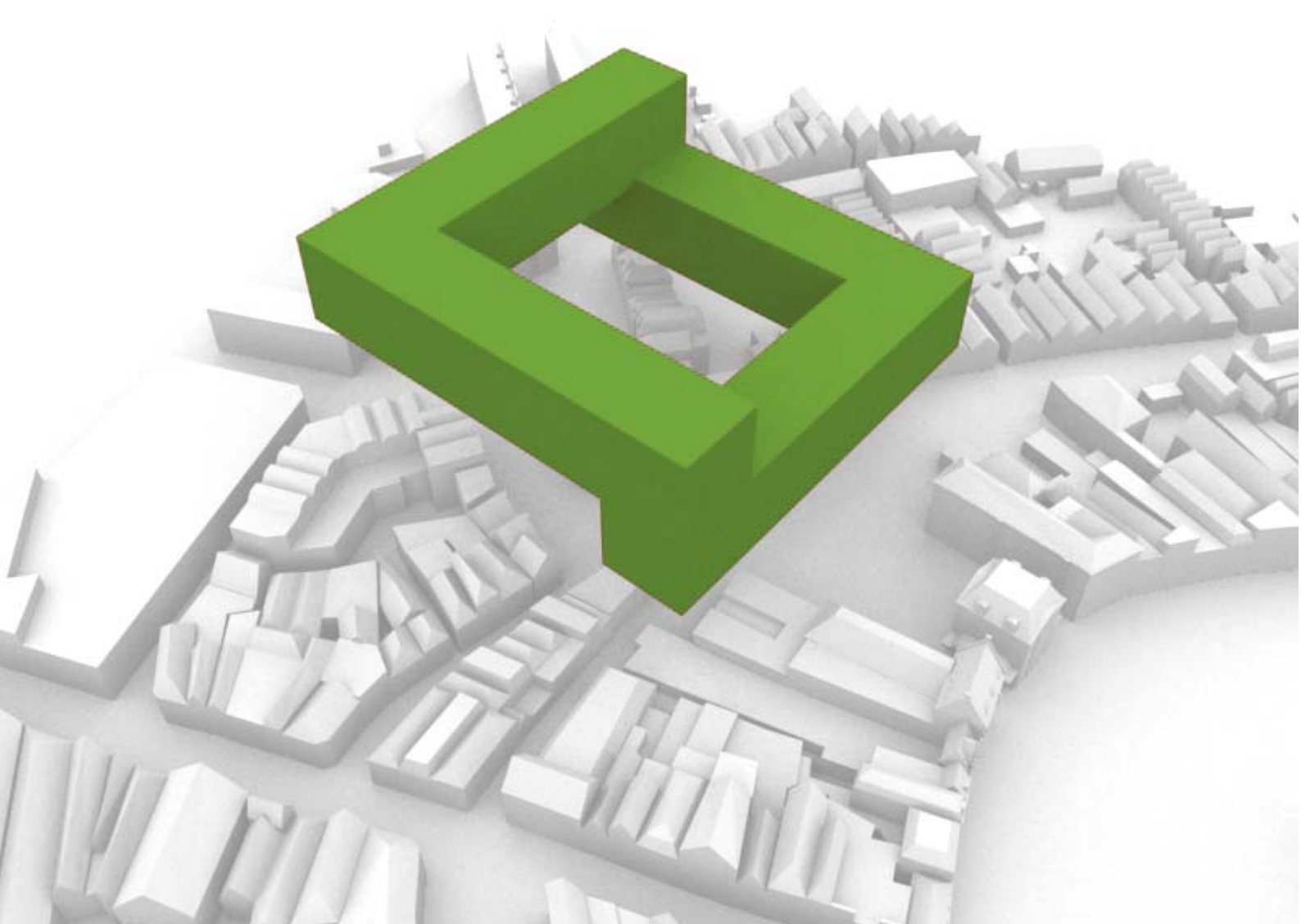


Afstudeerrapport

Zwevend Stadhuis Gouda
november 2006



Student: Joris Veerman
Studienr: 1041339
Straat: kanaalweg 24
Postcode: 2628 EC Delft
Email: joris.veerman@gmail.com
Tel: 06-14506622



Inhoudsopgave

1	Probleem afbakening	1
1.1	Inleiding.....	1
1.2	Commissie	2
1.3	Projectbeschrijving	3
1.4	Beschrijving van het uitgangspan	4
1.5	Stedenbouwkundige aspecten	6
2	Analyses	7
2.1	Inleiding.....	7
2.2	Uitvoeringsaspecten.....	8
2.3	Logistiek naar bouwplaats.....	10
2.4	Constructieve aspecten vanuit de omgeving.....	12
2.5	Zonlicht receptie van omgeving.....	16
2.6	Daglicht receptie van omgeving	20
2.7	Vormstudies	34
2.8	Conclusie van analyses.....	40
3	Alternatieve ontwerprichting.....	41
3.1	Inleiding.....	41
3.2	Hoofddraagconstructie	42
3.3	Incremental launching	44
3.4	Globale kwantitatieve controle.....	48
3.5	Conclusie	53
4	Uitwerking van het primaire ontwerp	54
4.1	Inleiding.....	54
4.2	Daglicht en bezonning.....	55
4.3	Systeemkeuze voor superstructuur	60
4.4	Binnenconstructie.....	66
4.5	Externe en interne stabiliteit	75
4.6	Context gerelateerd draadmodel	82
4.7	Controleberekening van de superstructuur.....	87
4.8	Detallering	107
4.9	Montage	118
4.10	Conclusies	130
4.11	Aanbevelingen	131

1 Probleem afbakening

1.1 Inleiding

Dit is de verslaglegging van het afstuderen van de auteur aan de faculteit Civiele Techniek aan de TUDelft. Het handelt over de technische en bouwfysische optimalisatie en uitwerking van een voorstel voor de uitbreiding van het stadhuis in Gouda.

Het verslag is uit vier delen opgebouwd:

In het eerste hoofdstuk wordt kort de organisatie van dit afstuderen besproken, en wordt het initiele ontwerpvoorstel uitgelegd dat als uitgangspunt is genomen voor de optimalisatie. Daarna wordt uiteengezet wat de scope van dit afstuderen was.

In het tweede hoofdstuk worden de parameters waarnaar geoptimaliseerd wordt, onderworpen aan een brede kwalitatieve analyse, dit zijn onderwerpen als daglichttoetreding, bezonning, montage en constructie.

In het derde hoofdstuk wordt kort een alternatieve oplossingsstrategie uiteengezet die de ontruiming van de onderliggende bebouwing zoveel mogelijk minimaliseert, en toch zoveel mogelijk van de kwaliteiten van het hoofdontwerp behoudt.

In het laatste hoofdstuk wordt de optimalisatie van het initiele ontwerp uiteengezet, en wordt dat ontwerp vervolgens verder uitgewerkt op constructieve en montage-technische aspecten.

1.2 Commissie

In de afstudeercommissie nemen zitting:

voorzitter/constructie

naam: prof.dipl.-ing JNJA Vambersky
kamer: 1.53 ST2 CiTG
tel: 015 2785488
mail: JNJA.Vambersky@citg.tudelft.nl

constructie

naam: prof.ir. L.A.G. Wagemans
kamer: 3.13 CiTG
tel: 015 2784752
mail: L.A.G.Wagemans@CiTG.TUdelft.NL

constructie/montage

naam: prof.ir J. Berenbak
kamer: 7.02 BK
tel: 015-2784132
mail: J.Berenbak@bk.tudelft.nl

stedenbouw

naam: ir OR Diesfeldt
kamer: 4.50 BK
tel: 015 2788565
mail: O.R.Diesfeldt@bk.tudelft.nl

stedenbouw

naam: ir HJ Engel
kamer: 4.09 BK
tel: 015 2784077
mail: H.J.Engel@bk.tudelft.nl

Externe adviseurs

De volgende mensen ben ik zeer erkentelijk voor hun kritiek op mijn voorstellen;

ir	JWJ de Vries	beschaduwng
ir	A. Schuur	installaties
dr	GJ de Bruin-Hordijk	beschaduwng
ir	HR de Boer	reflecterende gevel
prof ir	FSK Bijlaard	verbindingen

1.3 Projectbeschrijving

Dit afstuderen vindt plaats binnen het kader van een project in Gouda:

Architecten: Henk Engel en Otto Diesfeldt, afdeling Architectuur,
faculteit Bouwkunde, TU Delft

"De gemeente Gouda bezint zich sinds twee jaar op de herhuisvesting van het politieke en bestuurlijke centrum van de gemeente. Er is een herhuisvestingsplan gemaakt en een globaal programma van eisen vastgesteld van in totaal ca 20.000 m² BVO. Het gemeentebestuur heeft in juni 2004 in principe een voorkeur uitgesproken voor de stationslocatie, aan de noordzijde van het spoor. Het is opmerkelijk dat bij het locatieonderzoek een uitbreiding in de nabijheid van het bestaande stadhuis op de markt niet onder de loep is genomen. Daaraan kleven inderdaad enige bezwaren, zoals de bereikbaarheid voor auto's en de beschikbaarheid van de grond, maar het voornaamste bezwaar lijkt de situering in het hart van de historische binnenstad."

Opdracht binnen project

Focus van dit afstuderen is het 'Kwadrant' (zie volgende pagina), een kantoorgebouw op vier steunpunten, dat boven de daken van de bestaande bebouwing zweeft.

Hierin wordt het ambtenarenapparaat gehuisvest (backoffice).

Het kwadrant zweeft boven de bestaande bebouwing vanwege het ruimtegebrek in het centrum, en vanwege het stedenbouwkundige statement dat gewenst is.

De huidige uitwerking lijkt technisch echter niet volledig optimaal.

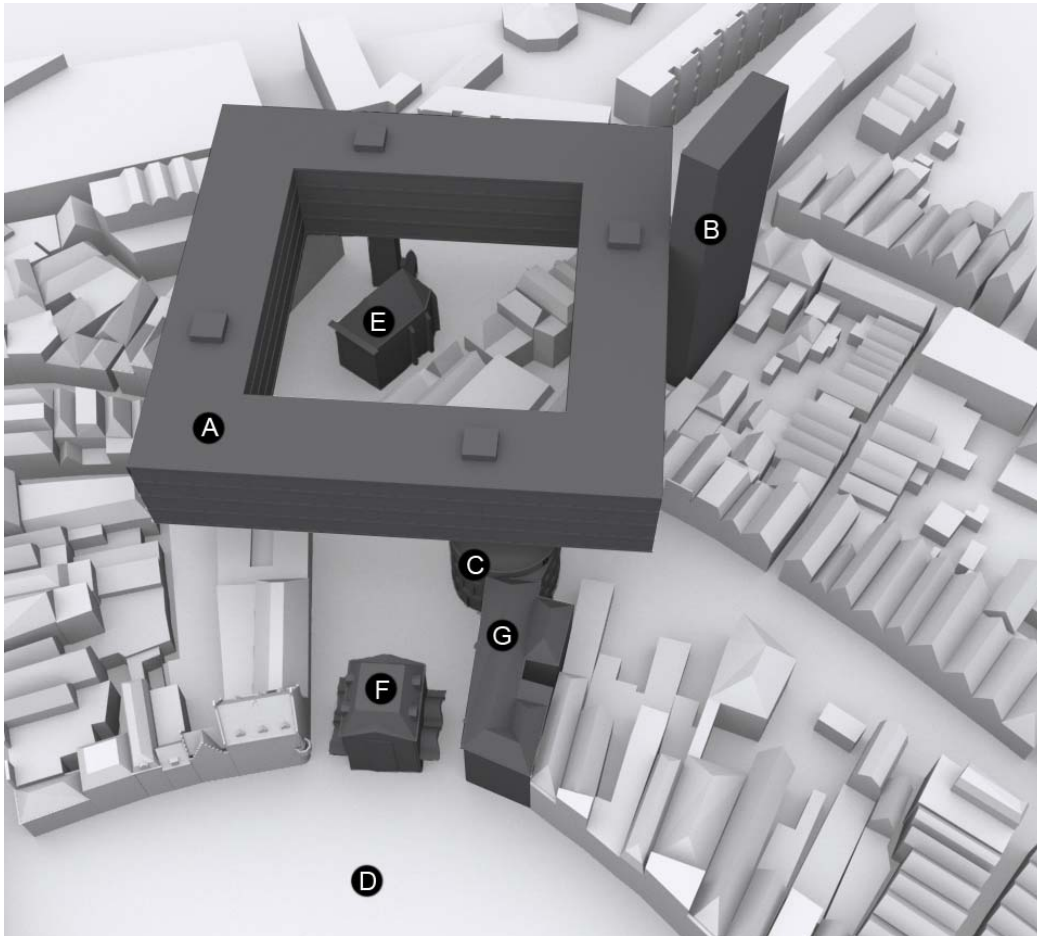
- Het uitbouwprincipe introduceert grote momenten op de kernen
- Het voorgestelde constructiesysteem van een vierendeelligger met uitkragende vloeren veroorzaakt waarschijnlijk te grote vervormingen
- Thermische vervormingen worden verhinderd in het huidige ontwerp
- Er is geen studie gedaan naar de consequenties voor de daglichtreceptie van de omgeving, of naar minimalisatie van die overlast

Het lijkt dus verstandig een stapje terug te doen vanaf het huidige plan:

Dat wil zeggen: te werken met een stedenbouwkundig wensenpakket in plaats van de huidige geometrische invulling daarvan. De doelstelling van dit afstuderen binnen het project is:

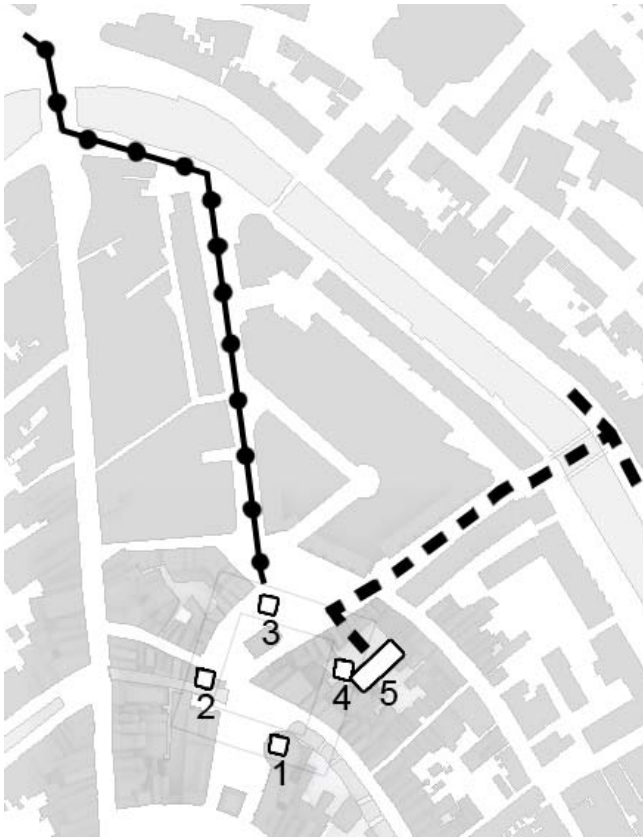
Het optimaliseren van het huidige ontwerp naar uitvoeringstechnische, constructieve en bouwfysische aspecten, waarbij de originele architectonische intenties zoveel mogelijk intact worden gelaten.

1.4 Beschrijving van het uitgangsplan



- A "Het Kwadrant"
Kantoor voor het ambtenaren apparaat (ca. 15600 m2 BVO)
- B "De Schijf"
Parkeermachine met 165 parkeerplaatsen
- C "De Trommel"
Kantoor voor Burgemeester & Wethouders
- D "De Rotonde"
Ondergrondse centrale publiekshal
- E "Agnietenkapel"
Expositieruimte en entree voor het Kwadrant
- F "De Waag"
Entree van centrale publiekshal
- G "Hotel de Zalm"

Bereikbaarheid

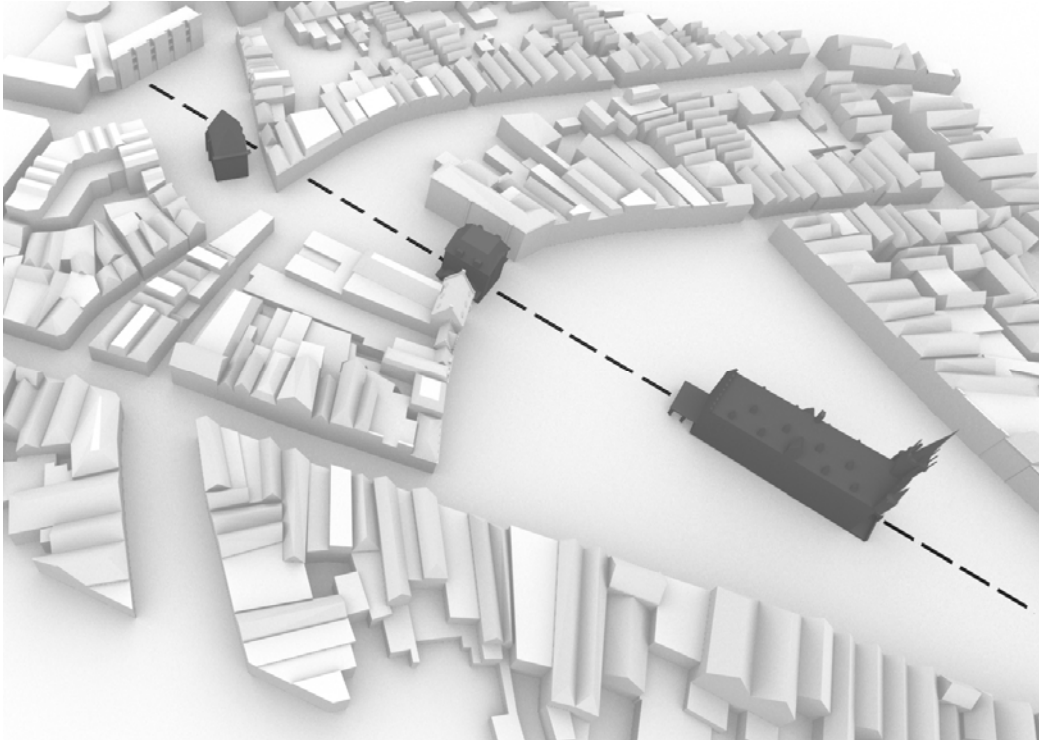


Het kwadrant ligt op ongeveer 600 meter van het stationsplein, dat is minder dan 10 minuten lopen (doorgetrokken stippenlijn). Maar aangenomen wordt dat ongeveer 70% van de werknemers met de fiets naar ingang 2 komt. Voor automobilisten is een nieuwe brug over de singel bedacht. Deze rijden naar de parkeermachine (5) via de stippellijn, en gaan dan via ingang 4 naar binnen.

- 1 Deze ingang is gekoppeld met het politiek café en het programma ten behoeve van Burgemeester en Wethouders, deze kern fungeert dus waarschijnlijk niet zozeer als ingang maar vooral als koppeling aan andere delen van het programma
- 2 Deze ingang is gekoppeld aan de fietsenstalling, en functioneert dus zuiver als een achteringang
- 3 Deze ingang is gekoppeld aan de agnietenkapel, die een functie krijgt als expositieruimte en bezoekersingang. Bij deze ingang is een duidelijke articulatie essentieel
- 4 Deze ingang is gekoppeld aan de parkeermachine, en is dus ook een achteringang.

Als de huidige andere programma onderdelen op hun plaats worden gelaten lijken dus alle ingangen redelijk gefixeerd. Ze moeten op zeer korte afstand blijven van de functie waaraan ze gekoppeld zijn, en moeten genoeg fysieke ruimte hebben om naar beneden te komen. Belangrijk hierbij is ook de eis dat elk vertrek maximaal 30 meter ligt van een brandveilige uitgang.

1.5 Stedenbouwkundige aspecten



Een van de belangrijkste wensen is het erkennen en versterken van de aanwezige stedelijke as. Deze stedelijke as wordt gevormd door drie monumentale gebouwen: v.r.n.l. het stadhuis, de waag en de agnietenkapel. Deze compositie heeft zich in de loop van eeuwen gevormd door een opeenstapeling van stedelijke interventies, en verleent een sterke identiteit aan deze plek in Gouda. Programmatisch hebben de monumenten hun maatschappelijk belang echter enigzins verloren. Het is dan ook niet onredelijk als misschien wel het belangrijkste gebouw van de stad, het nieuwe stadhuis, deze plek weer een programmatische impuls geeft, en bovendien voortbouwt op de traditie van op elkaar aansluitende interventies (zie hiervoor de publicatie overholland: ISBN 9058751546.) Verdere stedenbouwkundige aandachtspunten zijn:

- Het verdonkeren door overkluisen van de publieke ruimte kan een onveilig gevoel oproepen. Daartegen moeten maatregelen getroffen worden.
- De nieuwe kolommen en stabiliteits-elementen mogen het verkeer niet hinderen, en vice versa.
- De bezonning van publieke ruimte die nu zon ontvangt moet zo min mogelijk verder aangetast worden.
- De daglichttoetreding van onderliggende woningen moet zo min mogelijk verstoord worden.

2 Analyses

2.1 Inleiding

Deze eerste fase behandelt diverse omgevingsgebonden factoren die het gebouw beïnvloeden. De betreffende analyses zullen vooral kwalitatief van aard zijn. Dat is belangrijk om de scope zo breed mogelijk te houden, zodat beperkingen in analysemodellen geen beperkingen gaan vormen tot de optimalisatie van het ontwerp. Het doel is namelijk tot een integraal geoptimaliseerd ontwerp te komen, en niet tot een optimalisatie van enkele componenten.

Behandeld worden de aspecten:

- Uitvoering, montage en logistiek
- Krachtsafdracht en fundering
- Daglichttoetreding in onderliggende bebouwing
- Bezonning van de onderliggende ruimte

De analyses zullen worden afgesloten met een aantal vormstudies die de resultaten van de kwalitatieve analyses in acht nemen.

2.2 Uitvoeringsaspecten

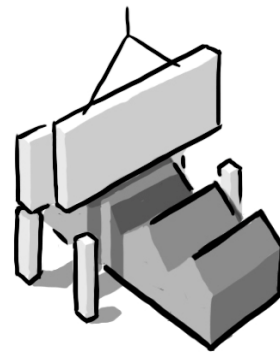
Bij de uitvoering van dit gebouw is vooral interessant hoe het deel van het programma gerealiseerd moet worden, dat boven bestaande bebouwing gepland is. Daarvoor zijn er globaal twee strategieën:

Bouwen op locatie

Er kan boven de bestaande bebouwing gemonteerd worden. Vanwege het gevaar van vallende bouwmaterialen moeten de onderliggende panden waarschijnlijk voor langere perioden ontruimd worden. De panden moeten bij voorkeur al onteigend worden omdat het wettelijk verboden is te bouwen boven andermans grond.

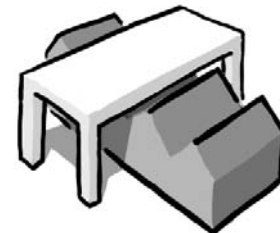
Hele overspanningen

De meest voor de hand liggende methode is het inhijzen van zo groot mogelijke moten die stabiel gestapeld kunnen worden. Problematisch is wel dat de moten zo zwaar kunnen worden dat de kraan die benodigd is om ze te tillen, niet past in de beperkte beschikbare ruimte tussen de bestaande bebouwing. Of dat de kraan niet meer weg kan rijden omdat de zojuist geplaatste moot in de weg staat.



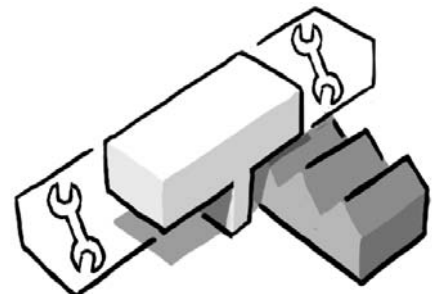
Bouwplatform

Een alternatief is de vakwerken op hoogte liggend te monteren op een bouwplatform en ze dan omhoog te kantelen naar hun uiteindelijke positie. Het probleem is echter dat het maken van een dergelijk platform misschien nog wel moeilijker is dan het maken van het gebouw zelf. Dit omdat het platform wel een flink aandeel van het gebouwgewicht moet kunnen dragen, maar veel minder constructiehoogte ter beschikking heeft. Deze methode is bovendien alleen nodig als bouwen in gehele overspanningen niet lukt.



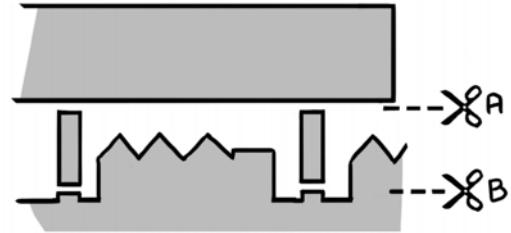
Uitkregend

De laatste methode is noodzakelijk als de moten van optie 1 te zwaar blijken. Dan moeten de moten in kleinere stukken aan de constructie bevestigd worden. Dat betekent meer in de lucht gemonteerde knopen. Maar het bezwaarlijkst van deze methode is dat er vaak onvoldoende ruimte beschikbaar is om een inklemming te realiseren vanwaar uitgekraagd kan worden.



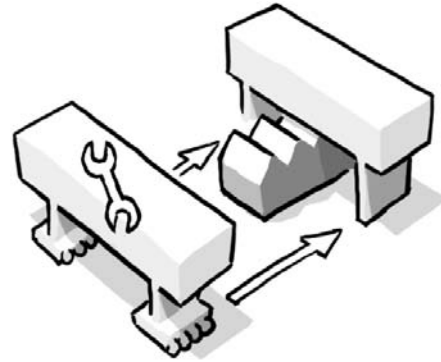
Prefabriceren op marktplein

De andere methode is het gebouw grotendeels elders te monteren en dan naar de uiteindelijke locatie te transporteren. Belangrijk hierbij is de keuze van de hoogte van het glijvlak (A of B)



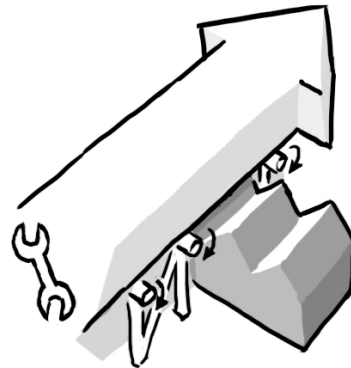
Rijden/Skidtracks op maaiveld.

Het gebouw wordt in segmenten op het marktplein gemaakt en dan naar de uiteindelijke locatie gereden. Grootste probleem hierbij is de route die de opleggingen/voertuigen volgen; deze mogen nergens gehinderd worden door bebouwing. Deze beperking is zo zwaar dat bouwen volgens deze methode onmogelijk wordt.



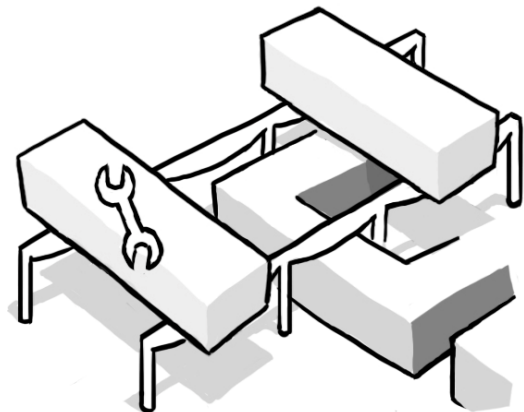
Incremental launching

Deze techniek wordt vaker voor betonnen voorgespannen bruggen gebruikt. Het gebouw wordt dan in de richting van de inwendige vakwerken over de opleggingen gerold/gegleden. De ondersteuning kunnen puntvormig en zeer eenvoudig zijn. Problematisch is wel dat het vakwerk in staat moet zijn overal de oplegreactie op te kunnen nemen.



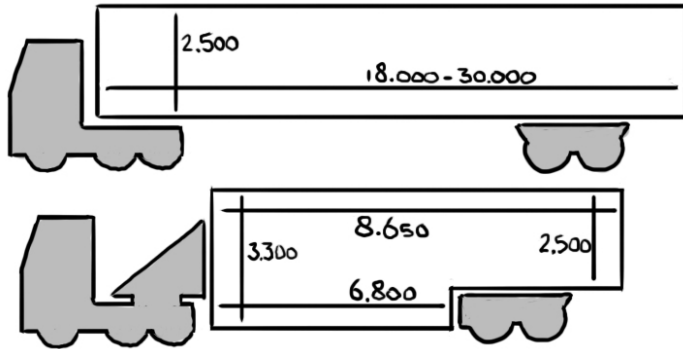
Glijden over verhoogde skidtracks

Deze bouwvorm is minder dwingend voor de vormgeving dan incremental launching. Echter de rails moeten soms 35 meter overspannen terwijl ze het gehele gebouw in montagefase dragen. Dat betekent dat de railconstructie zeer sterk/zwaar moet zijn. Het plaatsen van de railconstructie wordt daarmee bijna net zo ingewikkeld als het plaatsen van het gebouw. En dit terwijl het gebouw juist op het marktplein geprefabriceerd werd om de ontruimingstijd van de onderliggende bebouwing te minimaliseren. Deze bouwmethode frustrereert daarmee dus zijn eigen doel.

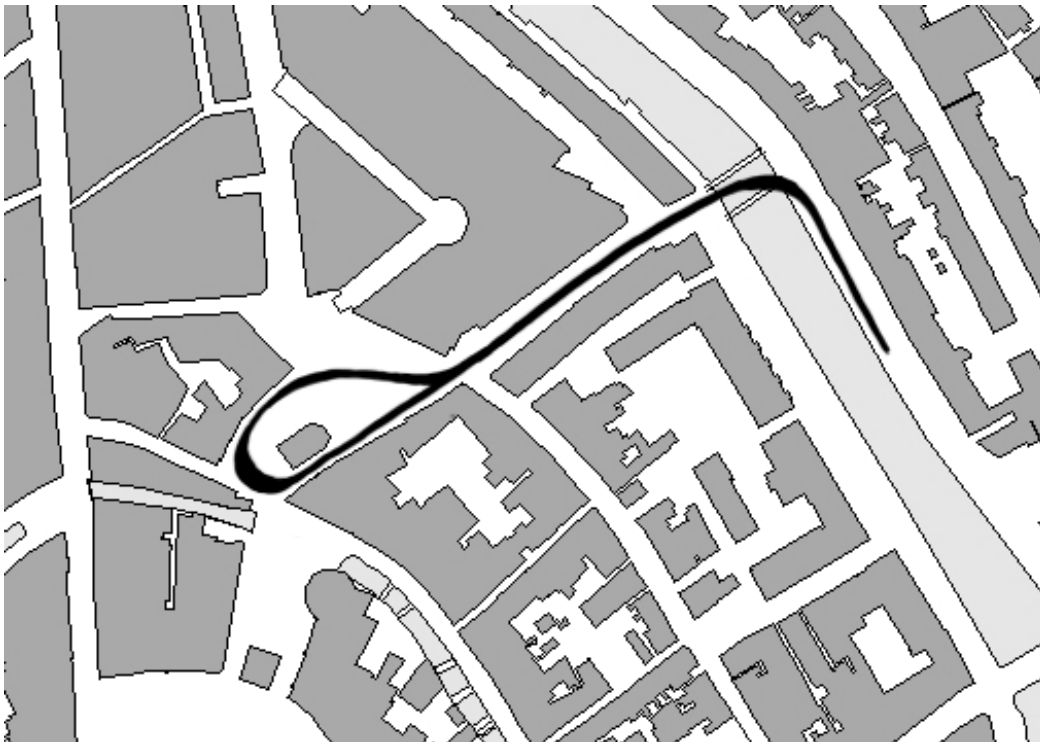


2.3 Logistiek naar bouwplaats

Transport van elementen naar de bouwplaats kan bij voorkeur alleen met opleggers of diepladers (zie onderstaande figuur, maten in mm). Voor hele grote elementen is een speciaal vervoer noodzakelijk, dit zal later aan bod komen.



Hieronder is de route die die voertuigen kunnen volgen aangegeven. Deze route is geschikt voor element lengtes tot ca. 20 meter.



Route diepladers en opleggers (noord is boven)

Beschikbare grondoppervlakken voor bouwactiviteiten

In het oude centrum is grond voor bouwactiviteiten al vrij schaars, maar deze wordt nog eens verder gereduceerd door de volgende zaken:

- De aanvoer route voor lange bouwdelen (zwarte lijn)
- Ontsluiting van winkelpanden
- Zo min mogelijk hinder voor verkeer.
- Het marktplein wordt bij voorkeur alleen gebruikt als opslaglocatie als het echt niet anders kan: Dit omdat daar allerlei markten worden gehouden. En omdat er tegelijkertijd de ondergrondse centrale publiekshal (gestippelde cirkel) moet worden gebouwd, die brengt haar eigen bouwactiviteiten en bijbehorend grondgebruik met zich mee.

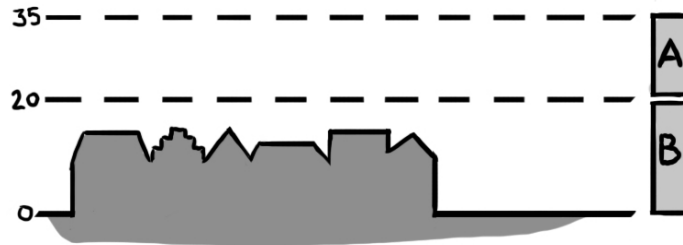
Al met al blijft er vrij weinig grondoppervlak over, en zal er dus misschien buiten het centrum een tweede tijdelijke opslaglocatie moeten worden gezocht. Verder is te zien dat het onmogelijk wordt het gehele gebouw of grote delen ervan op simpele steigers op de bouwplaats te monteren. Bovendien is het rijden van zo'n groot object langs de waag, en dan vooral door tot naar de agnietenkapel vrijwel onmogelijk vanwege de kleine beschikbare breedte voor de voertuigen (ca. 8 meter).



2.4 Constructieve aspecten vanuit de omgeving.

Kolom locaties

De megastructuur bevindt zich in 2 zones, A en B (respectievelijk wel en niet parallel aan programma).



In zone A moet de hinder bij gebruik en herbestemming geminimaliseerd worden, dan is een positionering in het vlak van gevels of "logische" inwendige wanden wenselijk. In zone B is vooral hinder op maaiveld relevant. Om die te minimaliseren zijn de volgende criteria aangehouden:

- meter afstand houden van oudbouw en laagbouw, dit in verband met ontsluiting van gebouwen tijdens bouw en draagkrachtreductie van aanwezige paalfunderingen.
- De (toekomstige) verkeersstromen moeten niet gehinderd worden door de toekomstige kolommen en vice-versa.
- Met aanwezige riolering wordt voorlopig geen rekening gehouden, met de aanwezige syfon wel.
- Het aantal kolommen moet zo klein mogelijk gehouden worden.
- Bij plaatsing van kolommen in panden is ervan uit gegaan dat plaatsing in garages en winkel-uitbouwen geaccepteerd wordt.

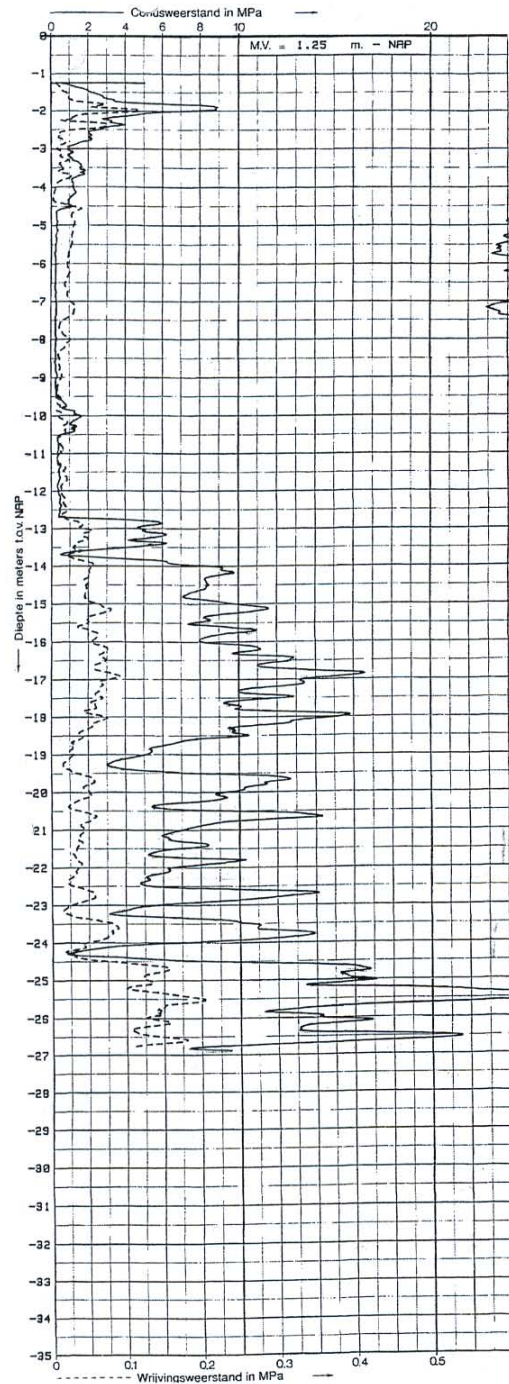
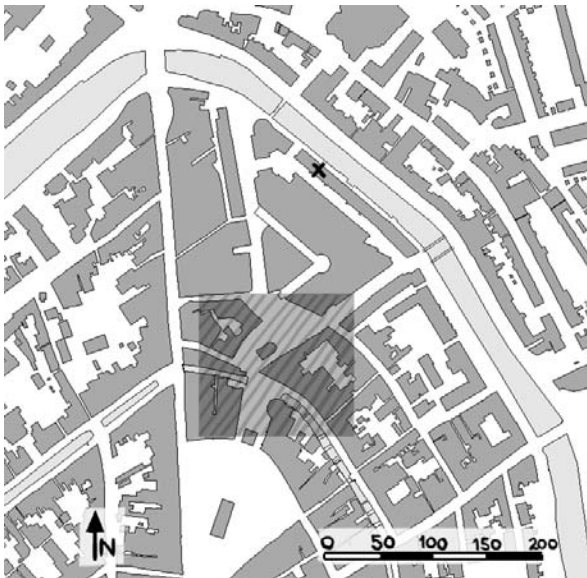


Funderings mogelijkheden

De hier rechts afgebeelde sondering is gemaakt ter plaatse van het kruisje op de onderstaande kaart. Grijs gearceerd is het plangebied aangegeven.

Te zien is dat op ongeveer 14 meter diepte de draagkrachtige lagen beginnen. De grond die daarboven ligt heeft dusdanig hoge wrijvingscoëfficiënten (>10) dat het zeer waarschijnlijk veen betreft.

Een sondering zo'n 2 km meter verderop gaat tot 40 meter diepte; daarop zijn geen consolideerbare lagen te zien onder de hier gevonden zandlaag; Aan te nemen is dat de langdurige zettingen t.g.v. consolidatie daarom beperkt zullen blijven. Toch is waakzaamheid gepast bij bouwen naast bestaande panden en bij aangrenzende nieuwe laagbouw (trommel)



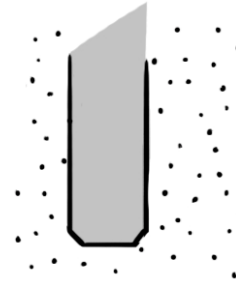
Geheide palen

Prefab betonnen palen

Een prefab paal wordt vrijwel altijd voorgespannen om scheurvorming tijdens het heien te voorkomen.

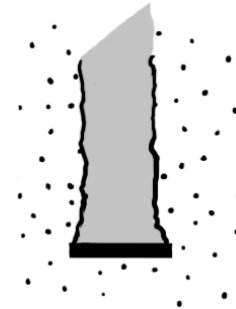
Voordelen zijn de hoge draagkracht en de lage kosten,

Nadelen is vooral de overlast van het heiproces



Vibro paal

Een vibropaal is een dikwandige stalen buis die met een stalen plaat de grond in wordt geheid, bij het terugtrekken van de stalen buis wordt de schacht met beton gevuld. De paal kan goed aangepast worden op nodige lengte en wapening. Nadeel is dat de paal niet goed gecontroleerd kan worden op onvolkomenheden: Bijvoorbeeld insnoeringen door instabiliteit van de schacht in veengrond, of scheuren door het opheien van een nabijgelegen paal.



Trillingsarme palen

In het oude centrum van Gouda is het waarschijnlijk dat trillingen van het heiproces op sommige locaties zeer onwenselijk zijn; voor die locaties zijn de volgende palen geschikt:

Avegaarpaal

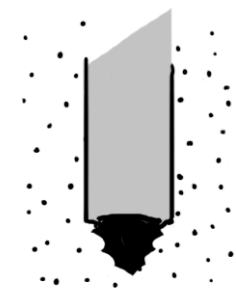
Een avegaarpaal wordt gemaakt door een soort holle grondboor, door het inwendige kanaal wordt de paal gestort na het boren van de schacht. Grootste nadeel is de ontspanning van de grond wat nadelig kan zijn voor nabij gelegen funderingen. Om dit te voorkomen kan de avegaarpaal eventueel verbuisd worden. Prijsstechnisch concurreert dit paaltje met de geheide palen.

Als grote draagkracht wenselijk is dient een boorpaal met grote diameter te worden toegepast waarvan de schacht met bentoniet gesteund wordt.



Fundexpaal

De fundexpaal wordt gemaakt door een gietijzeren paalkop met behulp van een stalen buis de grond in te schroeven/drukken. Bij het terugtrekken van de stalen buis wordt de schacht met beton gevuld. Voordeel is dat dit paaltje de grond niet ontspant, maar daarvoor moet wel een ongeveer 50% hogere prijs worden betaald dan een geheide paal.



Tijdelijke palen

Voor een tijdelijke paalfundering zijn natuurlijk al de eerder genoemde funderingstypen geschikt. Als de paal echter weer getrokken moet worden om zettingsverschillen in de bovengelegen bestrating te voorkomen is een gladde treksterke paal wenselijk. Daaraan voldoet naast een voorgespannen prefab betonnen heipaal ook een dikwandige stalen buis:

Dikwandige Stalen buispaal

De paal wordt geschroefd met een spiraalvormige flens. Nadat de paal zijn functie in het montageproces heeft verloren kan deze gemakkelijk worden terugschroefd om in een ander project herbruikt te worden. Dit paaltype is meestal te duur om als permanente oplossing toe te passen.



2.5 Zonlicht receptie van omgeving

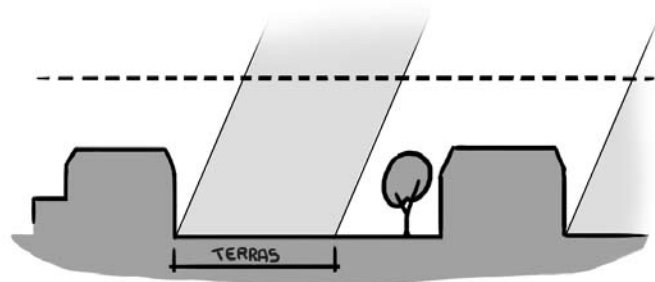
Om een indruk te krijgen van het zonlicht dat wordt weggenomen door een bepaalde vorm zijn schaduwdiagrammen beschikbaar. Als de vorm echter onbekend is dan moet een andere methode bedacht worden: Een analyse van dit probleem kan ook omgedraaid worden, zodat vanuit de zonontvangende gebieden een kaart wordt gemaakt die aangeeft hoeveel zon er zou worden tegengehouden als er op die locatie iets gebouwd zou worden.

Dan moet er wel gekozen worden welke locaties zo veel mogelijk zon moeten blijven ontvangen, en in welke perioden.

Methode

Voor deze omgekeerde methode kunnen ook schaduwdiagrammen gebruikt worden om vanuit de lichtontvangende gebieden lichtbanen te tekenen. In deze lichtbanen moet dan zo min mogelijk gebouwd worden.

De diagrammen moeten dan wel 180 graden gedraaid worden (noord=zuid, oost=west).



Er moet een hoogte worden gekozen waar de lichtbanen getekend worden, dat kan bijvoorbeeld in het midden van het gebouw, op 27 meter hoogte. Maar er wordt een groter invloedsgebied gevonden als zowel de onderzijde als de bovenzijde van het gebouw (20 en 35 m) worden ingevoerd. De keuze van de analyse-hoogte heeft dus een invloed op de spreiding van het resultaat.

eerste uitgangspunten

Zonreceptie in publieke ruimte en tuinen is belangrijk.

Maar alleen belangrijk op die locaties die nu al veel zon ontvangen

De zonreceptie in de winter is nu al dermate marginaal dat het niet wenselijk is dat behoud hiervan als ontwerp parameter werkt.

Zonreceptie is vooral belangrijk van 12:00 tot 20:00 (zomertijd)

Zonreceptie in huizen is relatief onbelangrijk, daglicht receptie is daar belangrijker (zie hoofdstuk daglicht receptie)

Beschouwde hoogteniveau's zijn +20 en +35 meter boven maaiveld.

Straat-profielen zijn zo nauw dat zonlichtanalyse er vrij zinloos is.

eerste resultaat



Deze uitgangspunten leveren het resultaat dat hierboven is afgebeeld.

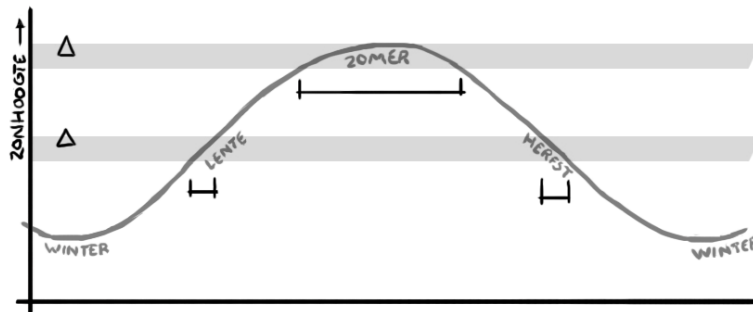
Gearceerd zijn de zonontvangende delen van pleinen. Dubbelgearceerd zijn tuinen.

Het grijze gebied geeft aan waar er niet mag worden gebouwd als er geen hinder mag optreden volgens de initieel gestelde uitgangspunten.

Het is nu erg makkelijk te concluderen dat het een plan sowieso onwenselijk is, en dat dit het bewijs is dat het geen doorgang mag vinden. Met een dergelijke houding wordt echter alle nieuwbouw in Nederland in het algemeen vrijwel onmogelijk: De condities zijn te omvattend om aan een dergelijke strikte eis te verbinden. Nu volgt een aanpassing van de uitgangspunten om een specifiek gebied te vinden waar de eisen een categorie strikter zijn.

Tweede uitgangspunten

Het is niet reëel om een enkel spaarzaam gebruikt balkon de vorm van een gigantisch kantoorvolume te laten dicteren. Hoofdzak moet hier van bijzaak worden onderscheiden: Publieke ruimte wordt als intensiever-gebruikt en dus belangrijker beschouwd. Bovendien is (zoals hieronder te zien) de lente-lichtbaan veel veranderlijker in tijd dan de zomer-lichtbaan. De zomer situatie is dus veel belangrijker dan de lente/herfst situatie.



Tweede resultaat



De nieuwe uitgangspunten geven als een stuk beter aan wat de belangrijke no-build zones zijn, maar nog iets meer specificatie is wenselijk...

Derde uitgangspunten

Vooral de lunch (12:00-14:00) en de namiddag (17:00-19:00) worden als belangrijk beschouwd voor de bezonning van de publieke ruimte.

Om te voorkomen dat deze hele specifieke gebieden te strikt geïnterpreteerd worden, wordt het resultaat ervan opzettelijk wazig gemaakt.

Derde Resultaat



Nu hebben we een resultaat waarmee gewerkt kan worden. Maar we weten tegelijkertijd hoe afhankelijk deze kaart is van de uitgangspunten. En deze uitgangspunten zijn niet bepaald wetenschappelijk vastgesteld (voor zover dat überhaupt mogelijk is). Wenselijk zou het zijn om een volledige impact analyse te doen met wetenschappelijk verantwoorde correlatiefuncties, maar daar is helaas geen tijd voor.

Belangrijk is ook om te realiseren dat zonlicht slechts een klein aspect van het totale ontwerp-spectrum is. Deze kaart moet dus niet als heel dwingend worden behandeld.

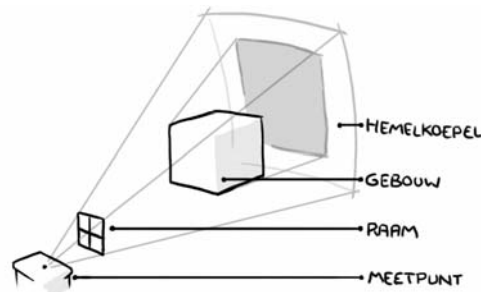
2.6 Daglicht receptie van omgeving

Het bouwen boven bestaande gebouwen neemt veel diffuus daglicht weg. Een studie naar minimalisatie van de overlast is dus wenselijk.

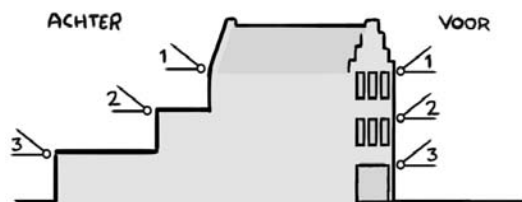
Maar door het ontbreken van een bekende vorm, en mijn onwelwillendheid om als surrogaat enkele vorm-alternatieven te introduceren, wordt de daglicht analyse erg lastig. Ook moeten honderden pandjes met ieder hun unieke geometrie worden samengevat in een algemene intuïtieve methode. De weg naar de geschikte analyse is dan ook niet zonder beren....

Zoektocht naar een methode

Allereerst is het gereflecteerd diffuse daglicht verwaarloosd. Het aandeel van deze verlichting bedraagt maar ongeveer 10% van de totale diffuse verlichting, maar wordt over het algemeen wel als een heel prettige component ervaren. De analyse zou echter onnodig complex worden als gereflecteerd licht ook in beschouwing zou moeten worden genomen.

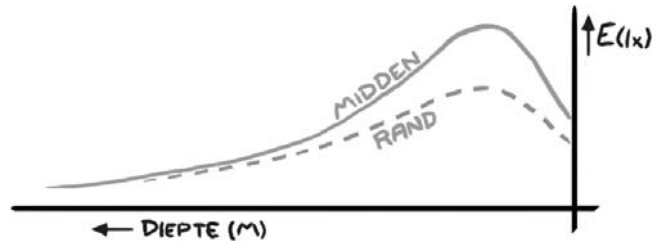


Bij het directe diffuse daglicht is gewerkt met een homogene hemelkoepel (niet die gedefinieerd door CIE). Deze methode wordt vaak gebruikt omdat het een abstractie betreft die inzichtelijke en eenvoudige analyses oplevert zonder te grote fouten.

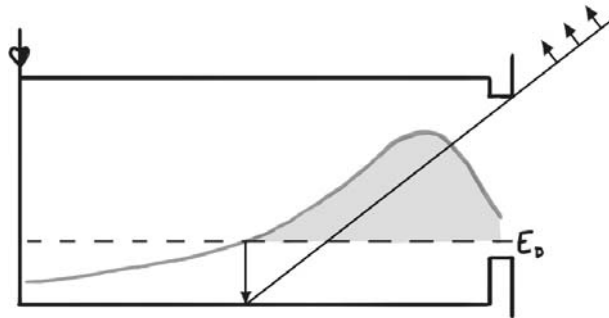


Dan is er de vraag waar gemeten moet worden. De ruimtes op begane grond niveau hebben voor $\pm 95\%$ commerciële bestemmingen waar daglicht minder belangrijk is. Bovendien is het aandeel diffuus en kunstmatig licht op de lagere verdiepingen al gauw vrij hoog, omdat de hemelkoepel vaak nauwelijks direct zichtbaar is. Helaas valt analyse van deze ruimten dus grotendeels buiten beschouwing. Hoop wordt gevestigd op de stelling dat dat wat optimaal is voor de hoogste verdiepingen nooit heel slecht kan zijn voor de verdiepingen eronder. Gemeten wordt dus op locaties 1-voor en 1-achter (zie bovenstaande figuur).

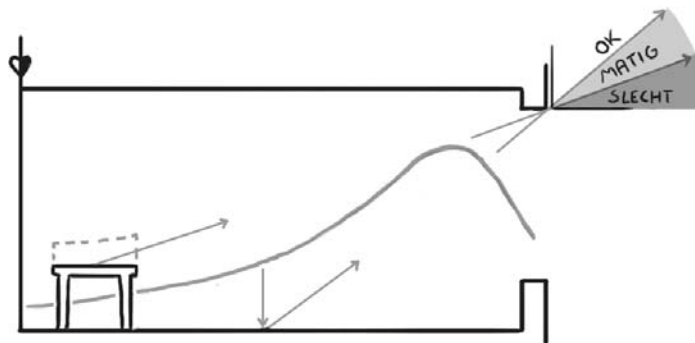
Nu we iets over de meethoogte weten, moeten we nog wel iets beslissen over de meetdiepte. Daarvoor is het zinnig te kijken naar de verlichtingssterkte in een gemiddeld vertrek (bron: Daglichtsystemen, DV1.1.116 98.09 , Novem)



Te zien is dat de verlichtingssterkte gauw afneemt naar het midden van het pand. Activiteiten die een hoge verlichtingssterkte vereisen moeten dus sowieso dichtbij een raam of een kunstlichtbron plaatsvinden. Nu wordt de aanname gebruikt dat het vooral belangrijk is dat het daglicht in het midden van het pand niet veel minder wordt. Afname van de verlichtingsterkte dicht bij de gevel wordt als minder bezwaarlijk beschouwd, omdat daar toch vaak een overschot aan licht is.

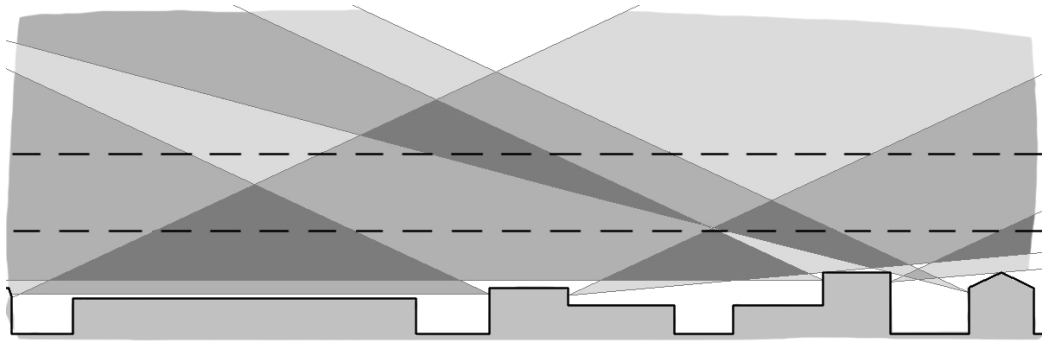


Deze aanname wordt vertaald in een wenselijke verlichtingssterkte, alles boven die verlichtingssterkte is overschot. Het punt waar deze gekozen verlichtingssterkte (bijvoorbeeld 200 lux) wordt bereikt kan gebruikt worden om de zone aan te geven waarin bebouwing geen invloed heeft op de directe diffuse verlichting dieper in het pand. Dat betekent dat boven de getekende schuine lijn bebouwing het minst onwenselijk is.



Deze methode zou nog verder verfijnd kunnen worden door meerdere zones te definiëren volgens de zelfde methode. Dat blijft voorlopig echter even buiten beschouwing.

Om deze methode te kunnen gebruiken zijn enkele doorsneden gedefinieerd die geabstraheerd zijn om algemeen van toepassing te kunnen zijn op gehele bouwblokken: Dan kunnen in zo'n doorsnede de eerder besproken lichtreceptie hoeken getekend worden. In dit geval is gekozen voor 25° , deze waarde is vrij arbitrair. Deze is vooral afhankelijk van de gemiddelde geometrie van de panden en de diepte in het pand waar verminderde lichtreceptie het bezwaarlijkst gevonden wordt. Een echt wetenschappelijke methode om deze hoek te bepalen is er waarschijnlijk niet, of zou veel te veel tijd innemen.



De bovenstaande figuur is een voorbeeld van zo'n doorsnede. De donkere gebieden geven aan waar lichthoeken elkaar overlappen, en de stippellijnen geven de gewenste bouwzone aan zoals deze eerder gedefinieerd is (20 tot 35 meter boven maaiveld). Te zien is dat er overal eigenlijk lichtreceptieoverlast optreedt: Dit moet echter niet als bindend argument tegen deze manier van bouwen ("luchtgebonden") worden gezien: De traditionele manier van grondgebonden bebouwing is namelijk slechter voor de lichtreceptie op lagere verdiepingen dan hooggelegen "zwevende" bebouwing (op voorwaarde van een doordachte positionering). Doordat de lagere verdiepingen echter niet meegenomen zijn in de beschouwing is dit alleen niet zichtbaar.

Wat wel een manco is aan deze figuur is dat de donkere en lichte plekken eigenlijk nauwelijks correlatie hebben met (on)wenselijkheid van bebouwing.

Te concluderen is dat het niet tolereren van verminderde directe daglichtreceptie diep in de panden niet tot een resultaat leidt waarmee de totale overlast geminimaliseerd kan worden.

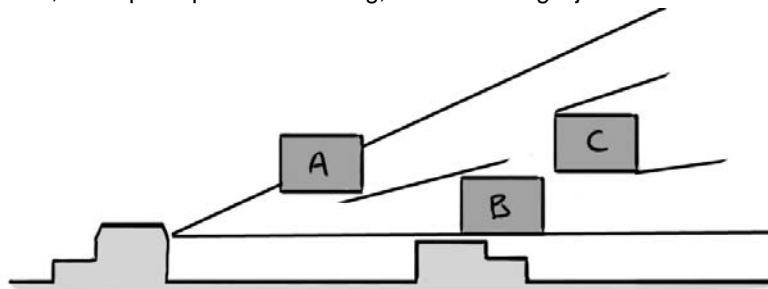
Om wel iets te kunnen zeggen over de mate van (on)wenselijkheid van bebouwing moet verlies van daglichtreceptie ergens geaccepteerd worden.

Daarbij zijn er globaal 2 strategieën:

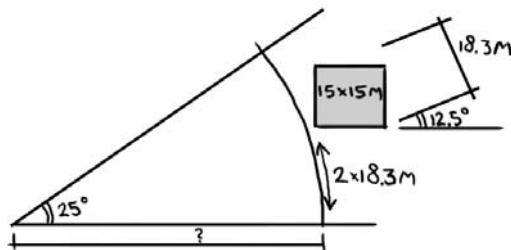
- De overlast zo evenredig mogelijk over zoveel mogelijk panden verdelen; iedereen heeft dan maar een klein beetje overlast
- De overlast concentreren tot enkele panden, die dan geen, of een andere functie krijgen die geen daglicht hoeft.

Omdat het moeilijk is om functies die weinig licht behoeven (bijvoorbeeld bioscoop, theater, archief, parkeren, technische ruimte) in de bestaande panden in te passen, en omdat sloop van deze panden onwenselijk is wordt voorlopig voor de eerste strategie gekozen.

De lichtreductie die als maximum wordt gehanteerd is 50% van de huidige situatie. Dat lijkt een grote reductie, maar de perceptie van verlichting verloopt niet lineair met de energetische waarde. Een halvering van de lichtintensiteit kan (op basis van wat kleine persoonlijke experimenten) geïnterpreteerd worden als een reductie van 10% van de ervaren lichtintensiteit, maar perceptie is zeer lastig, zo niet onmogelijk te meten.



Om deze eis van 50% werkbaar te maken is de bissectrice-methode bedacht. Voor bouwblokken dichtbij het meetpunt geldt over het algemeen dat ze met hun geprojecteerde aanzicht makkelijk de gehele lichthoek zouden kunnen blokkeren. Om aan de 50% eis te voldoen mogen ze niet meer dan de helft van de hoek van 25° penetreren. Dat betekent voor bouwblokken dichtbij het meetpunt (A en B) dat ze ofwel boven, ofwel onder de bissectrice moeten worden gebouwd. Voor bouwblokken verderop (blok C) geldt dat ze met hun geprojecteerde oppervlak eigenlijk nooit meer dan 50% van de lichthoek weg kunnen nemen; de bissectrice-eis vervalt dan dus op grotere afstanden.

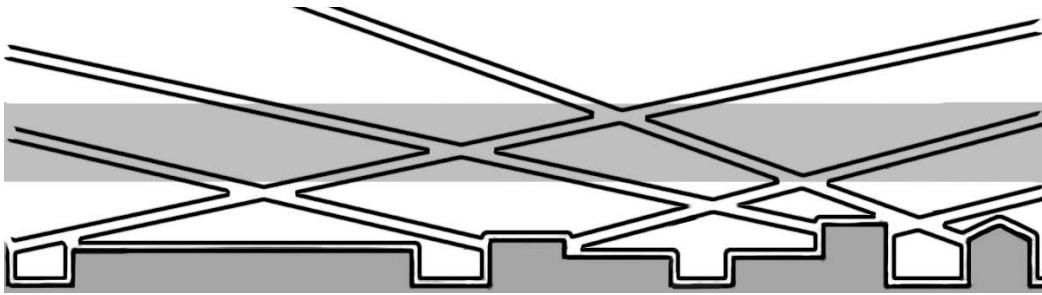


Als de bissectrice op 12.5° staat (modus) dan betekent dit bij een bouwblok van 15 bij 15 meter een aanzichthoogte van 18,25 meter. Dat betekent dat de totale baanlengte over de hoek bij de gezochte afstand ongeveer het dubbele is: 36.5 meter. Bij een hoek van 25° betekent dat een gezochte afstand van :

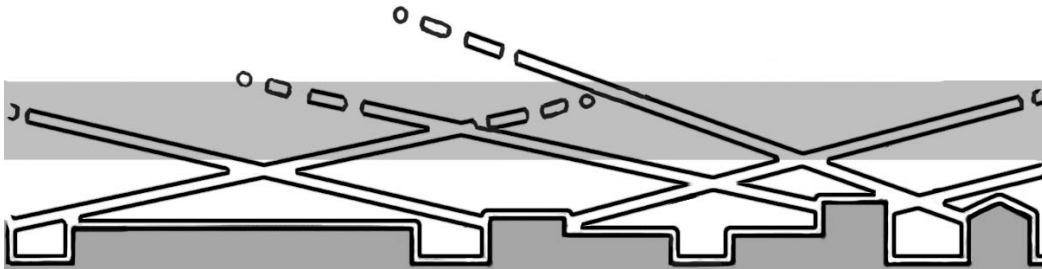
$$\frac{360^\circ \cdot 36.5m}{2\pi \cdot 25^\circ} = 84m$$

Dus op een afstand van ongeveer 80 a 90 meter vervalt de bissectrice-eis.

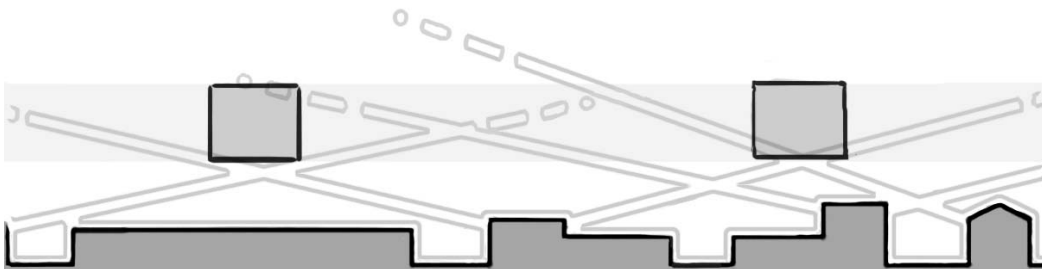
Toepassing Bissectrice methode



Als voor een voorbeeld-doorsnede de bissectrices getekend worden, dan ontstaand de onderstaande cellen. Het idee is dat een cel volledig gevuld mag worden, maar dat er daarna niet gebouwd mag worden in cellen die begrenzendes bissectrices delen. In grijs is de eerder gedefinieerde bouwzone getekend (20 tot 35 meter boven maaiveld)



Als de afstandsbeperking voor de bissectrices wordt ingevoerd komen er al een stuk meer mogelijkheden aan het licht.



Als we dan twee blokken van 15 bij 15 meter in de gewenste bouwzone proberen te tekenen, zien we de spreidende werking van de daglicht eis. Om de overlast onder een bepaalde drempelwaarde te houden is het nodig om het gebouw te spreiden over een groter gebied, echter vanwege operationele redenen is dat onwenselijk.

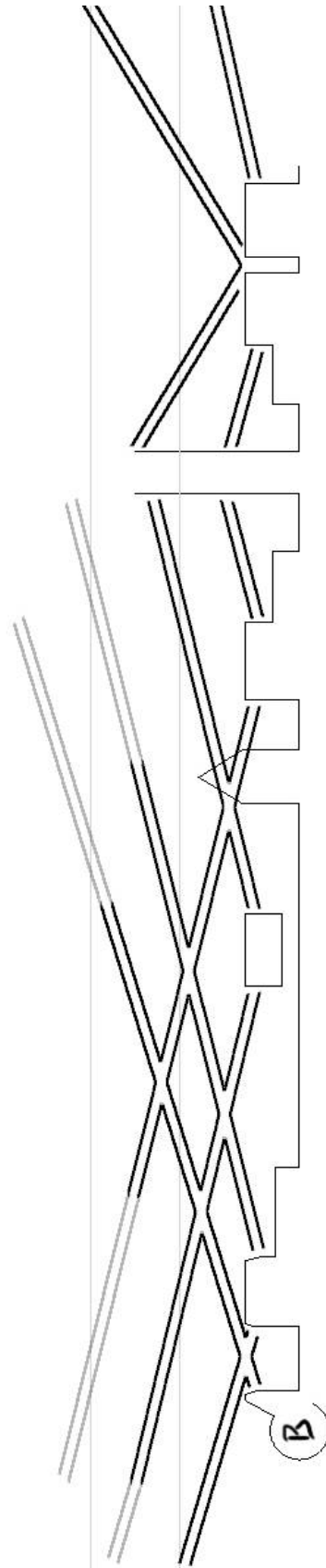
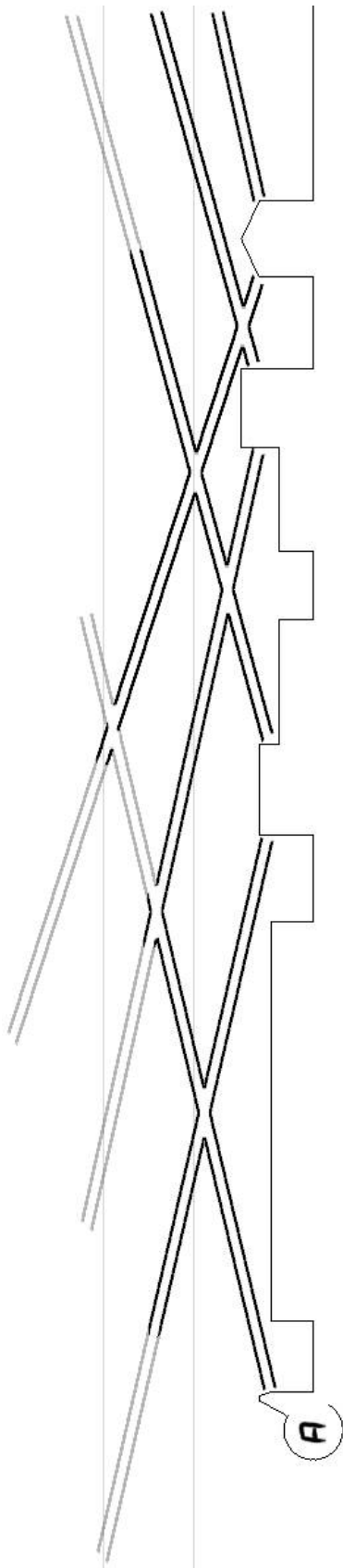
Resultaten Bissectrice methode

Hieronder is nogmaals de eerder genoemde doorsnede kaart gegeven.

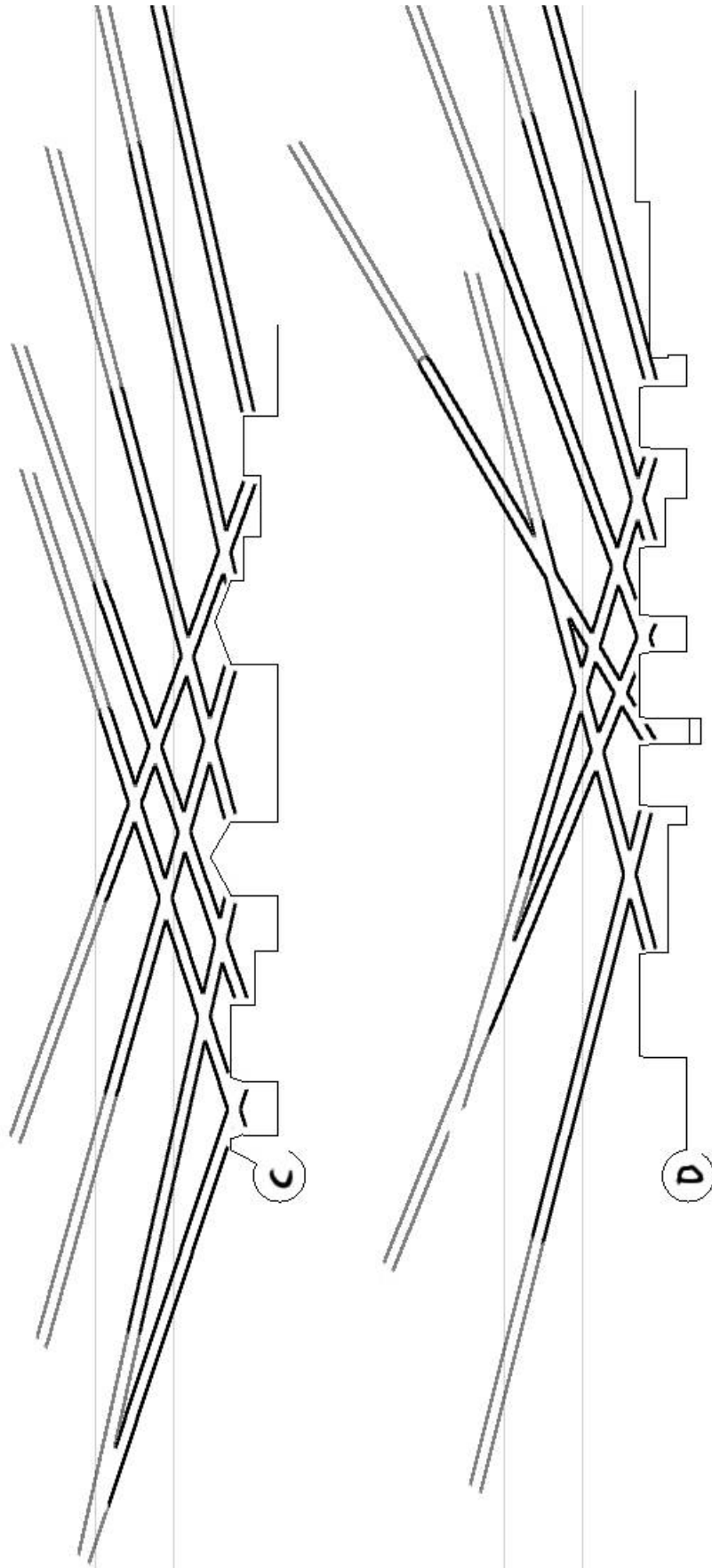
Voor de hierin aangegeven doorsneden is vervolgens een bissectrice analyse gedaan. De resultaten daarvan zijn te vinden op de volgende 3 pagina's.



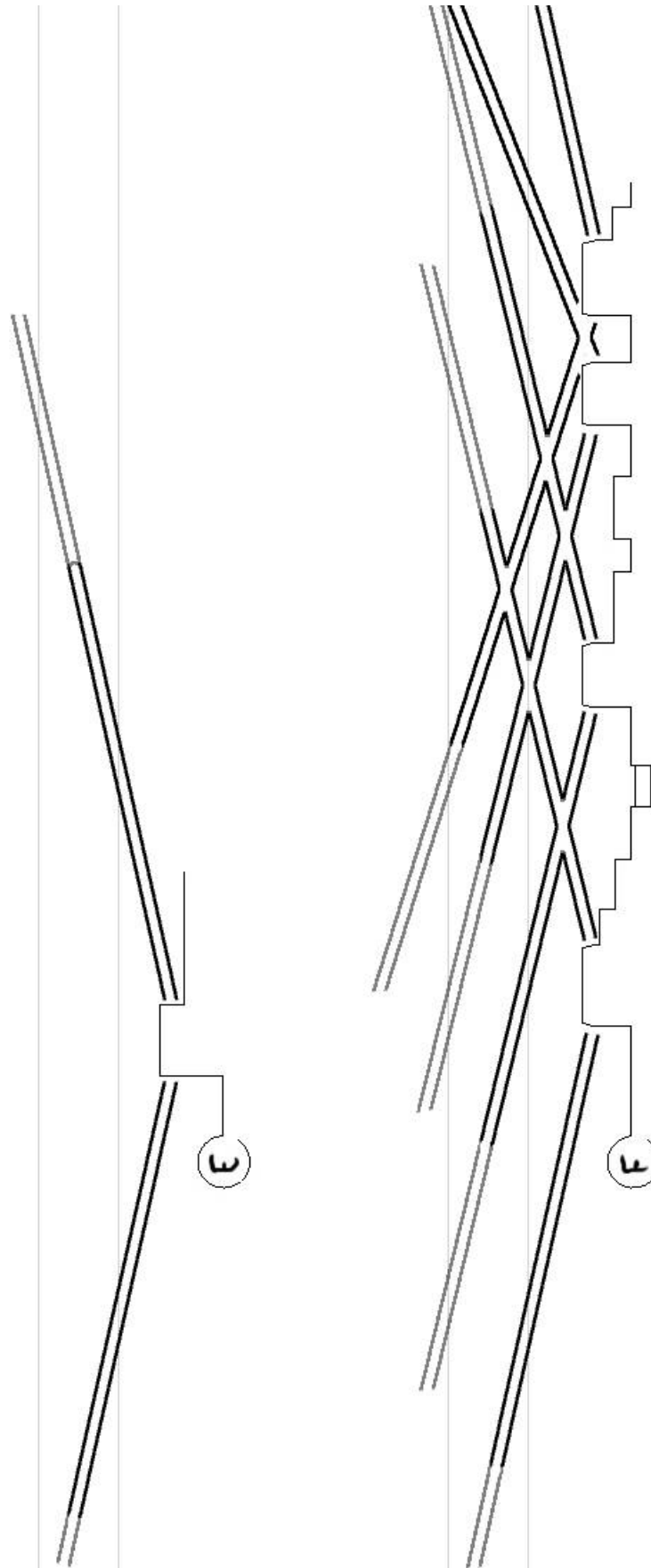
Snedes A en B



Snedes C en D

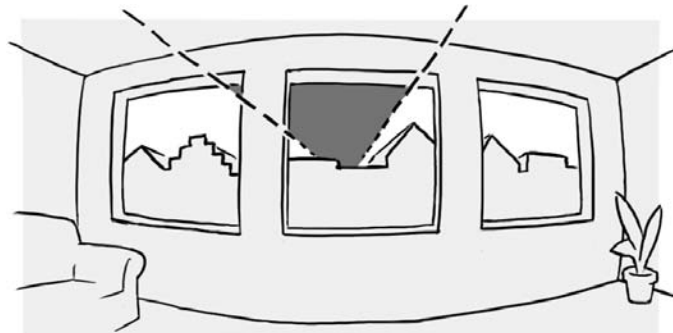


Snedes E en F

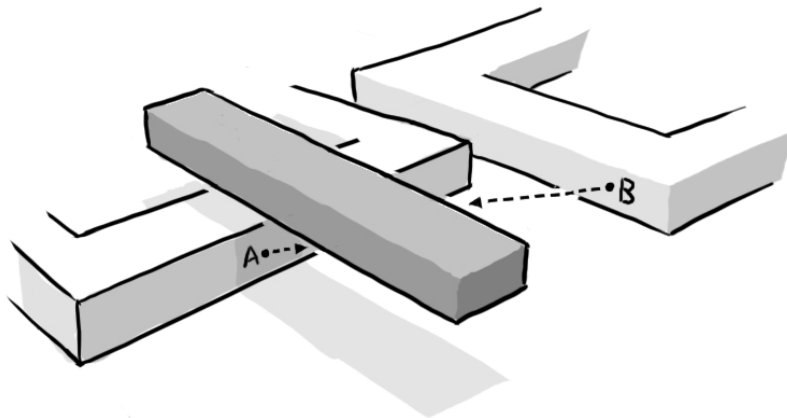


Beschaduwing loodrecht op woningstrook

Tot nu toe is uitgegaan van bebouwing in stroken parallel aan de huidige woonstroken. Maar hoe zit het met bebouwing die daar loodrecht op staat?



Hierboven is een fisheye diagram (vergelijkbaar met een homogeen hemelkoepel diagram, maar dan horizontaal) geconstrueerd. Uitgangspunten zijn een bebouwing van 15 meter breed op 20 meter hoogte. Bij een afstand tot de gevel van ca. 3 meter. Te zien is dat er langs de zijkanten van het bouwvolume nog veel direct diffuus daglicht binnenkomt. De 50% eis wordt dus waarschijnlijk niet overtreden door een bebouwing loodrecht op de bestaande woonstroken. Probleem is wel dat het lage brede bouwen dat eerder als optimaal voor parallelle bouw werd bestempeld hier problematisch is. Bij een loodrechte bebouwing is een hoge smalle bebouwing juist wenselijk, zodat zoveel mogelijk licht langs de zijkanten kan komen.

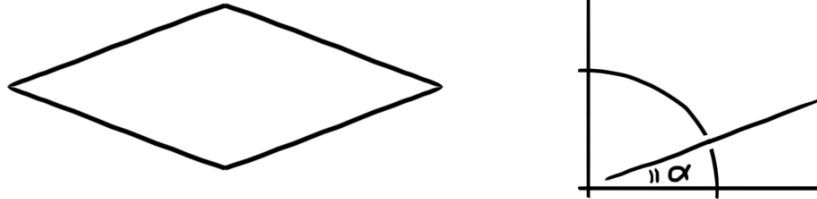


Een probleem is dat bij de structuur van (gesloten) bouwblokken zoals die aanwezig is, er altijd zowel loodrechte (A) als parallelle (B) relaties zijn. Een optimalisatie zou voor beide typen relaties een verbetering moeten betekenen.

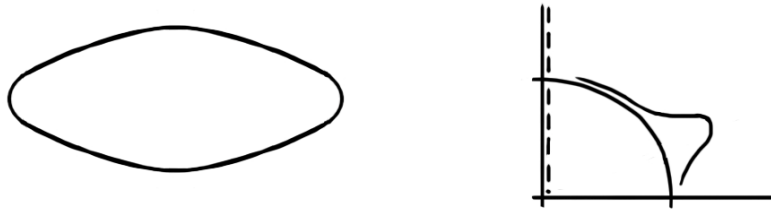
Strategie 1: doorsnede optimalisatie

Wat is dan de optimale vorm van de gebouwdorsnede om de daglichtoverlast voor de onderliggende bebouwing te minimaliseren?

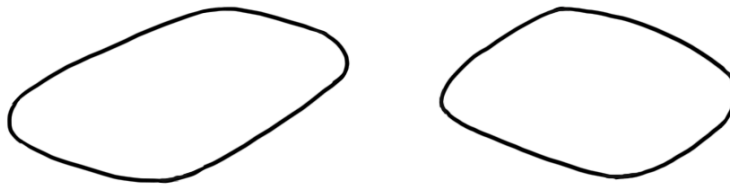
Het idee is om binnen een vlak met de maximaal acceptabele daglichtoverlast (zoals ze bij de bissectrice methode gevonden zijn) het vloeroppervlak te maximaliseren. Daarvoor wordt eerst een generiek vlak bij een bepaalde hoek beschouwd.



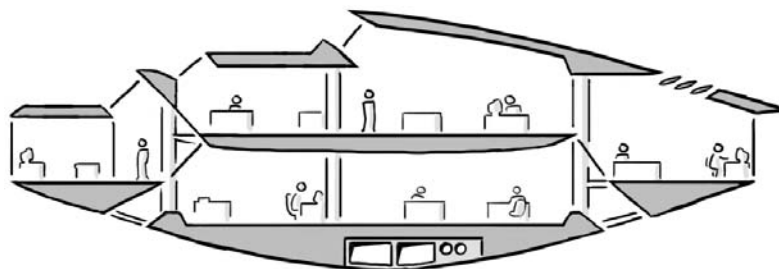
Maar er is niet één hoek die het belangrijkste is een daarmee de vorm mag definiëren. Dan kan worden voorgesteld dat een het belang dat aan een hoek wordt toegekend evenredig is met de lengte van het stuk lijn met die hoek op de vorm. De vorm wordt door deze procedure afgerond. Om deze aannemelijke relatie te kunnen bevestigen is een impact analyse nodig die door zijn complexiteit buiten de intenties van dit afstuderen valt.



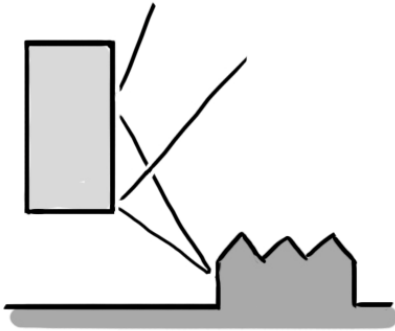
Omdat de hoekspectra over de gehele ruimte variëren zou de optimale doorsnede er dus ook overall anders uitzien.



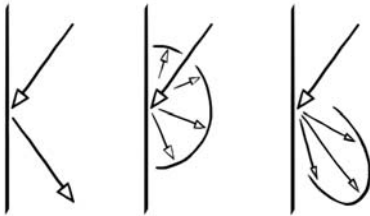
De gebouwdorsnede zou er dan als volgt uit kunnen komen te zien:



Strategie 2: Reflectie optimalisatie



Bij een 100% reflecterende gevel is de hemelkoepel zichtbaar op de gevel. Er is dan voor de omliggende gebouwen theoretisch geen daglichtoverlast. Echter de onderzijde ontvangt alleen door de omgeving gereflecteerd licht en is dus zeer donker. De optimale vorm in dit geval is dus een hoge ondiepe balk.



Reflectie heeft echter ook nadelen:

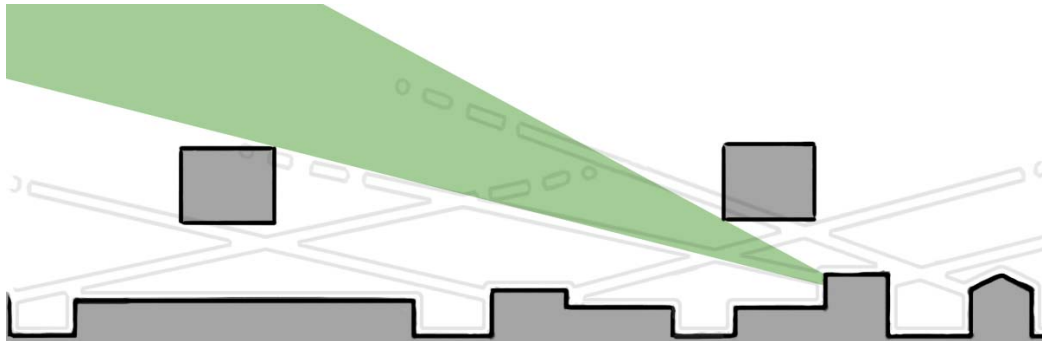
Laag binnenvallend gereflecteerd zonlicht wordt als zeer hinderlijk ervaren. Bij een 100% diffuus reflecterende gevel wordt de helft van het binnenvallende licht echter weer omhoog gereflecteerd, en er is dan dus automatisch altijd een daglichtreductie van minimaal 50% voor de omliggende bebouwing. De beste oplossing zou een gerichte diffuse reflectie zijn: een soort matglazen spiegel.

Voor bevestiging van de gevelpanelen is het belangrijk horizontale dekljsten en profilering zo veel mogelijk te voorkomen. Dit omdat de onderzijde van deze profielen donker is, en om redenen van vervuiling.

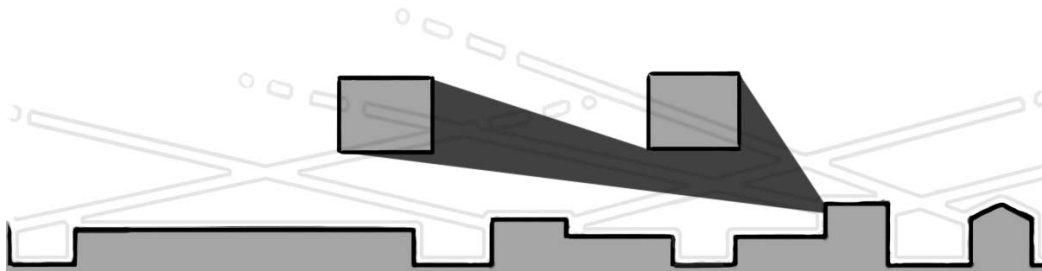
Vervuiling van de gevel kan de reflectie plannen behoorlijk doen mislukken. Vervuiling kan worden geminimaliseerd door een anorganisch niet-poreus oppervlakte materiaal te kiezen. Verder is het verstandig ervoor te zorgen dat geen enkel horizontaal vlak afwatert op een verticaal vlak.

Strategie 3: compositie optimalisatie

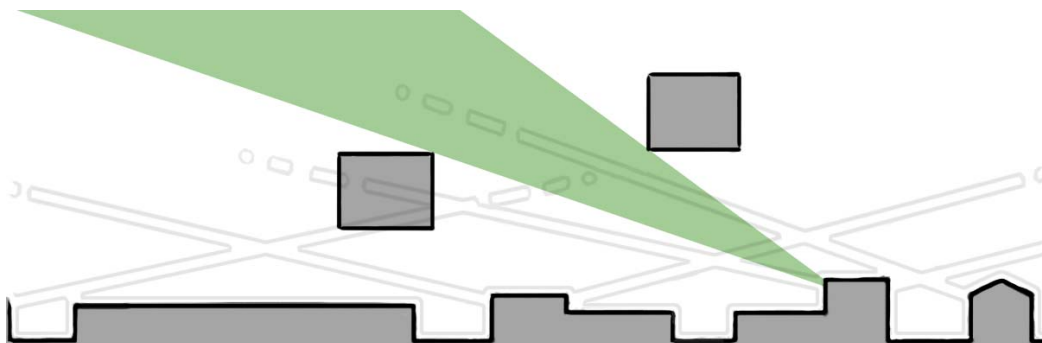
Al eerder werd geconstateerd dat de bouwmassa verspreid over het luchtruim moet worden gepositioneerd om onder een bepaalde drempelwaarde van overlast te blijven.



Voor het functioneren van het gebouw is een zekere compactheid echter wenselijk. Zoals te zien zal dat voor een aantal woningen leiden tot een bijna volledig blokkering van daglichtontvangst.



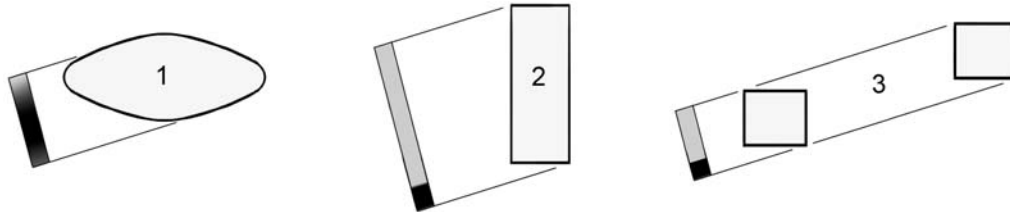
De stralen die het diep het vertrek ingaan en dus het meest wenselijk zijn hebben hele flauwe hoeken. Door een hoogteverschil in de compositie aan te brengen wordt gebruik gemaakt van die richtingscomponent van het lichtveld, en optimaliseert daarmee de daglichtontvangst zonder zich nog naar een hele specifieke onderliggende context te vormen.



Het gebouw kan daarmee de daglicht overlast zoveel mogelijk spreiden en toch zelf zo compact mogelijk blijven.

Vergelijking van strategieën

Wat is dan de beste strategie? Concentratie van de overlast bij maximalisatie van het vloeroppervlak, spreiding van de overlast bij een reflecterende gevel, of optimalisatie van compositie? De onderstaande afweging zou daarin wat inzicht kunnen geven, maar een echte controle door middel van een volledige impact-analyse zou natuurlijk doorslaggevend zijn.



Hierboven is in de balkjes een indicatie gegeven van de aanzichtskleur van het volume, gezien van onderaf. Bij een reflecterende gevel moet rekening gehouden worden met het feit dat 100% reflectie niet haalbaar is. Door ramen, kozijnen, voegen en vervuiling is waarschijnlijk 50-70% reflectie het maximum. Daarmee verschilt de totale overlast van alledrie de strategieën waarschijnlijk niet veel. Dan komt het dus neer op de vraag hoe die overlast verdeeld moet worden over de lasthebbenden.

- Moet de overlast geconcentreerd worden zodat alleen een beperkte groep omwonenden er last van heeft, maar er dan gelijk ook veel last van heeft.
- Of moet de overlast gespreid worden, zodat veel omwonenden een reductie in daglichtontvangst hebben, maar dat deze reductie zo laag blijft (bijvoorbeeld maximaal 20%) dat het eigenlijk niet te merken is.

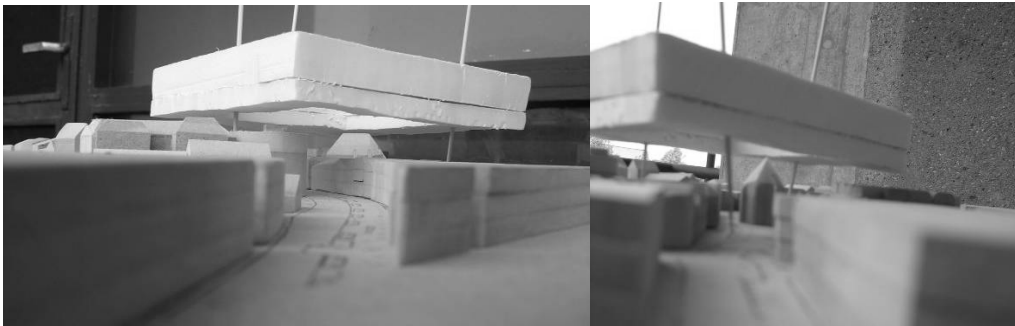
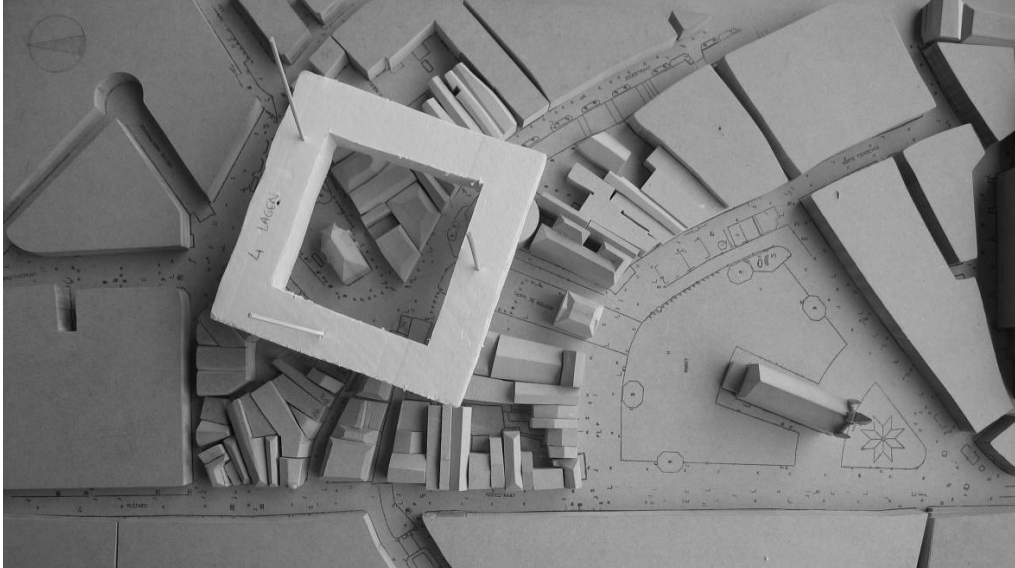
Geconcludeerd kan worden dat strategie 1 een concentrerende strategie is, strategie 2 een spreidende strategie, en strategie 3 een minimaliserende strategie in de getekende richting, en een spreidende strategie in de andere richting.

Omdat een concentrerende strategie onwenselijk is voor de bruikbaarheid, beleving en flexibiliteit van de onderliggende ruimte, zijn strategieën 2 en 3 het meest interessant.

2.7 Vormstudies

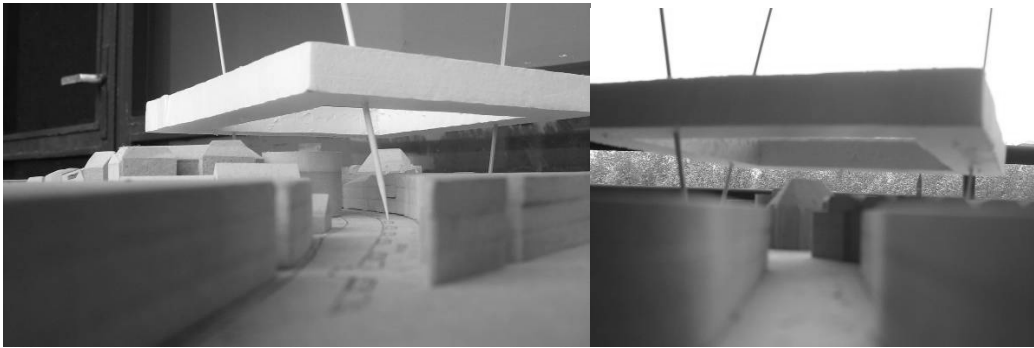
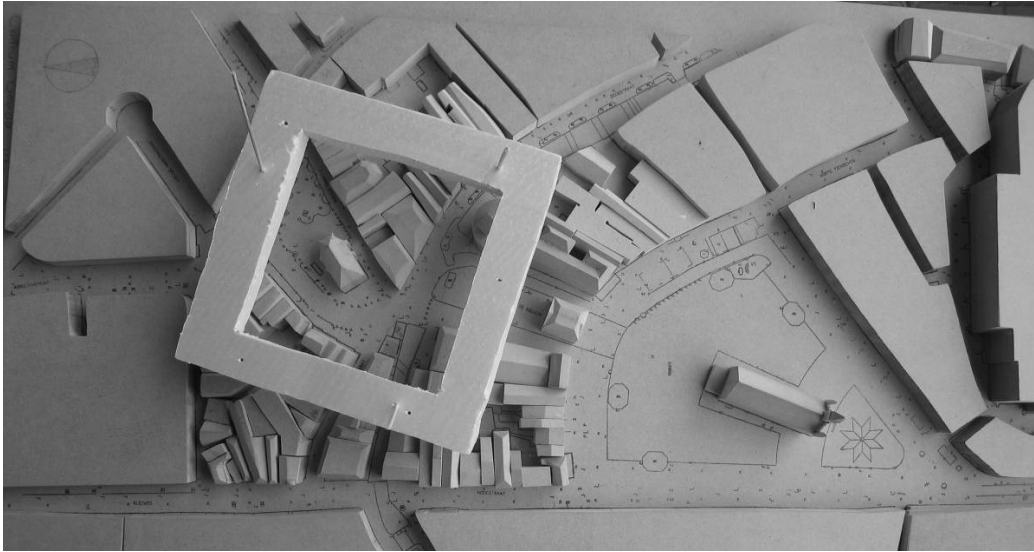
Nu door de analyses de consequenties van iedere vorm beter intuïtief afgeschat kunnen worden, wordt een set van 6 vormen bekeken. Twee van deze vormen zullen uiteindelijk uitgewerkt worden tot een schetsontwerp.

vorm 1



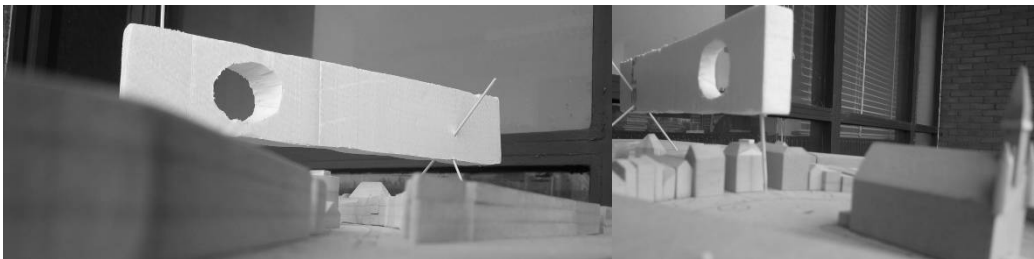
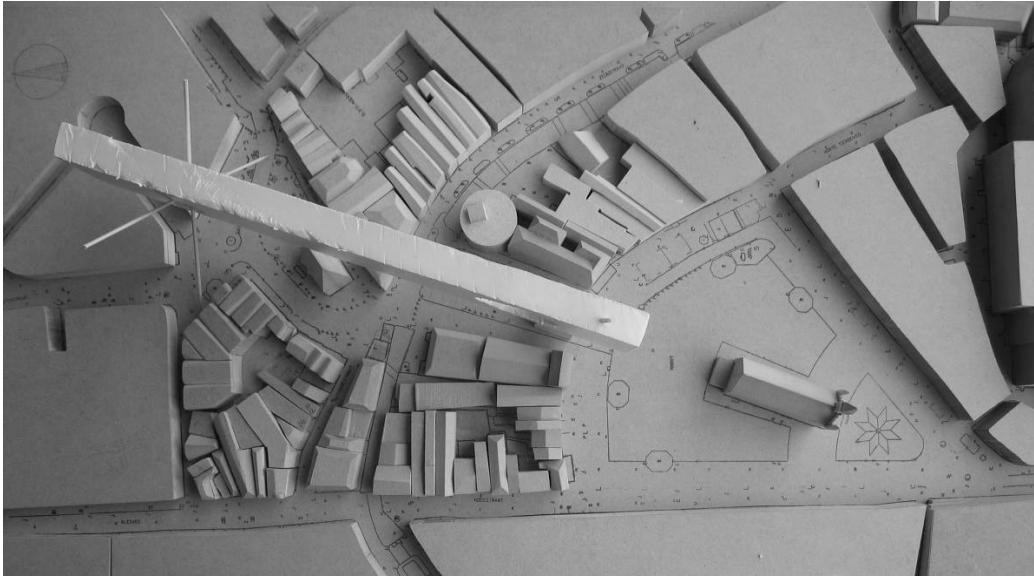
Dit is de vorm zoals deze initieel is voorgesteld: Buitenmaten 80 bij 80 meter, 4 bouwlagen, een beukbreedte van 15 meter. Deze vorm benadrukt mooi de stedelijke as en heeft door zijn compactheid en lusvorm kleine inwendige loopafstanden (omlooptengete is 260 meter). Wat niet goed werkt aan deze vorm is dat hij door zijn compactheid heel veel dachtlicht weghaalt uit de vertrekken van de ondergelegen panden. Bovendien werpt de vorm veel schaduw op plekken (en tijdstippen) waar juist zon gewenst is.

vorm 2



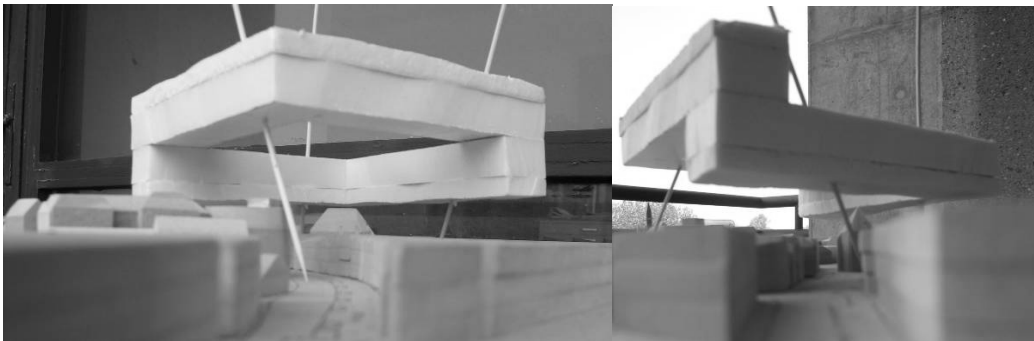
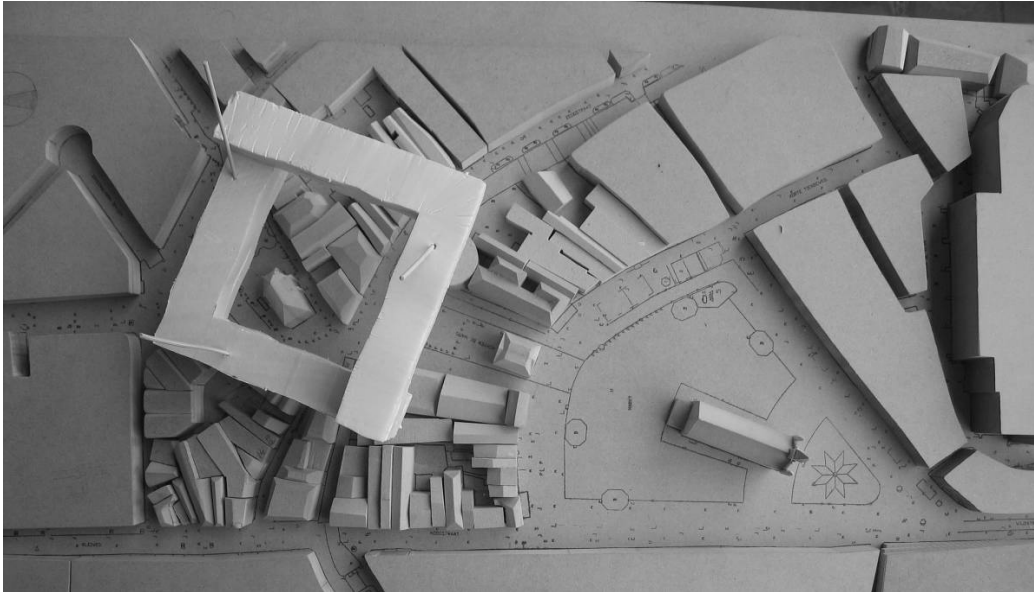
Deze vorm komt voort uit de gedachte om daglichtoverlast te spreiden. Meer mensen hebben minder overlast: Buitenmaten 100 bij 100 meter, 3 bouwlagen en een beukdiepte van 15 meter. De inwendige omloopafstand is 340 meter, dat betekent dat er ongeveer 6 brandtrappenhuizen naar beneden moeten gaan. De 3 verdiepingen betekenen dat er minder hoogte beschikbaar is voor opname van buigende momenten.

vorm 3



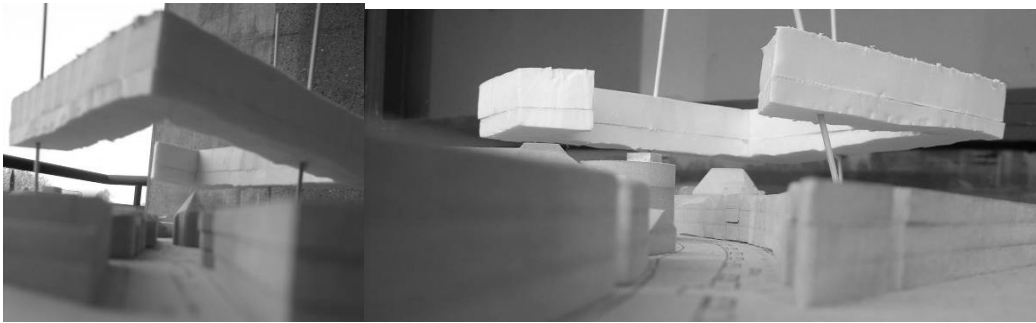
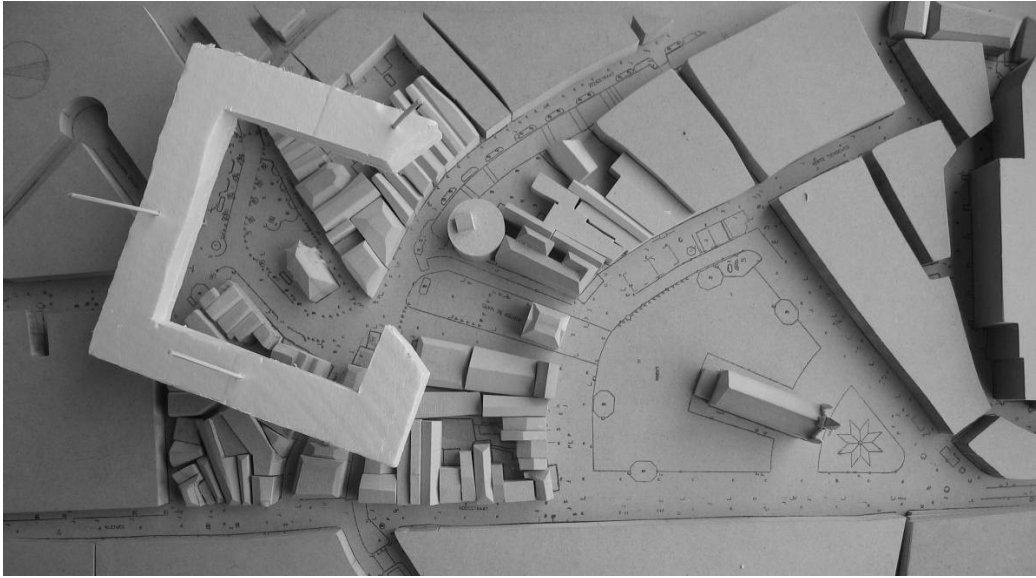
Deze wand is gebaseerd op de strategie van een reflecterende gevel. De vorm is 8 verdiepingen hoog, 160 meter lang en 12.6 meter diep. De grote hoogte van de wand heeft grote constructieve voordelen: buigende momenten kunnen eenvoudig opgenomen worden. De 8 verdiepingen betekenen echter wel dat voor inwendig transport meer liften nodig zijn. Als deze vorm excentrisch t.o.v. de stedelijke as geplaatst wordt kan deze ook in twee stappen op het marktplein geprefabriceerd worden.

vorm 4



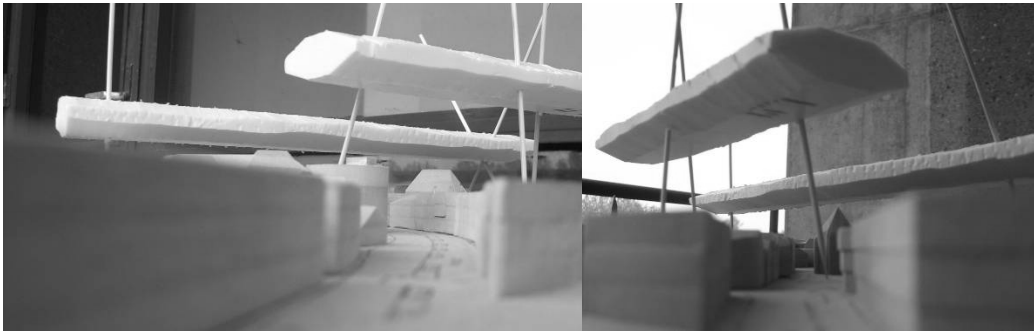
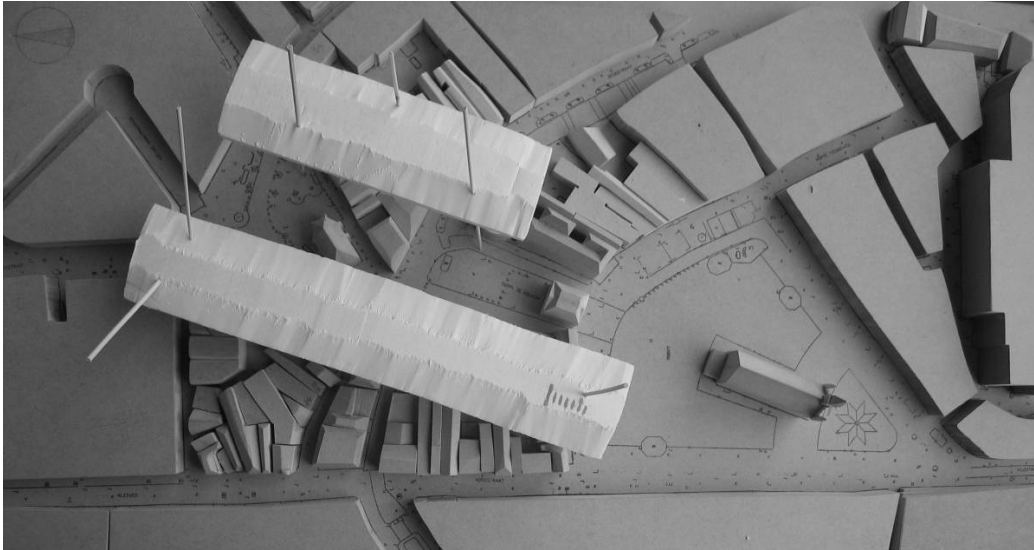
In dit alternatief is een sprong gemaakt op basis van de compositie strategie. De sprong is echter speciaal geoptimaliseerd voor de 2 woonblokken uit de jaren 70. Deze hebben namelijk eigen ontsluitingen en zijn dus volledig bewoond in tegenstelling tot de andere panden die veel vaker leeg staan. De vorm zou wellicht iets noordelijker geplaatst moeten worden om de bezonning van het plein bij de agnietenkapel te optimaliseren.

vorm 5



Deze vorm is een opengesneden variant van vorm 1: 4 bouwlagen en een diepte van 15 meter. Door het opensnijden wordt de daglichtoverlast wederom meer verspreid. De onderbreking is zo geplaatst dat de nieuwere woonblokken er het meeste voordeel van hebben. De gemiddelde inwendige loopafstanden worden echter ongeveer verdubbeld.

vorm 6



bij deze vorm is de doorsnede geoptimaliseerd om zo'n groot mogelijk vloeroppervlak te hebben bij zo min mogelijk daglichtoverlast. De vorm houdt door de grote breedte wel veel zonlicht tegen en komt erg massief over. Een eenzijdige optimalisatie van een subprobleem leidt in dit geval dus tot een onwenselijke totaaloplossing.

2.8 Conclusie van analyses

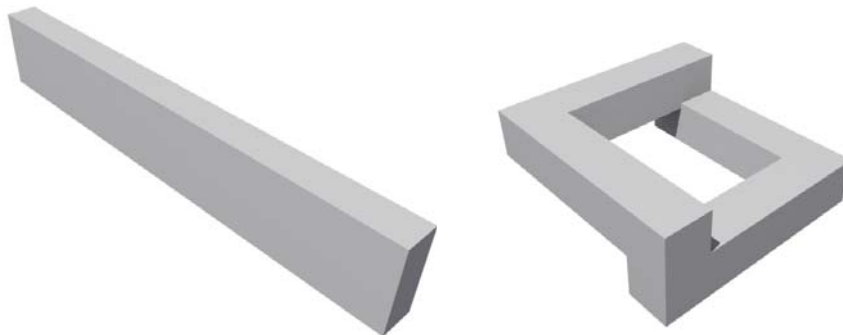
Vanuit de constructie is vooral de beperkte mogelijkheid tot kolommen uitdagend gebleken, niet alleen in uiteindelijke toestand, maar ook tijdens montage.

Wat betreft bezonning kan worden gesteld dat de hogere dichtheid de bezonning onder druk zet. Er is maar een beperkt budget aan zonlicht beschikbaar, en omdat schaduwen bewegen, moeten prioriteiten gesteld worden aan het belang van bezonning op bepaalde tijdstippen. De positie van het gebouw wordt hier bij voorkeur in grote mate door gedicteerd.

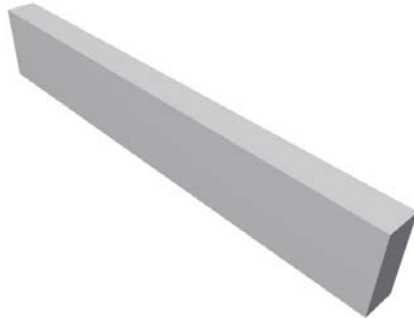
De daglicht toetreding van onderliggende bebouwing hangt af van een groot veld aan lichtstralen. Dit veld is dermate diffuus, dat niet zozeer de positie van de huizen, maar vooral de waardering van bepaalde lichttoetredingshoeken van belang wordt: Licht onder lage hoeken komt dieper de woningen in dan licht onder hoge hoeken. Voor daglichttoetreding is dus vooral de vorm van het gebouw, en in mindere mate de exacte positie van belang. Verder leidt de wens tot minimalisatie van de overlast per individu tot een spreidende kracht op het bouwvolume. Gezocht moet dus worden naar een vorm die de daglicht toetreding optimaliseert, en toch functioneel compact genoeg blijft.

Het uitvoeringscriterium leidt tot een belangrijke splijting in het oplossingsveld, die meer van bestuurlijk dan van technisch belang is. Het criterium is de mate van acceptatie van ontruiming. Als een ontruiming van de onderliggende bebouwing acceptabel wordt geacht kan het huidige ontwerp verder geoptimaliseerd worden. Echter als ontruiming tot een minimum beperkt moet worden, dan is een andere ontwerpstrategie wenselijk.

Daarom worden twee richtingen verder toegelicht: In hoofdstuk 3 wordt een alternatieve ontwerprichting met beperkte ontruimingstijd (links) kort toegelicht, en in hoofdstuk 4 wordt het primaire ontwerp (rechts) verder geoptimaliseerd en uitgewerkt.



3 Alternatieve ontwerprichting



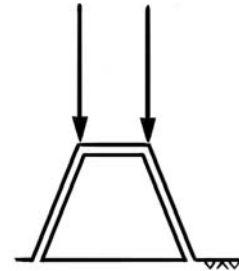
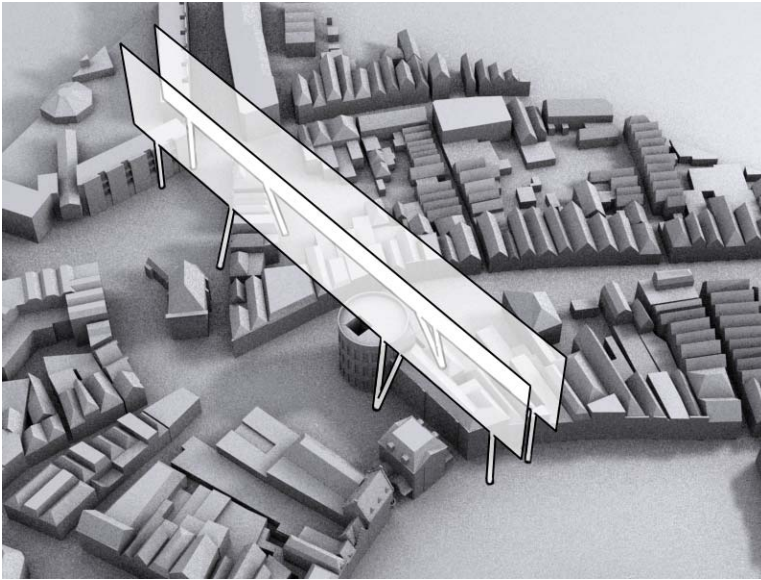
3.1 Inleiding

Dit ontwerp vindt haar oorsprong in vormstudie 3.

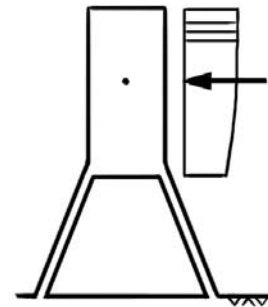
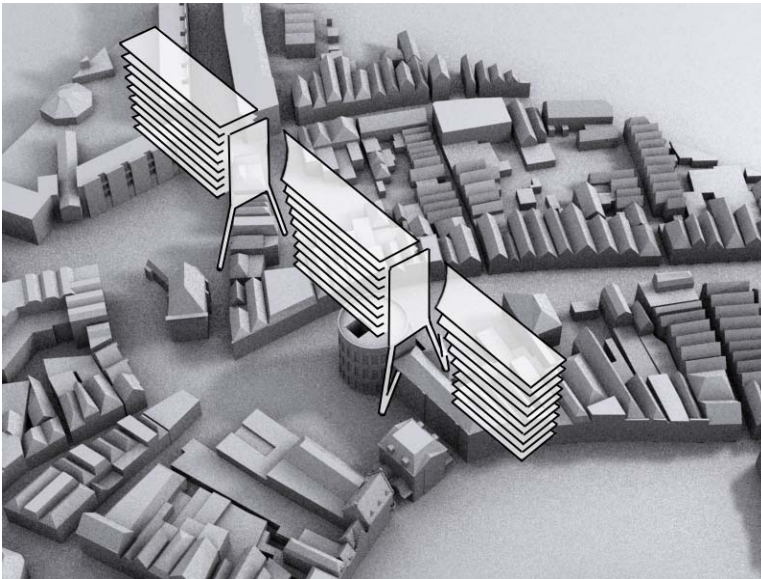
Bij dit ontwerp is reflectie van daglicht als uitgangspunt genomen. Omdat de gevel toch reflecteert is de hoogte geen probleem, maar de donkere onderkant wordt geminimaliseerd door voor een ondiep gebouw te kiezen.

Door de balkvorm niet precies op de stedelijke as te leggen, is het mogelijk haar op het marktplein te prefabriceren. Het gebouw kan dan in twee stappen naar de uiteindelijke locatie worden geschoven. Als de gevel al wordt aangebracht boven het marktplein, dan is het risico van naar beneden vallende componenten/gereedschappen op de uiteindelijke positie miniem. Dat betekent dat de onderliggende panden alleen ontruimd hoeven te worden op de dag dat het gebouw wordt verschoven. De vorm werkt op een positie net ten noorden van de stedelijke as goed om schaduwen op de publieke ruimtes te minimaliseren.

3.2 Hoofddraagconstructie



De hoofddraagconstructie bestaat uit twee 30 meter hoge vakwerken, die ieder op 4 plaatsen ondersteund zijn (in de uiteindelijke toestand).

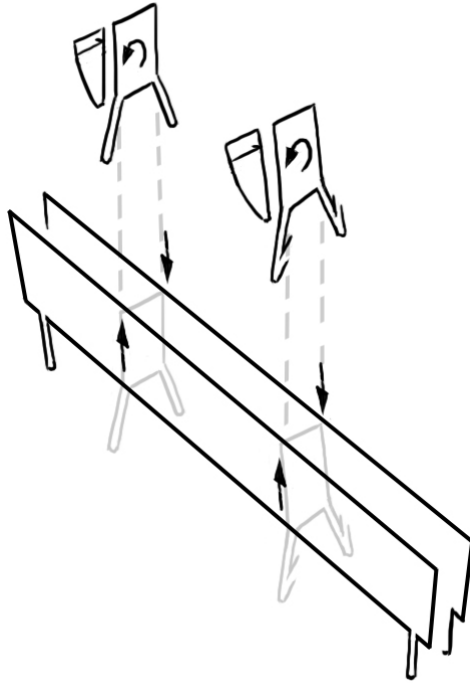


De windbelasting wordt opgenomen door de vakwerken in de vloeren, die dragen dan weer af op 2 diafragma's die op de kolommen afdragen.

Om te zorgen dat de vloer-vakwerken niet te fijnmazig hoeven te worden, kan de trapeziumplaat via een stressed-skin principe de windbelasting naar de vakwerkknoppen afdragen. De kolommen onder de diafragma's zijn schuin geplaatst zodat de gemiddelde windbelasting geen moment in de kolommen introduceert. Hierdoor kan het vlak tussen de kolommen vrij blijven van wandstaven. Hoe een asymmetrische windlast wordt opgenomen wordt later behandeld.

stabiliteit

Het gedrag bij wind die niet centrisc aangrijpt is iets minder eenvoudig. Om te voorkomen dat bij de uiteindelijke ondersteuning naast kolommen ook wandstaven naar de grond moet die verkeer en bebouwing hinderen is ervoor gekozen de eindkolommen recht naar beneden te laten gaan. Om de diafragma's in evenwicht te houden bij niet-centrische wind zijn momenten nodig op deze diafragma's. Deze worden veroorzaakt door het vervormen van de hoofdliggers. De krachten die hiermee gepaard gaan zijn veel kleiner dan de verticale lasten waarop deze hoofdvakwerken gedimensioneerd zijn. Dit systeem veroorzaakt daarom waarschijnlijk geen extra materiaalgebruik.

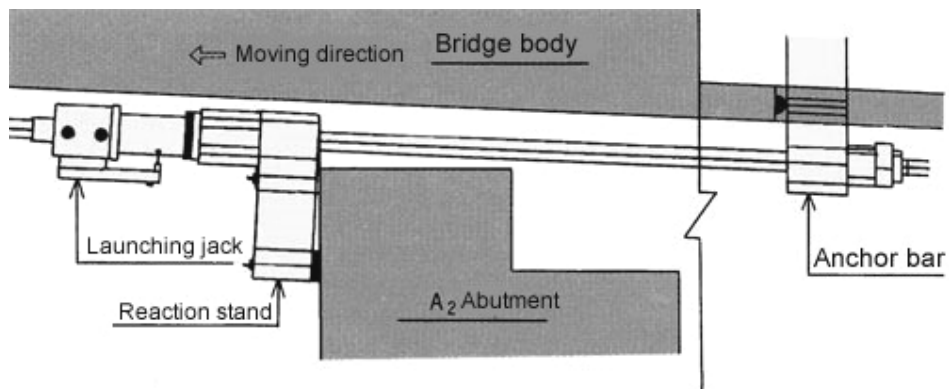


3.3 Incremental launching

Incremental launching, of taktschiebenverfahren is een techniek uit de bouw van bruggen: De brug wordt op de kade gemaakt en langzaam over de opleggingen geschoven. Deze methode is bij uitstek geschikt voor centrisc h voorgespannen betonnen bruggen met een continue doorsnede. Deze bruggen kunnen de oplegkracht namelijk vrij eenvoudig overal opnemen. Voor een stalen vakwerk zoals in een bruggebouw is de techniek wat lastiger toe te passen, en zijn lijnvormige overdrachtsconstructies nodig om altijd 1 vakwerkknoop te kunnen dragen.



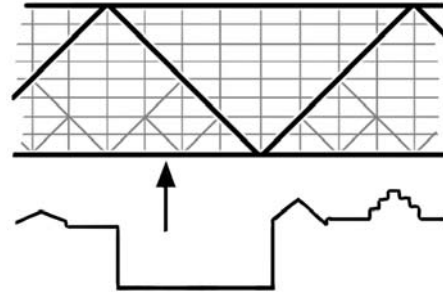
hierboven is een puntvormige glijondersteuning te zien, bekleed met een RVS plaat en glijdend door een pakket van triplex en teflon platen. Hieronder is de hydraulische installatie te zien die de brug vooruit duwt. Deze wordt bij het gebouw bij voorkeur geplaatst bij de zwaarst belaste oplegging.



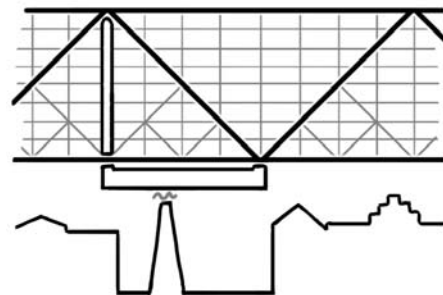
(afbeeldingen bron: www.psmic.co.jp)

Dwarskracht introductie

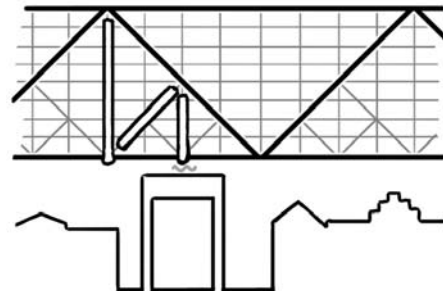
Vooraf de introductie van de oplegkracht in het vakwerk is problematisch. Deze kracht moet over kunnen aangrijpen. Echter de draagconstructie die de vloerbalken oppakt is daar niet op gedimensioneerd. Om te voorkomen dat de verschuivende kracht alle vakwerkstaven en knopen veel fors laat uitvallen dan noodzakelijk in de uiteindelijke toestand moet een truc worden bedacht.



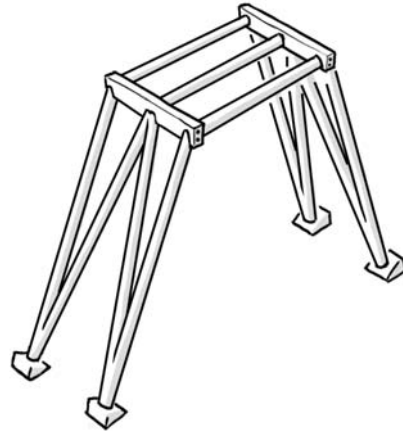
De meest voor de hand liggende oplossing is het toepassen van een tijdelijke balk die tussen de vakwerk knopen wordt geplaatst waar de oplegkracht aangrijpt. Het verplaatsen van deze tijdelijke balk van veld naar veld zal echter op hoogte moeten gebeuren. Dit is een ingewikkelde procedure die waarschijnlijk ook de bovenste randstaaf zwaar op buiging belast door de kranen die daarop moeten kunnen rijden.



Eenvoudiger is het waarschijnlijk om de stoeltjes om te draaien. Ze zitten dan op de vakwerkknopen in plaats van op de oplegging. De tijdelijke balk hoeft dan niet verplaatst te worden. Door ruimte gebrek is echter alleen een korte tijdelijke balk mogelijk (ca 13 meter) waardoor enkele vakwerkstaven toch nog zwaarder belast zullen worden.



Lijnvormige ondersteuning.

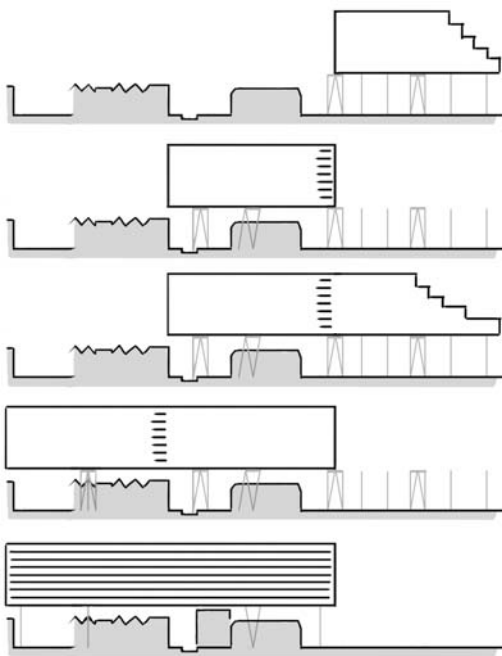
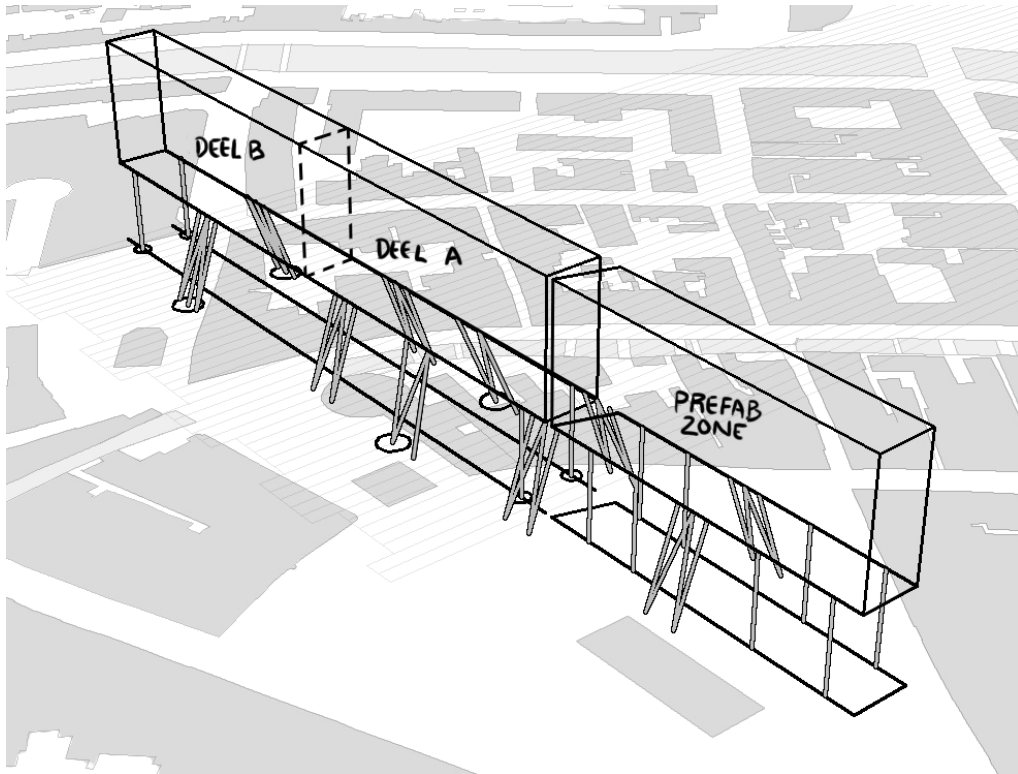


De (tijdelijke) glijopleggingen zien er ongeveer zoals hierboven uit.

Het frame heeft schuine kolommen omdat dat op sommige plaatsen nodig is om over de gebouwen heen te komen. Verder is er zo voldoende ruimte voor funderingspoeren zodat er geen interactie ontstaat met de fundering van bestaande bebouwing. Bovendien is deze vorm ook beter voor het opnemen van windkrachten. De scheve kolommen veroorzaken ook horizontale componenten op de fundering. Het is op sommige plaatsen lastig om deze via een trekstaaf op maaiveld niveau op te nemen; Dit omdat er bijvoorbeeld ook zo'n portaal over het monumentale hotel De Zalm staat. In dat geval is het wenselijk om een schuine boorpaal toe te passen, in plaats van een rechte paal met een trekstaaf die de spatkracht opneemt. Echter de schuinte van zo'n boorpaal (1:2) is problematisch voor de stabiliteit van de boorschacht. Het is te vroeg in het ontwerptraject om dit probleem nu op te lossen. De balk waar de oplegkracht op een willekeurige plaats moet kunnen aangrijpen is vaak ondersteund en heeft forse dimensies omdat die oplegkracht zeer groot is.

Verder is er waarschijnlijk nog een hydraulische installatie nodig die het gebouw omhoogduwt bij het bereiken van de oplegging. Dit is bij een brug die volgens hetzelfde principe wordt gebouwd niet nodig omdat daar vaak een lichte stalen wigvormige snavel wordt gebruikt. Deze wordt hier echter niet toegepast vanwege het grote belastingsverschil tussen montage toestand en uiteindelijke toestand. Daarom is geen lichte snavel of tussensteunpunt nodig om het steunpunts-moment (vlak voor het bereiken van de volgende oplegging) te reduceren.

Ondersteunings posities



Zoals hierboven te zien is wordt het gebouw in 2 delen gemaakt. Daarvoor is een prefab-zone op het marktplein gereserveerd. Hier wordt het gebouw op hoogte op steigers in elkaar gezet. Daarna wordt het segment over een set glijopleggingen naar de aangrenzende zone geschoven. De positie van de glijopleggingen wordt vooral bepaald door de stabiliteit van het eerste segment. Dat is 80 meter lang, dus moeten de opleggingen maximaal 40 meter uit elkaar staan. Bij een brug is meestal het eerste steunpuntsmoment bepalend voor die afstand, maar bij dit gebouw is het verschil tussen montagebelasting en uiteindelijke belasting zo groot dat dit steunpuntsmoment niet interessant is. Eventueel zou het eerste segment langer kunnen worden gemaakt dan het tweede segment, maar de positie van de glijopleggingen is nu al naar tevredenheid.

3.4 Globale kwantitatieve controle

Door de grote beschikbare hoogte van het ontwerp is het aannemelijk dat het goed mogelijk is daar een economische constructie voor te ontwerpen. Het is dus interessanter om te weten of er tijdens de incremental launching procedure veel grotere momenten en dwarskrachten ontstaan dan in de uiteindelijke toestand.

Schatting van het gebouwgewicht

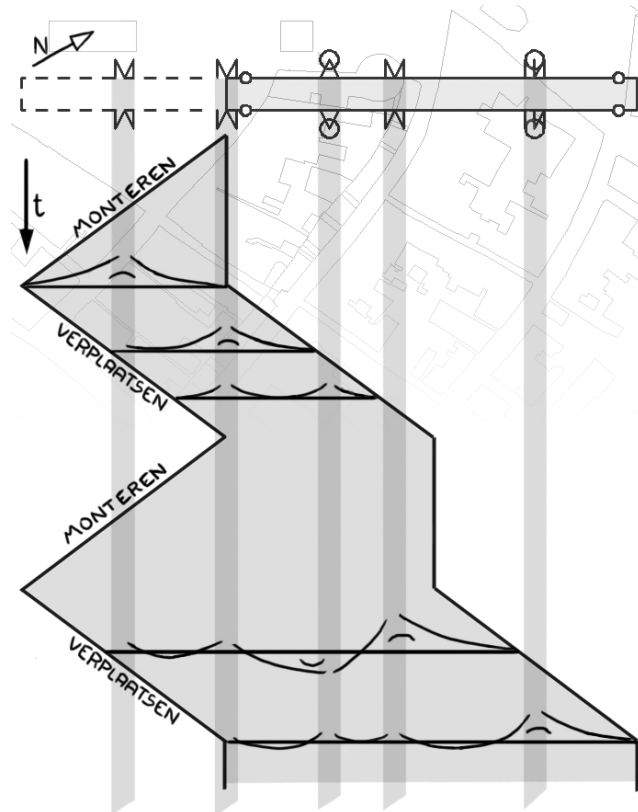
Montage-toestand (per m² BVO)

Staal	1,0 kN/m ²
Hulpverbanden	0,3 kN/m ²
Variabel	0,1 kN/m ²
Gevel	0,2 kN/m ²
<hr/>	
Totaal, bgt	1,5 kN/m ²

Uiteindelijke toestand (per m² BVO)

Partitionering	0,5 kN/m ²
Variabel momentaan	2,25 kN/m ²
Gevel	0,25 kN/m ²
SB vloer	2,0 kN/m ²
Staal	1,0 kN/m ²
<hr/>	
Totaal, bgt	6,0 kN/m ²
Totaal, ugt	7,9 kN/m ²

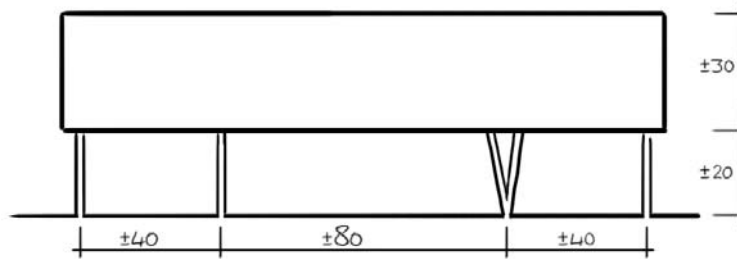
Buigende momenten tijdens transport



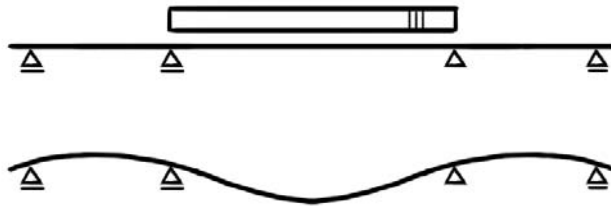
Zoals hierboven te zien treedt het maximale steunpuntsmoment tijdens transport op net voor het bereiken van de laatste glij oplegging.

$$\begin{aligned}
 q &= 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 12,6 \text{ m} \cdot 8 \text{ lagen} &= & 151 \text{ kN/m (b.g.t)} \\
 M_{\text{rep}} &= \frac{1}{2} \cdot 151 \text{ kN/m} \cdot (54 \text{ m})^2 &= & 220 \text{ MNm (b.g.t.)} \\
 M_d &\approx 1,4 \cdot 220 &= & 309 \text{ MNm (u.g.t.)}
 \end{aligned}$$

Buigende momenten in de uiteindelijke positie



Het vakwerk in de wand is 2- voudig statisch onbepaald, en de stijfheden bepalen dus de verdeling van de momenten en dwarskrachten. Dat is problematisch omdat de verhouding tussen de afschuifstijfheid en de buigstijfheid nog niet bekend is. De afschuifstijfheid is in dit geval belangrijk omdat de ligger zo hoog is.



In een theoretisch model met oneindige afschuifstijfheid (een buigliggermodel), zullen de steunpuntsmomenten het veldmoment reduceren. In een theoretisch model met oneindige buigstijfheid (een afschuifliggermodel), zullen de twee zijbeuken niet in staat zijn om een steunpuntsmoment te genereren: Dit komt door de symmetrie van de constructie. Dit is essentieel om te constateren: In de werkelijkheid, waar afschuifstijfheid en buigstijfheid beiden een rol spelen, zal het veldmoment dus een stuk hoger uitvallen dan met het buigliggermodel voorspeld zou worden. Voor de berekening van het veldmoment zal dus de conservatieve benadering worden genomen. Het veldmoment wordt berekend via het theoretisch afschuifliggermodel.

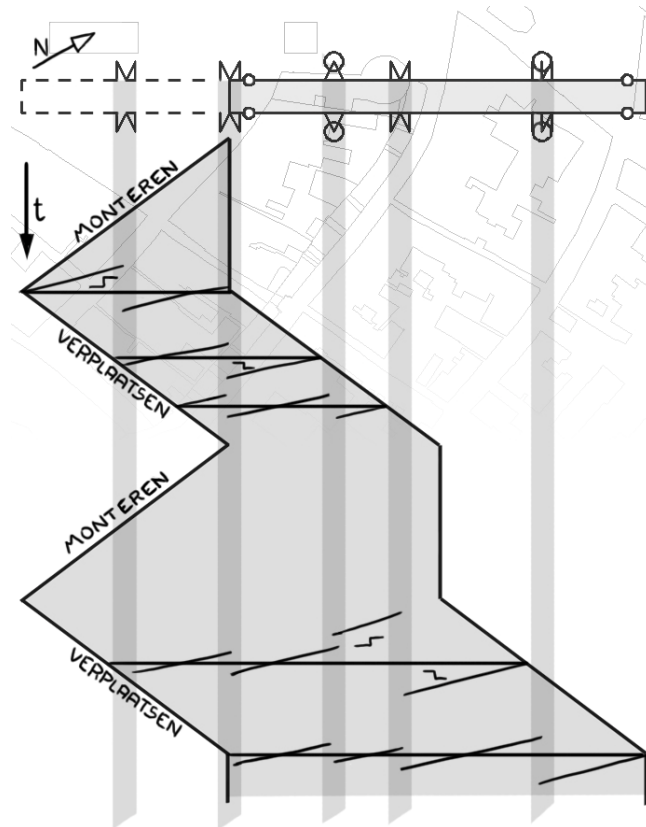


Buigend moment volgens het afschuifliggermodel:

$$\begin{aligned}
 q_d &= 7,9 \text{ kN/m} \cdot 12,6\text{m} \cdot 8 \text{ lagen} &= & 796 \text{ kN/m} \\
 M_d &= \frac{1}{8} \cdot 796 \text{ kN/m} \cdot 802 &= & 637 \text{ MNm}
 \end{aligned}$$

Het maximale veldmoment in de uiteindelijke situatie is dus groter dan het steunpuntsmoment in montage fase.

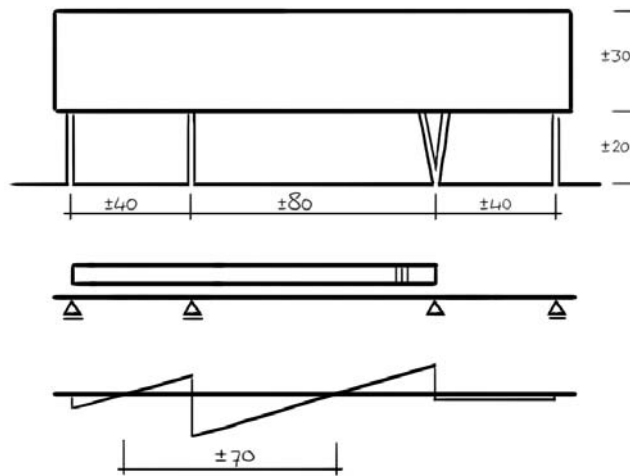
Dwarskrachten tijdens transport



De maximale oplegkracht treedt ook op vlak voor het bereiken van de laatste glij oplegging. Echter omdat het gedrag van het achterliggende veld moeilijk te schematiseren is (vanwege afschuifvorming, statische onbepaaldheid, grote vervorming door lokale introductie van oplegkracht), wordt als oplegkracht het dubbele aangenomen van de dwarskracht die rechts van de oplegging optreedt.

$$\begin{aligned}
 q &= 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 12,6 \text{ m} \cdot 8 \text{ lagen} &= & 151 \text{ kN/m (b.g.t)} \\
 R_{\text{rep}} &= 2 \cdot 54 \text{ m} \cdot 151 \text{ kN/m} &= & 16,3 \text{ MN (b.g.t.)} \\
 R_d &\approx 1,4 \cdot 220 &= & 22,8 \text{ MN (u.g.t.)}
 \end{aligned}$$

Dwarskrachten in uiteindelijke toestand



Bij een afschuiflijger model zou de dwarskrachtverdeling per veld steeds symmetrisch zijn. De gedragen lengte per oplegging is dan de helft van de aangrenzende velden, in dit geval $20 + 40 = 60$ meter.

Echter in het buiglijgermodel ontstaat er geen knik boven de oplegging, en gedraagt de ligger zich daar dus stijver. Dat betekent dat er een groter steunpuntsmoment ontstaat en dat de gedragen lengte dus groter wordt: Omdat nu nog geen gegevens beschikbaar zijn over de afschuif- en buigstijfheid van de ligger, wordt deze gedragen lengte nu geschat op 70 meter.

$$R_d = 7,9 \text{ kN/m} \cdot 12,6 \text{ m} \cdot 8 \text{ lagen} \cdot 70 \text{ m} = 55,7 \text{ MN}$$

De maximale dwarskracht en oplegreactie in uiteindelijke toestand zijn dus maatgevend. Echter het traject dat de oplegreactie in montage toestand moet afleggen om een hoofd-diagonaal te bereiken, blijft problematisch.

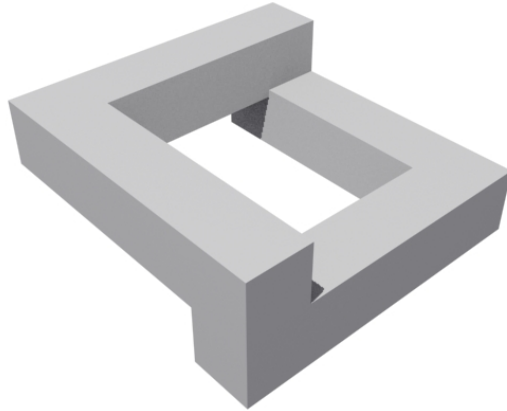
3.5 Conclusie

Het is dus goed mogelijk om tussen en boven de bestaande bebouwing plaats te vinden voor glijopleggingen, die dicht genoeg opeen staan om de stabiliteit tijdens het verschuiven te garanderen, en de momenten tijdens montagetoestand beperkt te houden tot een niveau lager dan die in de uiteindelijke toestand.

Echter de krachtsintroductie van die glijdende oplegkrachten blijft lastig, en waarschijnlijk zullen er wel enkele diagonalen overgedimensioneerd worden omdat de krachten tijdens het verschuiven groter zijn dan die in de uiteindelijke toestand. Verdere analyse zou echter moeten uitwijzen of dit extra materiaalgebruik onoverkomelijk is.

Als gevel zonder ramen aanwezig is tijdens verschuiven hoeft de onderliggende bebouwing waarschijnlijk alleen ontruimd te worden in de korte periode dat het gebouw verschoven wordt, bijvoorbeeld twee keer een weekend.

4 Uitwerking van het primaire ontwerp.



4.1 Inleiding

Dit ontwerp lijkt veel op het ontwerp dat als uitgangspunt is gebruikt. Het heeft dezelfde maten: 4 bouwlagen, buitenmaten 80 bij 80 meter en een beukdiepte van 15 meter.

In het ontwerp is echter een verspringing aangebracht. Op deze manier vindt in 1 richting overlap van de daglichtoverlast plaats, en in de andere richting spreiding. Dit principe is later in dit rapport verder uitgewerkt. Als gevel is een reflecterende gevel een goede toevoeging op de vorm om daglicht overlast verder te beperken.

De aansluitingen op de fietsenstalling, de trommel en de parkeertoren kunnen gehandhaafd blijven. De aansluiting op de Agnietenkapel als ontvangsthal voor bezoekers wordt echter lastiger. De liftkern die daarop aansluit moet ofwel buiten het kantoorvolume vallen, ofwel schuin worden uitgevoerd. De keuze tussen deze twee opties blijft bij dit afstuderen echter buiten beschouwing. Dit ontwerp wordt op de uiteindelijke locatie gemonteerd. De vormvrijheid die daaruit ontstaat maakt het mogelijk de versprongen donutvorm toe te passen.

4.2 Daglicht en bezonning

Om de overlast van beschaduwing te minimaliseren, is het originele bouwvolume 2 transformaties ondergaan:



Allereerst is de eerder voorgestelde sprong in het ontwerp aangebracht, die houdt het gebouw compact terwijl de beschaduwing zoveel mogelijk wordt verspreid.



Daarna is het volume ca. 15 meter noordelijker geplaatst om de bezonning van de publieke ruimte onder het volume te garanderen op de kritieke tijdstippen.



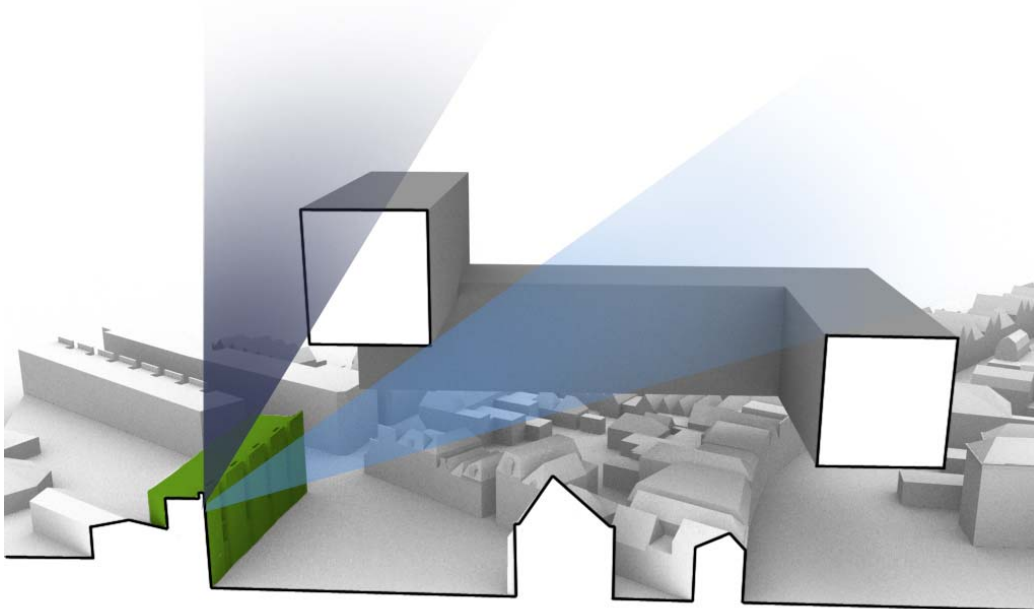
Daglicht optimalisatie

In het gebied bevinden zich veel oude panden met commerciële functies op de begane grond. Echter veel van die panden zijn onbewoond op de hogere verdiepingen, vanwege de relatief lage opbrengst op de ruimte in gebruik voor verticale ontsluiting in vergelijking met de opbrengst van diezelfde ruimte voor commerciële doeleinden. Bovendien is de geluidswering tussen die commerciële functies en de bovenliggende woningen problematisch vanwege de oude houten vloeren die bij lange na niet aan de huidige geluidsnormen voldoen.

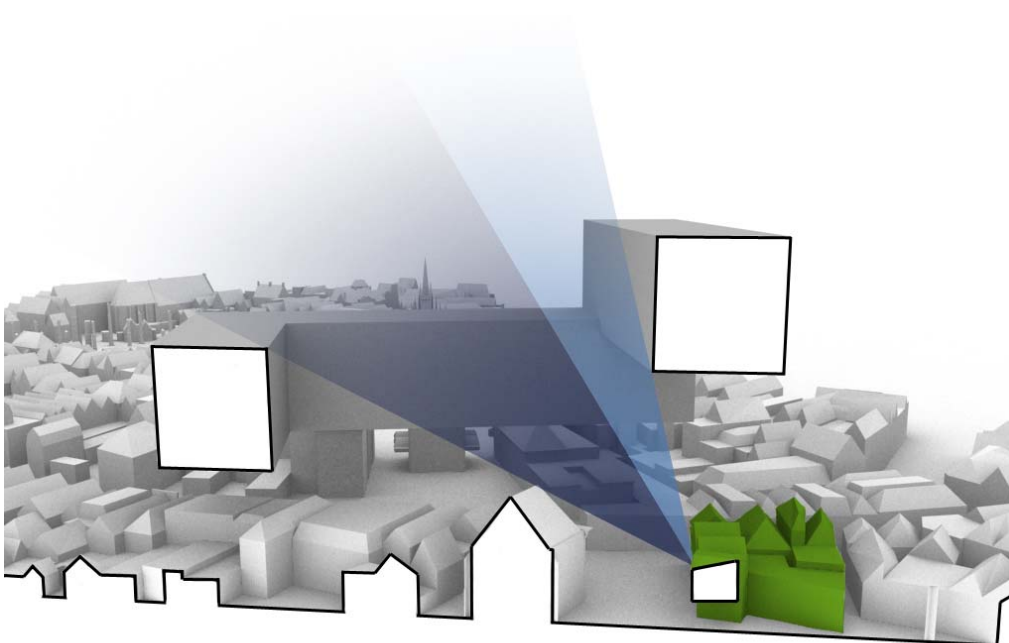
In het gebied liggen echter twee na oorlogse woonblokken waar de ontsluiting en geluidswering wel goed geregeld zijn. Deze panden zijn dus wel bewoond, en verdient dus aanbeveling de optimalisatie van daglichttoetreden specifiek op deze twee blokken toe te spitsen.



De lichttoetreding in de bovenstaande blokken zal nu beoordeeld worden: De invloed van de transformatie zal worden afgeschat op de mutatie van kwaliteit en kwantiteit van het toetredende daglicht.



Hierboven is het noordelijkste blok weer gegeven. In donkerblauw is de hoek te zien waaronder het licht zou toetreden zonder de sprong, in lichtblauw is de hoek te zien waaronder licht toetreedt met de sprong. Te zien is dat er niet zozeer een mutatie is ontstaan in hoeveelheid toetredend daglicht, maar die zelfde hoeveelheid daglicht komt nu onder een veel lagere hoek binnen, waardoor het daglicht veel dieper het vertek indingt.



Nu is het westelijke blok weergegeven. Nu is in donkerblauw de hoeveelheid licht weergegeven voor de mutatie, en in lichtblauw de hoeveelheid extra licht na de mutatie. Te zien is dat er een aanzienlijk grotere hoek van de hemelkoepel zichtbaar wordt. Door de hoge hoek zal dit echter vooral de ruimte dichtbij het raam extra verlichten.

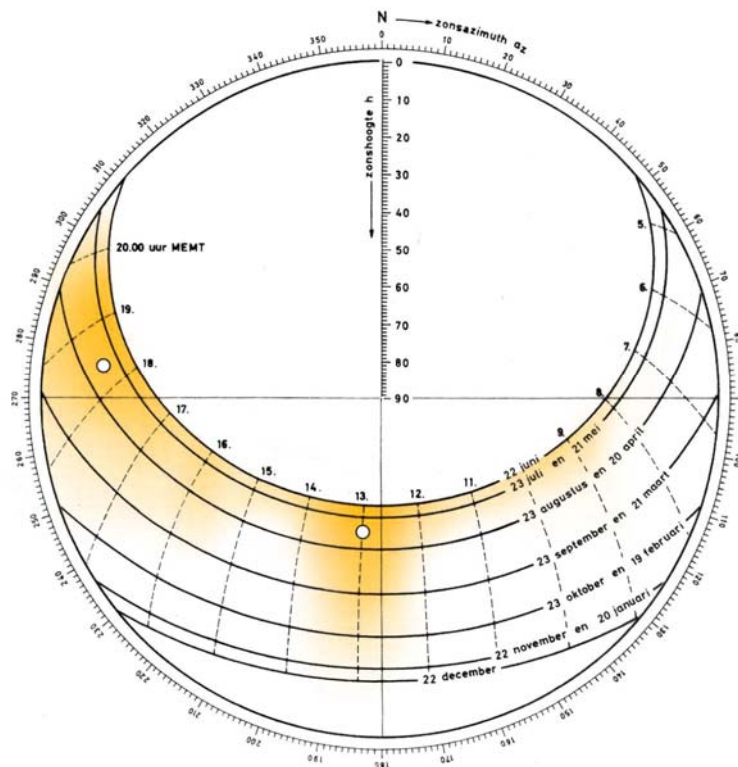
Zonlicht optimalisatie

Bebouwing met hoge dichtheid heeft voordelen ten aanzien van openbaar vervoer, sociale controle, ruimtelijke kwaliteit en landschapsbehoud. Het zet echter de toetreding van zonlicht onder druk, en om de toetreding van zonlicht te optimaliseren, moet dus eerst een keuze worden gemaakt ten aanzien van de locaties en tijdstippen waarop geoptimaliseerd wordt:

Betreffende locatie is publieke ruimte de voorkeur gegund boven private buitenruimte. Ten eerste omdat de publieke ruimte vaak intensiever wordt gebruikt. Maar bovenal vanuit het idee dat een publiek domein van hoge kwaliteit bewoners overhaalt tot een collectiever bestaan.

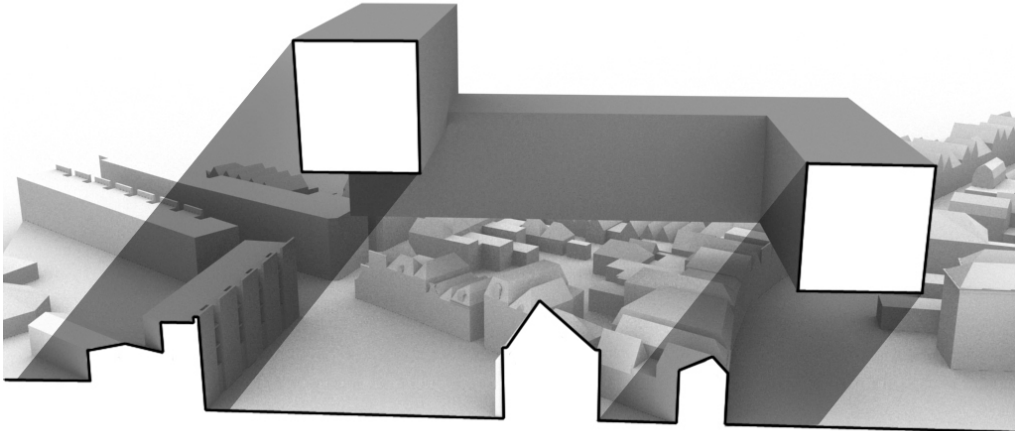
Voor de tijdstippen moet ook een keuze worden gemaakt. Het belang dat aan zontoetreding op bepaalde tijdstippen wordt toegekend verschilt van persoon tot persoon, van cultuur tot cultuur, en fluctueert over de jaren. Een eenduidig waarderingspectrum is dus eigenlijk onmogelijk vast te stellen, maar het zou er op basis van enquetering bijvoorbeeld als onderstaand uit kunnen zien.

Omwille van eenvoud zijn er twee tijdstippen gekozen waarvan geacht wordt dat ze een bovengemiddeld gebaat zouden zijn bij een optimalisatie van de bezonning: 1 mei / augustus, om 13:00 en 18:30 m.e.m.t.



1 mei / augustus

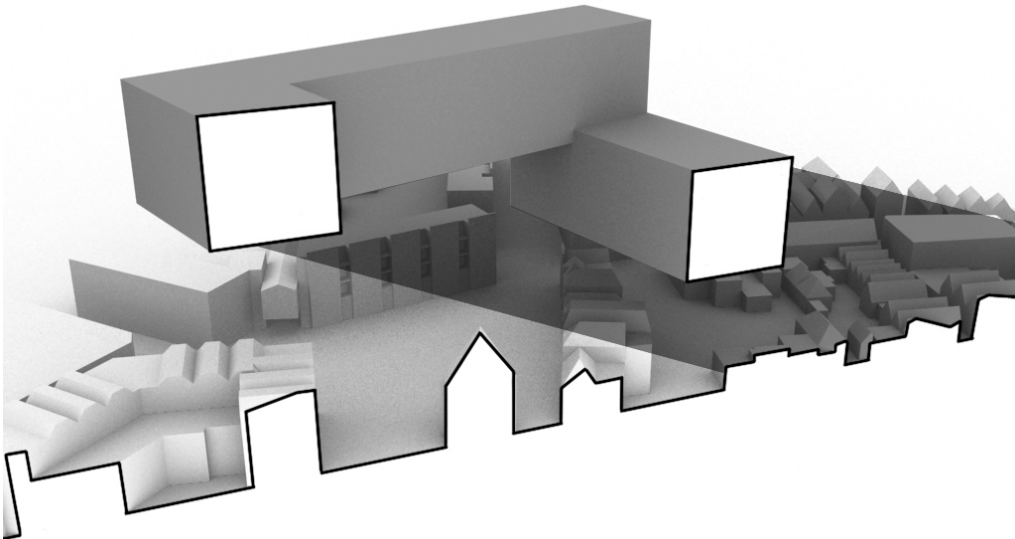
13:00 m.e.m.t.



Te zien is dat de sprong van het volume vooral de noordelijke helft van het plein van schaduw ontziet. Hier blijft dus de kwaliteit van de publieke ruimte behouden, en daarmee de mogelijkheid tot het inrichten als publieke verblijfsruimte door middel van bankjes / terrassen enzovoorts.

1 mei / augustus

18:30 m.e.m.t.



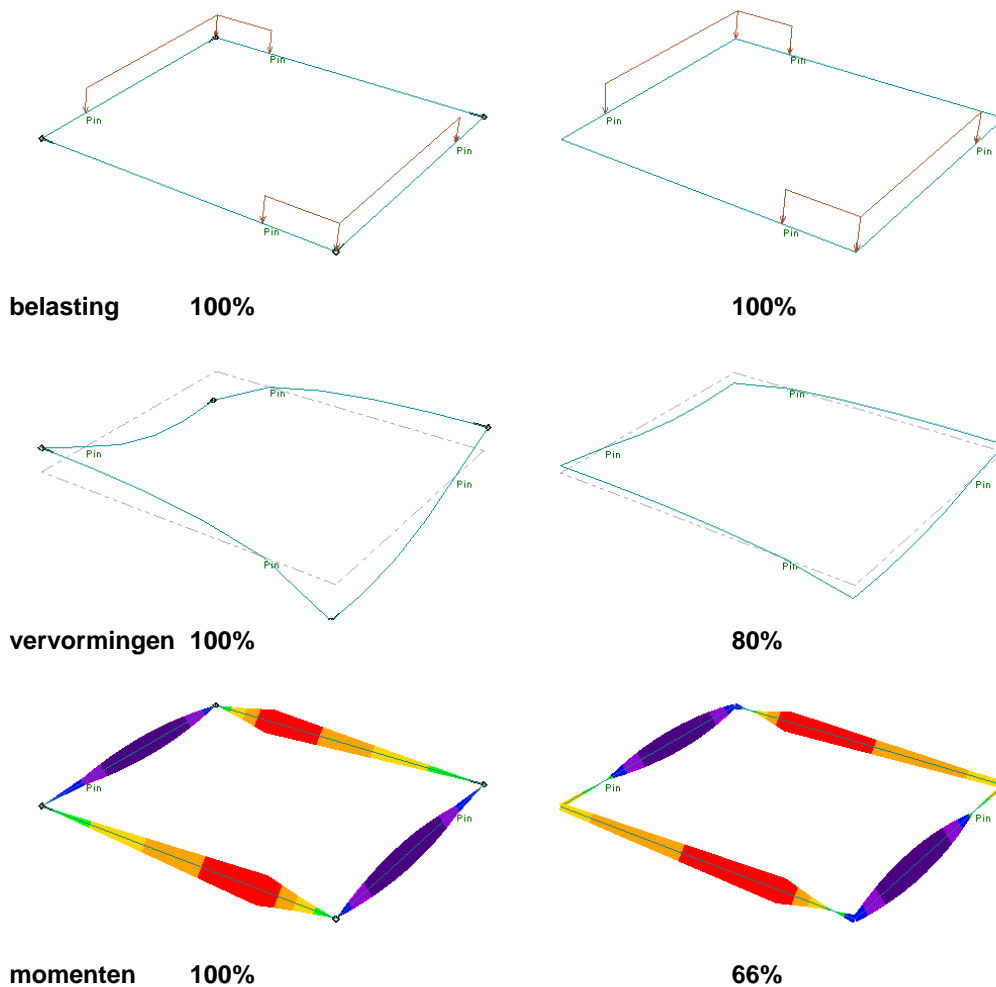
Te zien is dat ook nu door de vorm-transformatie de publieke ruimte wordt ontzien ten aanzien van beschaduwing,

4.3 **Systeemkeuze voor superstructuur**

Theoretisch draadmodel

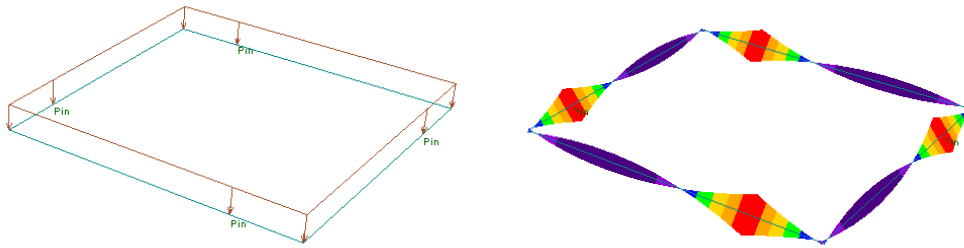
Het is al meteen vrij duidelijk dat de buitenste gevels als hoge vakwerken zullen worden gebruikt, echter hoe die samen tot een stabiel systeem moeten worden gesmeed is nog niet duidelijk. Daarvoor zal eerst de geometrie op een abstract niveau worden geanalyseerd.

Voor het model is een draad in de hartlijn van de doorsnede gelegd. Hierdoor ontstaat een vierkant met maten van 64.8 bij 64.8 meter. De opleggingen zijn 14.4 meter uit de hoeken gelegd. Er wordt vanuit gegaan dat er een torsiebuis van de doorsnede van het gebouw gemaakt kan worden. Daarom is de doorsnede van het draadmodel gemodelleerd als een koker met een hoogte van 15000 mm en een breedte van 14400 mm en een dikte van 5 mm. Twee gevallen worden bekeken, links het model met scharnieren in de hoeken, en rechts het model met torsiestijve verbindingen in de hoeken.

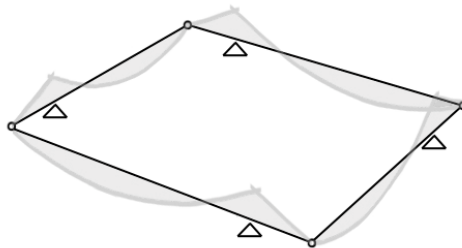


aan deze indexcijfers is te zien dat er vooral op het gebied van sterkte bij asymmetrische belasting een significante winst is te halen met een torsiebuis systeem.

Bij volbelasting van hetzelfde systeem is de onderstaande momentenlijn te zien:

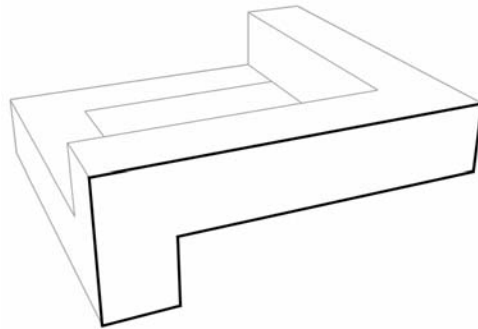


De knikken in de torsiebuis gedragen zich bij volbelasting ondanks de torsiestijve koppeling ongeveer als een scharnier, dit omdat de opgelegde vervormingen aan beide zijden van een strook ongeveer gelijk zijn. Hierdoor gaat het systeem zich ongeveer gedragen als een gerberligger die bij de scharnierpunten omgevouwen is tot een vierkant. De plaatsing van de ondersteuning net buiten de hoekpunten is dus verrassend optimaal.

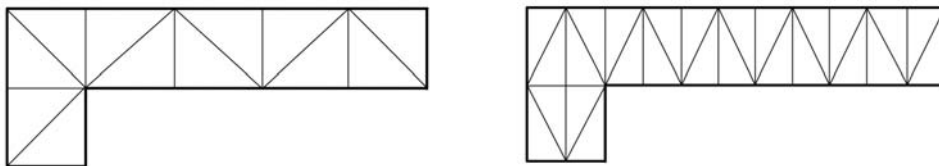


Diagonalisering

nu besloten is het geheel als een stalen torsiebuis uit te voeren moet gekozen worden hoe de wanden ervan van stalen diagonalen worden voorzien:



Daarvoor zijn twee opties bekeken, een alternatief met diagonalen onder een optimale hoek van 1:1, of een alternatief met diagonalen onder een helling van 2:1

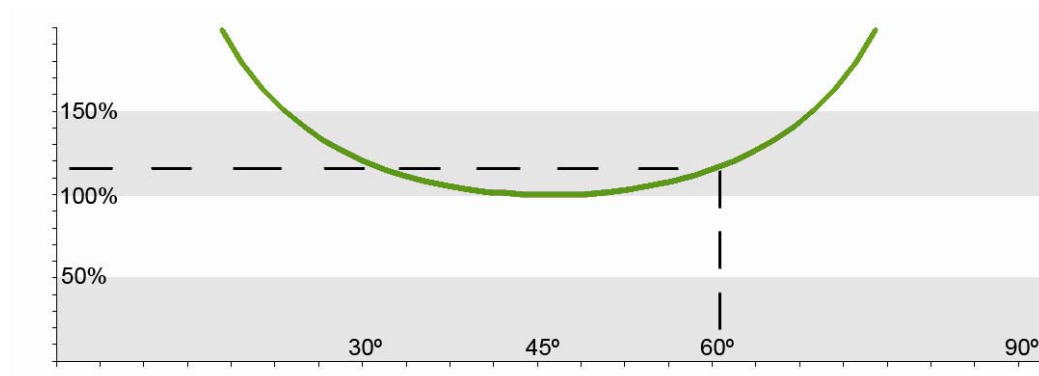


voor de optredende krachten in een wandstaaf geldt de vergelijking:

$$F = \frac{F_{\min}}{2 \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha)}$$

dus bij een helling van 2:1 geldt:

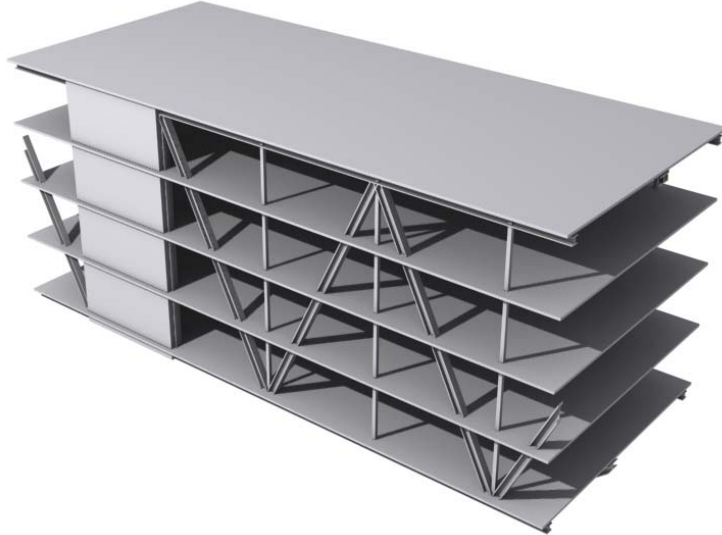
$$F = 1,25 F_{\min}$$



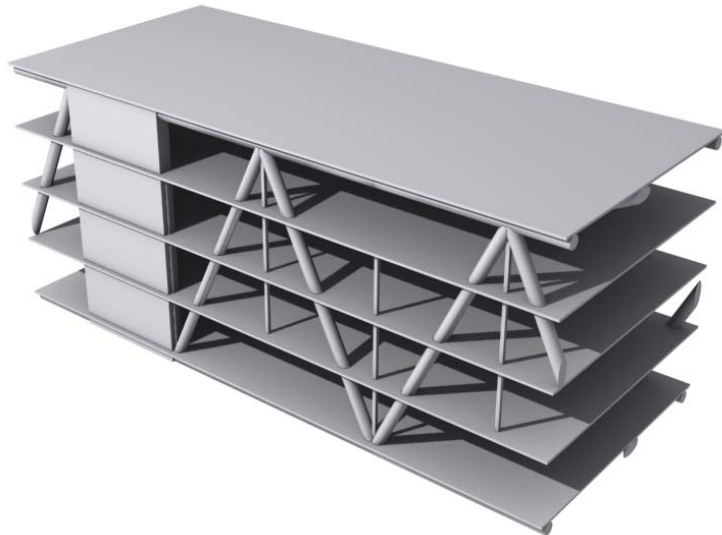
Dus met een extra materiaalgebruik in de wandstaven van slechts 25% kan de overspanning van de randbalken van 14.4 meter tot 7.2 meter worden gereduceerd. Maar het grootste voordeel is de kniklengte reductie. Nu hoeft de staander niet meer met de randstaaf verbonden te zijn om de kniklengte op 14.4 meter te houden. Hierdoor raakt het binnenwerk de superstructuur slechts op de knopen van het vakwerk. Daardoor wordt de superstructuur een stuk autonomer in haar stabiliteit en dus een stuk veiliger.

Profielkeuze

Voor de keuze van het type profiel van de superstructuur zijn er binnen de walsproducten slechts 2 mogelijkheden waarvan de axiale capaciteit voldoende grote waarden kan bereiken.



HD profielen zijn in uniplanar knopen makkelijker te verbinden dan kokerprofielen, echter voor dit gebouw zijn multiplanar knopen noodzakelijk waardoor de verbindingen alsnog lastig worden. Het grootste nadeel van HD profielen is echter dat hun traagheidsstraal zo klein is. Hierdoor hebben ze de vloeren en kolommen nodig als kniksteun. De horizontale verbandstaven moeten bovendien samengesteld worden uit verschillende profielen om voldoende horizontale en verticale sterkte te krijgen.



Buisprofielen zijn in theorie iets lastiger te verbinden in de montage knopen. Echter voor multiplanarknopen is de complexiteit niet veel groter. Met kokerprofielen is echter de kniksteun van de vloeren niet noodzakelijk. Hierdoor zal het bezwijken van een vloerbalk niet minder snel leiden tot het instorten van het gehele gebouw. Verder is vooral de helderheid van de structuur gebaat bij een uniforme profielkeuze. Deze helderheid in structuur kan de kans op fouten tijdens uitwerking en uitvoering verkleinen.

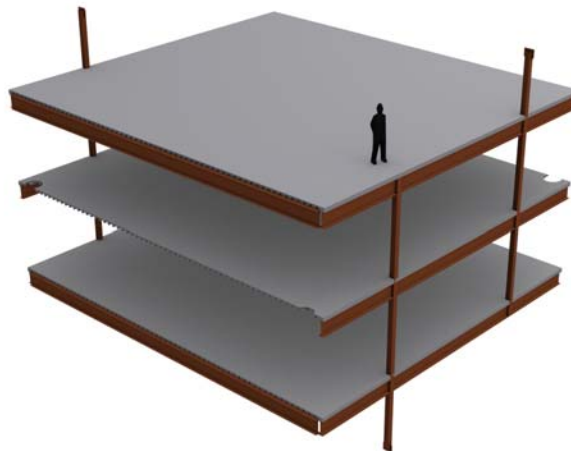
Definitie superstructuur

De superstructuur zal dus in autonoom stabiele kokerprofielen worden uitgevoerd, en alleen in de knooppunten belast worden door het binnenwerk. De superstructuur kan dus ook eerst worden opgebouwd, en pas als deze stabiel is aangevuld worden met de zware vloeren.



Definitie binnenwerk

Het binnenwerk lijkt op de draagconstructie van een gewoon gebouw. Echter omdat de superstructuur alleen in de knooppunten wordt belast, kunnen de kolommen niet zoals gewoonlijk allen aan de onderzijde aangrijpen. De helft van de kolommen zullen dus pendels worden die aan de hooggelegen knopen van de superstructuur worden opgehangen.

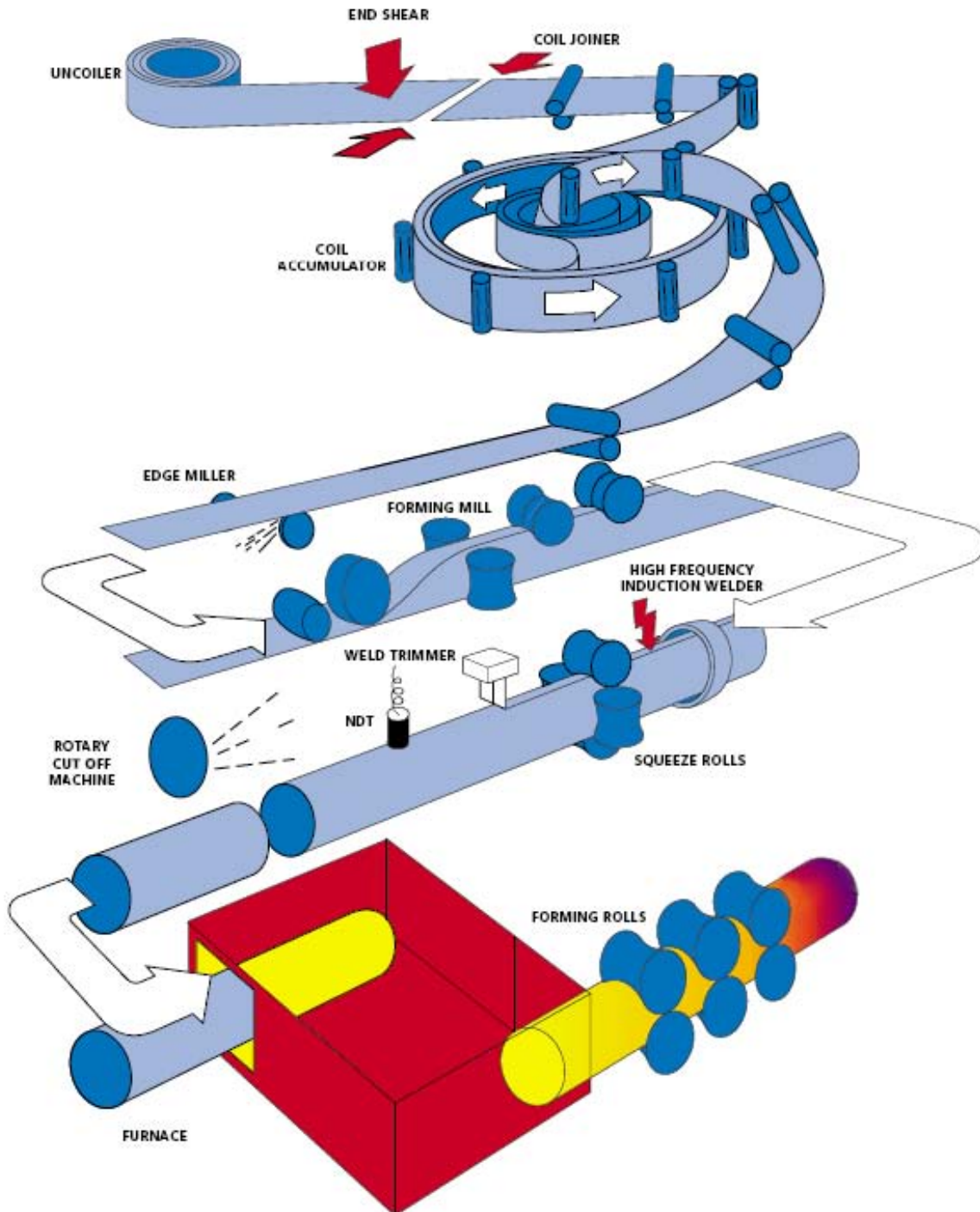


Buisprofielen

De buisprofielen voor de superstructuur komen uit 2 ranges:

- De LCHS range van corus, voor de diktes tot 27 mm (bij d=660 mm)
- De Jumbo 355 range van corus, voor de diktes tot 60 mm (bij d=660 mm)

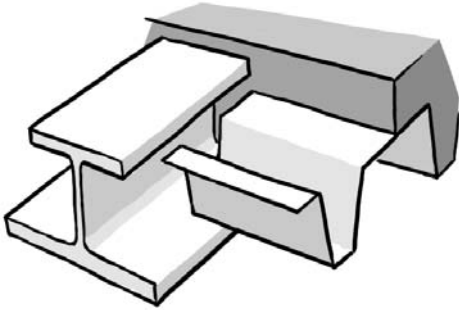
Deze buizen worden gemaakt met een lengtelas volgens het onderstaande procede (bron: corus publicatie CT06:PDF:UK:06/2006)



4.4 Binnenconstructie

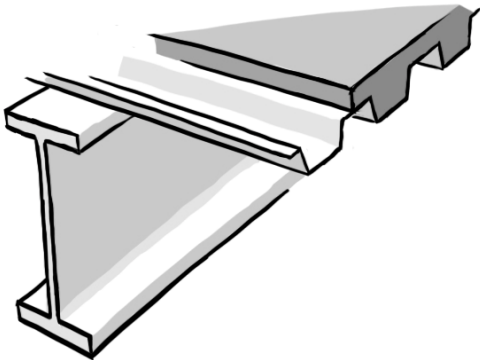
Vloer opties

Staalplaat betonvloer: deepdecks met geïntegreerde vloerligger (ca 3,5 kN/m²)



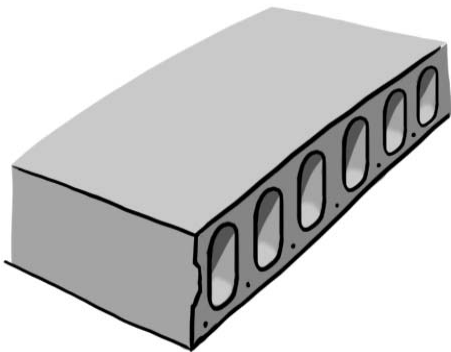
Deze staalplaat betonvloeren reduceren de constructiehoogte. Bij een gebouw van 4 lagen is het reduceren van de constructie-hoogte echter minder dwingend dan bij een gebouw van 20 lagen. Een grotere verdiepingshoogte heeft zelfs constructieve voordelen voor de superstructuur, en de diagonalen van die vakwerken doorkruisen dan ook minder vaak de gebruikszone.

Staalplaat betonvloer: lage staalplaat op hoge liggers. (ca. 2,5 kN/m²)



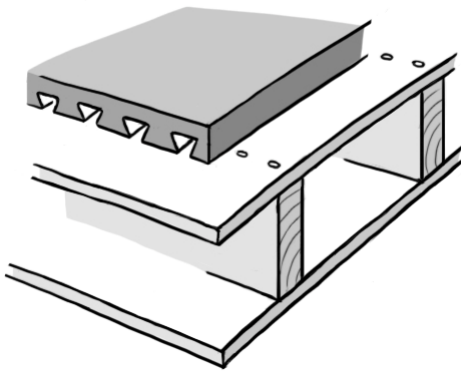
Een lagere staalplaat op hoge liggers is dan logischer. Deze vloer is lichter en goedkoper. En door de hoge liggerhoogte wordt het ook een optie de luchtschachten door een sparing in het midden van de overspanning te laten lopen, en daarmee de verdiepingshoogte te reduceren.

Kanaalplaat met afwerklaag. (ca. 6 a 7 kN/m²)



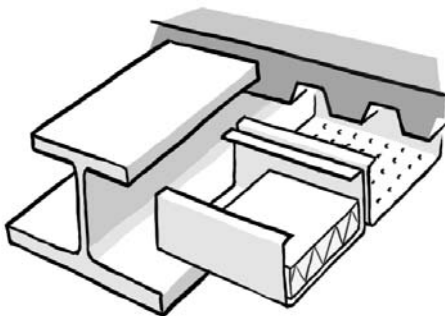
Een A400 kanaalplaat kan de 15 meter overspannen. Echter deze vloer weegt al gauw aardig veel. Bovendien is het inhijzen van deze prefab vloerdelen tussen de vakwerken in lastig en kost veel kraan capaciteit.

Houten vloer. (ca 0,5 a 2 kN/m²)



Een houten vloer is natuurlijk erg licht. Om de akoestische eigenschappen wat te verbeteren is het mogelijk een zwevende betonlaag aan te brengen. Echter het gedrag bij brand blijft dan nog twijfelachtig. Om een brandeis van 90 minuten te halen is een brandwerende onderplaat nodig. Wel ontstaat op deze manier een mooi vlak plafond, waarin gemakkelijk sparingen en afgezogen armaturen aan te brengen zijn.

Stalen cassette vloer. (ca. 0,5 a 1,5 kN/m²)



Een ander alternatief is het uitvoeren in stalen cassettes. Zoals bijvoorbeeld de IDES vloer van cepezed. Door geïntegreerde liggers als hoofdconstructie te gebruiken, zouden de dunne stalen cassettes niet brandbestendig hoeven te zijn. Deze redenering is echter wel wat dubieus omdat de schijfwerking van de vloer ook wegvalt bij het bezwijken van de cassettes.

Voorlopig wordt gekozen voor een gestapelde staalplaatbetonvloer. De scheiding tussen superstructuur en binnenwerk, betekent dat de vloeren niet nodig zijn voor de stabiliteit. Dit maakt het ook mogelijk te kiezen voor een lichtere staalcassettevloer. Het is echter onduidelijk of de daarmee gepaard gaande belastingsvermindering tot voldoende reductie in staalgebruik zal leiden om deze complexere vloer toch tot de beste integrale oplossing te doen uitkomen.

Controle van een vloerligger

p_q 4 kN/m²
 p_p 3 kN/m² + 0,5 kN/m² (afbouw)

staalprofiel : IPE 550 (S235)
overspanning : 15.200 mm
hart-op-hart maat: : 3600 mm
effectieve betonplaatdikte : 50 mm
Ebeton (B35) : 31000
 Φ kruip : : 3

Controle op plastische sterkte:

$$q_d = 3,6 \cdot (1,2 \cdot 3,5 + 1,5 \cdot 4) = 36,7 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 36,7 \cdot 15,22 / 8 = 1060 \text{ kNm}$$

$F_{r,max}$ beton	= 0,85 · 3600mm · 50mm · 21 N/mm ²	= 3212 kN
$F_{r,max}$ staal	= 13400 mm ² · 235 N/mm ²	= 3149 kN
hefb. arm	= 550mm/ 2 + 75mm	= 350 mm
M_r	> 3149kN · 0,350 m	= 1102 kNm

De doorsnede voldoet dus ruimschoots op sterkte

Controle op stijfheid

$$n = 210000 / 31000 = 6,77$$

berekening via toegevoegd equivalent staalblok:

equivalente breedte	= 3600 mm / 6,77	= 531 mm
verplaatsing NC	= 350 mm · 531 mm · 50 mm / (531·50+13400)	= 232,6 mm
I_{blok}	= 531 mm · (50mm) ³ / 12	= 5,5 e6 mm ⁴
I_{profiel}	= 670 e6 mm ⁴	
I_{steiner}	= 351·50·(350-232,6) ² + 13400·232,6 ²	= 1090 e6 mm ⁴
I_{totaal}	= 1770 e6 mm ⁴	
$q_{q,rep}$	= 4·3,6	= 14,4 kN/m
$u_{q,rep,el}$	= 5·14,4·150004/(384·210000·1,77e9)	= 25,6 mm
$q_{p+q,rep}$	= 3,6·(3,5+2·0,6)	= 16,9 kN/m
$u_{p+q,rep,0}$	= 30,0 mm	
$I_{\text{totaal}} (n=27)$		= 1,22 e9 mm ⁴
$u_{p+q,rep,\infty}$	= 43,6 mm	
$u_{p+q,rep,kruip}$	= 43,6 - 30,0	= 13,6 mm
u_{bij}	= 13,6 + 25,6	= 39,2 mm
u_{bij}/l	= 39,2/15200 = 0,0026 < 0,003.	voldoet aan Nen 6702.

Daarmee wordt het materiaalverbruik in de vloerplaat als volgt:

Staalgewicht in liggers:	29,2 kg/m ²
Trapeziumplaat (95 mm):	11,0 kg/m ²
Betongewicht (argex):	235 kg/m ²
Totaalgewicht:	285 kg/m ²

Het totaalgewicht voor de vloer blijft dus onder de 3 kN/m² die ervoor in de berekening was aangenomen.

Controle van een randbalk

p_q 4 kN/m²
 p_p 3 kN/m² + 0,5 kN/m² (afbouw)

staalprofiel : IPE 550 (S355)
overspanning : 7.200 mm
effectieve betonplaatdikte : 100 mm
Ebeton (B35) : 31000
 Φ kruip : 3

Controle op plastische sterkte:

$$F_d = 7,8 \cdot (1,2 \cdot 3,5 + 1,5 \cdot 4) \cdot 3,6 = 286,4 \text{ kN}$$
$$M_d = 286,4 \text{ kN} \cdot 15,6 \text{ m} / 4 = 1117 \text{ kNm}$$

$$F_{r,\max} \text{ beton} = 0,85 \cdot 1800 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} \cdot 21 \text{ N/mm}^2 = 3212 \text{ kN}$$
$$F_{r,\max} \text{ staal} = 13400 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 = 4757 \text{ kN}$$
$$\text{hefb. arm} = 550 \text{ mm} / 2 + 75 \text{ mm} = 350 \text{ mm}$$
$$M_r > 3212 \text{ kN} \cdot 0,350 \text{ m} = 1124 \text{ kNm}$$

De doorsnede voldoet dus net op sterkte

Het staalverbruik voor de randliggers komt dan op
105 kg/m / 7,8 m = 13,4 kg/m²

Controle van kolom

p_q 4 kN/m²
 p_p 3 kN/m² + 0,5 kN/m² (afbouw)

De middelste drie vloeren worden via pendels verbonden met de knopen van de superstructuur, hier worden alleen de op druk belaste pendels behandeld: de kolommen.

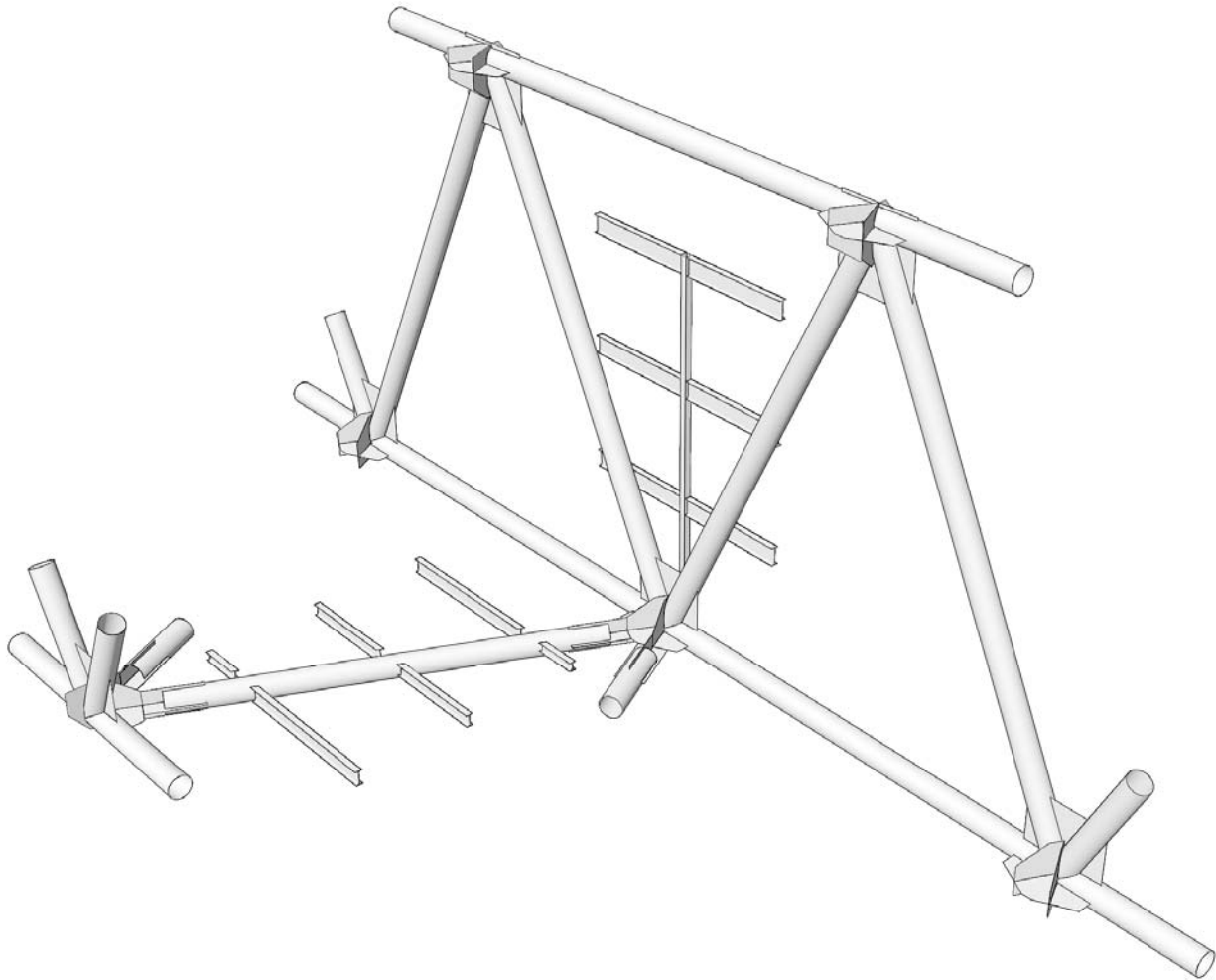
staalprofiel : SHS 200,10
dragende breedte : 7.200 mm
dragende lengte : 7.800 mm
kniklengte : 3.600 mm

$$F_d = 3 \cdot 7,2 \text{ m} \cdot 7,8 \text{ m} \cdot (1,2 \cdot 3,5 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot (8/3) \text{ kN/m}^2) = 1386 \text{ kN}$$
$$\lambda = 3600 \text{ mm} / 70 \text{ mm} = 51,4$$
$$\lambda_{\text{rel}} = 51,4 / 93,9 = 0,55$$
$$\omega_{\text{buc}} = \text{kromme a} = 0,90$$
$$F_r = 0,90 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 7490 \text{ mm}^2 = 1584 \text{ kN}$$

De kolom voldoet dus op sterkte

Het staalverbruik voor de pendels komt dan op
670 kg / (7,2 m · 7,8 m · 4) = 3,0 kg/m²

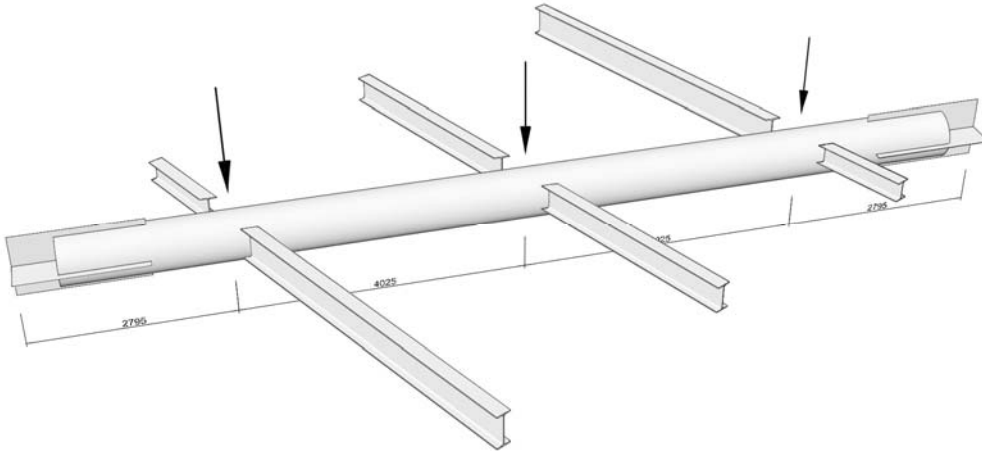
Buiging en knik van de superstructuur



In de superstructuur ontstaan ook buigende momenten. Dit vooral in de horizontale verbandstaven door de vloer die daarop ligt. Lokaal gezien zou het misschien logischer zijn te kiezen voor een hoog I-profiel. Echter dan is het profiel echter niet meer autonoom stabiel te houden. De 13.9 kg/m² staal die nodig zal blijken om deze autonomie te bewaren wordt is niet onacceptabel hoog.

Om het moment in de horizontale en verticale verbandstaven te reduceren is gekozen om het vakwerk 0,6 meter naar binnen te leggen. Hierdoor wordt ook het aantal verbindingen gereduceerd omdat de liggers en diagonalen elkaar niet meer snijden.

Momenten in horizontale verbandstaven



op de horizontale verbandstaven komen 6 puntlasten aan, deze zijn versimpeld tot 3 gelijke puntlasten. (De torsie effecten t.g.v. de asymmetrie van elk krachtenpaar kunnen eenvoudig binnen de torsiestijve koker vereffend worden.)

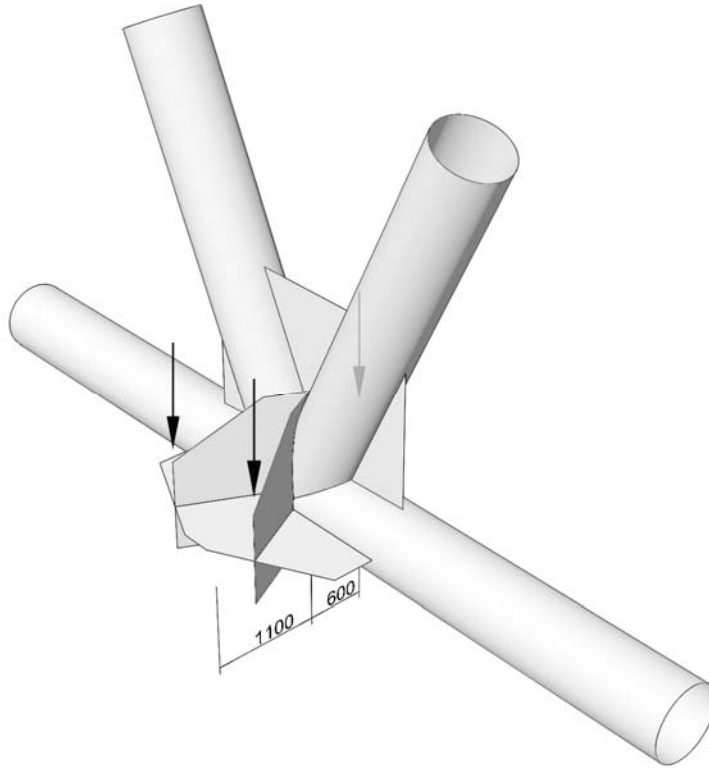
$$\begin{aligned}
 F_d &= 10.2 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,2 \cdot 3,6 &= 264.4 \text{ kN} \\
 F_{opl} &= 3/2 \cdot 264.6 \text{ kN} &= 396.5 \text{ kN} \\
 M_{d,mid} &= 396.5 \text{ kN} \cdot (2.80\text{m} + 4.03\text{m}) - 264.4\text{kN} \cdot 4.03\text{m} = 1643 \text{ kNm} \\
 W_{ben} &= 1643 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 355 \text{ N/mm}^2 &= 4.62 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \\
 I_{ben} &= 4,62 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \cdot 330 \text{ mm} &= 1.53 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \\
 I &= 0.25 \cdot \pi \cdot (330\text{mm})^4 - 0.25 \cdot \pi \cdot r_i^4 &= 9.31 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \\
 r_i &= ((9.31 - 1.53) \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \cdot 4 / \pi)^{1/4} &= 315.5 \text{ mm} \\
 t_{ben} &= 330 \text{ mm} - 315.5 \text{ mm} &= 14.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

als er dus geen normaalkracht optreedt in de buis is dus minimaal 15.9 mm dik de normaalkracht in de meeste horizontale verbandstaven blijft dusdanig beperkt dat buiging veruit maatgevend zal blijven, alleen bij de opleggingen treden grotere krachten op.

De CHS 660-15.9 weegt 253 kg /m. Met een lengte van 13.7 meter komt dat op 3.46 ton per element. Als daar 20% bijgeteld wordt voor verbindingen komt dat op 4,16 ton. Gezien er 1 horizontale verbandstaaf per 226 m2 BVO vloeroppervlak is, komt het extra staalverbruik t.g.v. buigende momenten in de horizontale verbandstaven op ca. 13.9 kg/m2. Omdat deze staven toch al individueel ingehesen moeten worden levert dit waarschijnlijk geen problemen voor de montage.

Momenten in verticale verbandstaven.

Door de excentrische aansluiting van elementen op de knopen van de superstructuur ontstaan er ook buigende momenten in de verticale verbanden. Omdat het gewicht hiervan beperkt moet blijven om het inhijzen met een mobiele kraan mogelijk te houden, moeten deze momenten zo klein mogelijk blijven. Daarom is er ook eerder voor gekozen de kolommen buiten het vlak van de superstructuur te laten aangrijpen.



maximale kolomkracht	
$3 \cdot 7,2\text{m} \cdot 7,8\text{m} \cdot (1,2 \cdot 3,5 + 1,5 \cdot (4+2+2)/3) \text{ kN/m}^2$	$= 169 \text{ m}^2 \cdot 8,2 \text{ kN/m}^2 = 1386 \text{ kN}$
minimale kolomkracht	
$3 \cdot 7,2\text{m} \cdot 7,8\text{m} \cdot 0,9 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2$	$= 169 \text{ m}^2 \cdot 2,7 \text{ kN/m}^2 = 456 \text{ kN}$
maximale dwarskracht	
$7,2\text{m} \cdot 3,6\text{m} \cdot 1,5 \cdot (1,2 \cdot 3,5\text{kN/m}^2 + 1,5 \cdot 4\text{kN/m}^2)$	$= 397 \text{ kN}$
minimale dwarskracht	
$7,2\text{m} \cdot 3,6\text{m} \cdot 1,5 \cdot (0,9 \cdot 3,0\text{kN/m}^2)$	$= 105 \text{ kN}$
maximaal moment naar buiten:	
$1386 \text{ kN} \cdot 0,6\text{m} - 105\text{kN} \cdot 2 \cdot 1,1\text{m}$	$= \underline{600.6 \text{ kNm buitenom}}$
maximaal moment naar binnen:	
$397\text{kN} \cdot 2 \cdot 1,1\text{m} - 456\text{kN} \cdot 0,6\text{m}$	$= \underline{599.8 \text{ kNm binnenom}}$

Te zien is dat de twee momenten mooi gebalanceerd zijn, dat is geen toeval: Daar zijn de verhoudingen op afgestemd. De detailleringfase zal moeten aantonen of het mogelijk is de knoop compacter te maken (tot bijvoorbeeld 700-400) waardoor het moment op de verticale verbandstaven verder gereduceerd zou worden.



Dit moment wordt gesplitst afgevoerd in de twee verticale verbandstaven.
de twee verbandstaven hebben een helling van 1:2
als de horizontale component gelijk aan 1 wordt gesteld
dan is de totale verticale component gelijk aan 4
en de diagonale component gelijk aan $\sqrt{5}$
Het moment in de diagonalen wordt dan:

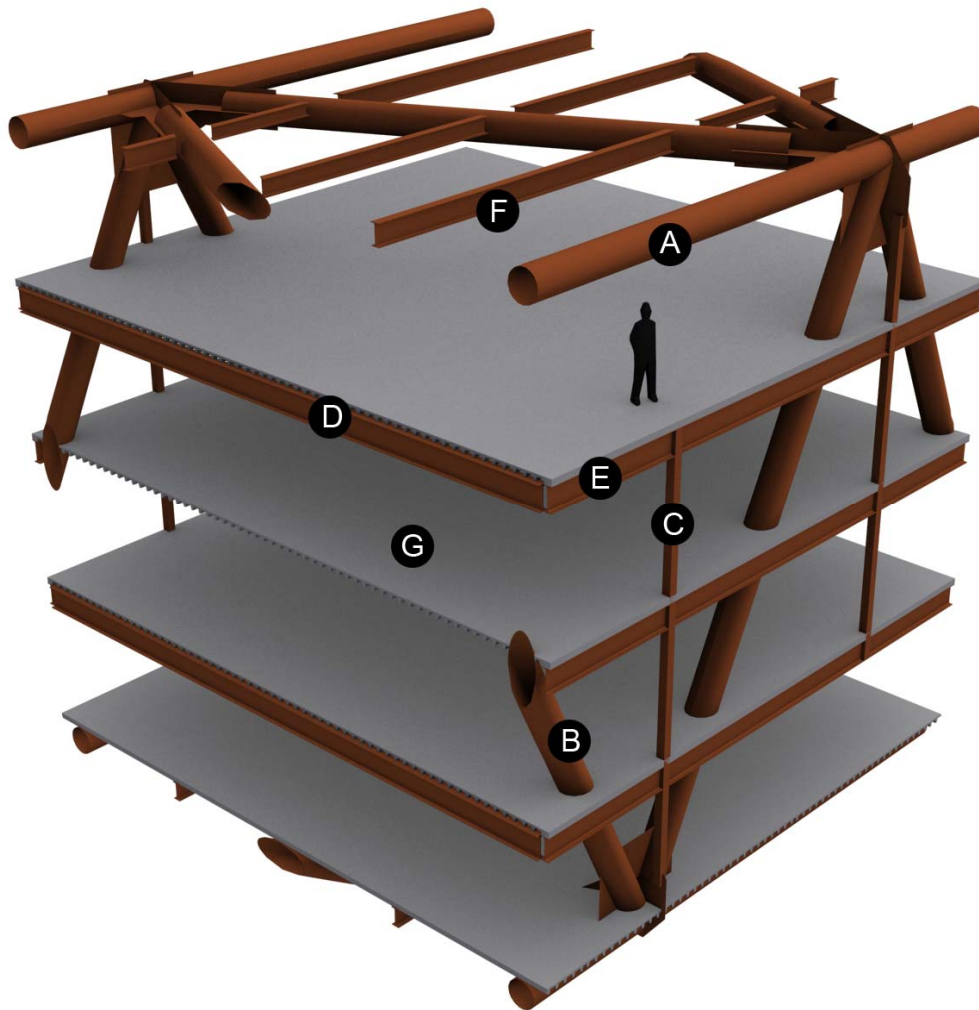
$$600.6 \text{ kNm} \cdot \frac{\sqrt{5}}{4} = 336 \text{ kNm}$$

Lineaire interpolatie met het eerder gevonden resultaat van de horizontale verbandstaven:

$$t_{\min} = (366 \text{ kNm} / 1643 \text{ kNm}) \cdot 14,5 \text{ mm} = 2.96 \text{ mm}$$

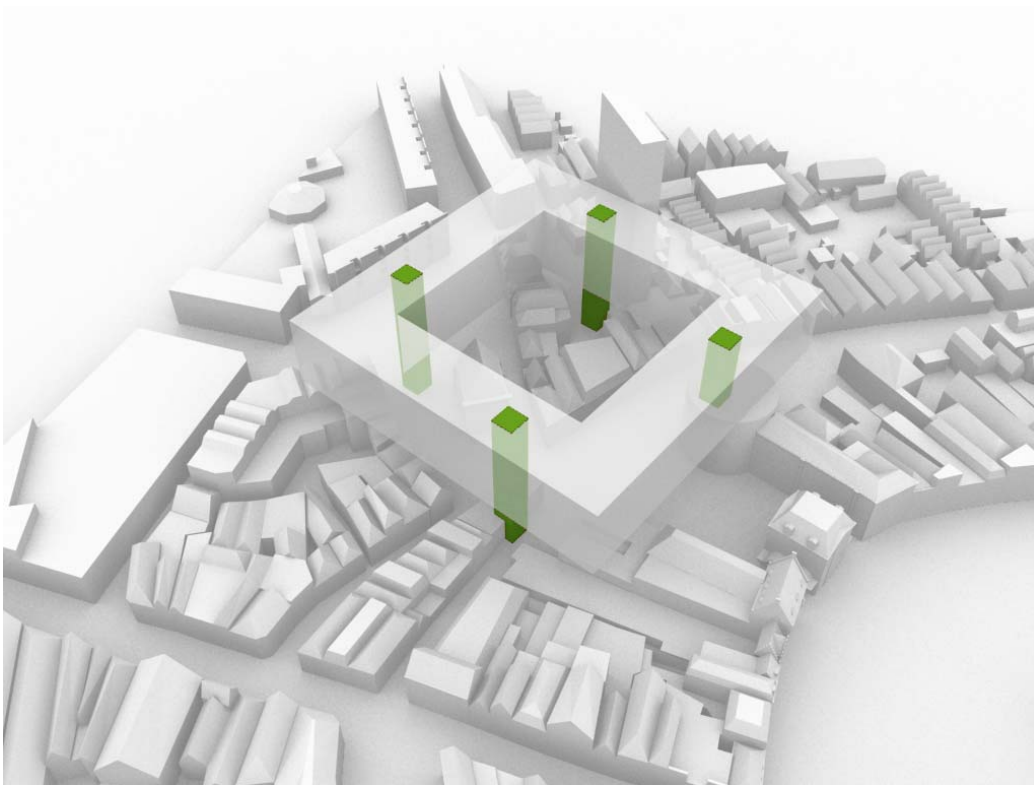
Dat komt neer op een toeslag van ca. 3,5 kg/m². Maar door de niet lineaire interactie tussen moment en normaalkracht zal dat hoger uitvallen, en doordat de maximale momenten optreden in een situatie met lagere axiale krachten zal het ook weer lager uitvallen. Voor dit stadium is het onwenselijk een interactieberekening voor elk element uit te voeren, en wordt dus voorlopig gewerkt met een geschatte toeslag van 10 kg/m².

Uiteindelijke elementaire opbouw.



A	randstaaf	CHS 660 , 10-50
B	wandstaaf	CHS 660 , 10-50
C	pendel	SHS 200, 10
D	vloerligger	IPE 550 A
E	randbalk	IPE 550 A
F	dakspant	IPE 140-400 A
G	staalplaat betonvloer	Comflor 95 met hoogte 150 mm

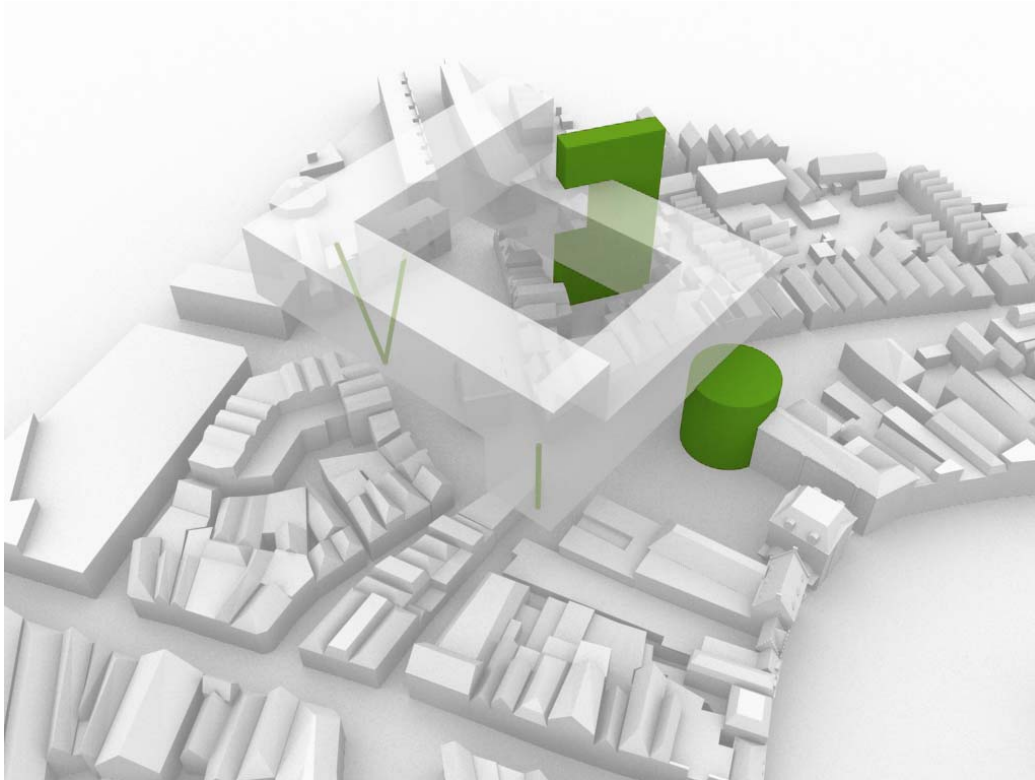
4.5 Externe en interne stabiliteit



Hierboven is de initiële vorm en het initiële stabiliteitsysteem weergegeven. Dit systeem is heel streng in haar formele structuur, echter kent wel wat nadelen:

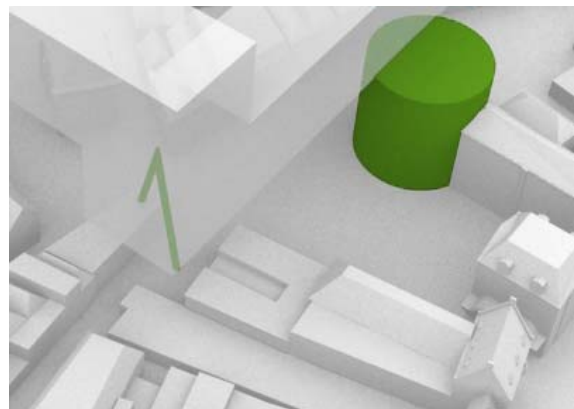
- Er is geen duidelijke gelegenheid voor thermische expansie
- Er wordt geen gebruik gemaakt van de stijfheid van de "trommel" en de "schijf".
- Het initiële systeem heeft visueel een sterk dragende werking, een ambivalente interpretatie van de dragende werking zou het architectonisch effect van "zweven" kunnen versterken.

Daarom is geprobeerd om voor elke oplegging een unieke oplossing te ontwerpen, die het systeem in zijn geheel constructief doelmatiger maakt, en bovendien perceptie van de werking van het dragend systeem vertroebelt.



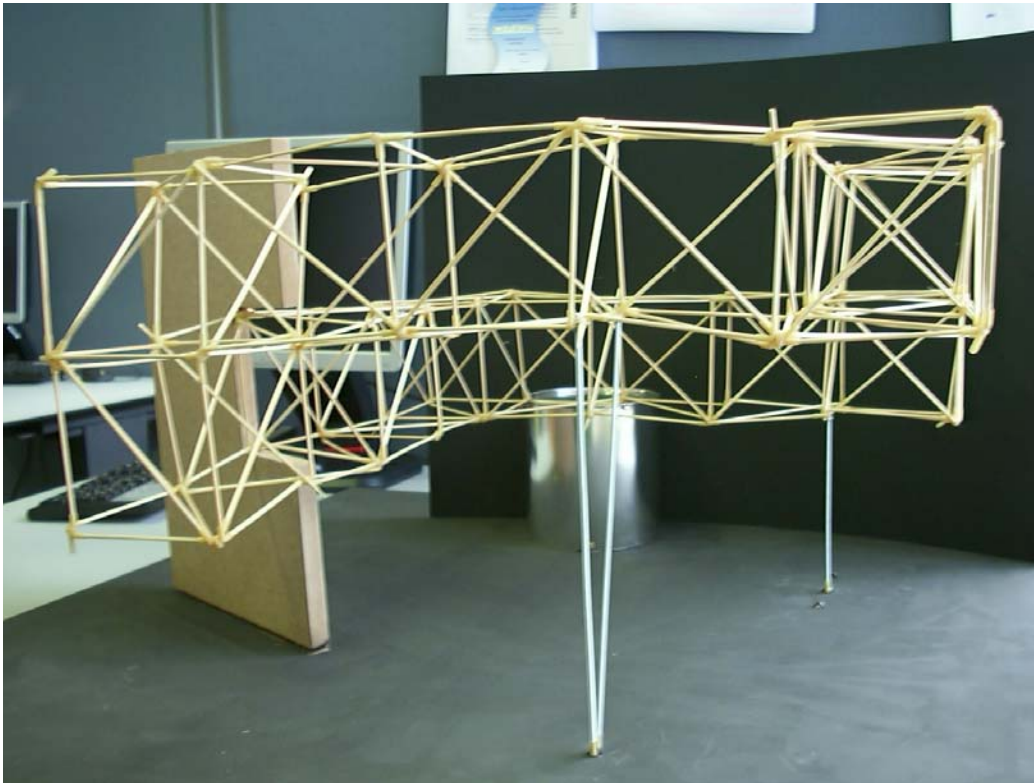
- De trommel is daarvoor als kern aangenomen die in 2 richtingen stijf is.
- De schijf is 90 graden gedraaid zodat hij rotatie van het systeem verhindert en thermische expansie toelaat, terwijl de schijf toch nog een relatie heeft met de richting van de onderliggende bouwblokken. De getekende hap uit de schijf is vooral om duidelijk te maken waar de twee volumes elkaar snijden. Deze hap komt er in werkelijkheid waarschijnlijk niet omdat onderbreking van het automatische parkeersysteem in de schijf onwenselijk is.
- De kern op het plein is versimpeld tot een V kolom, deze leidt de oplegkracht hier (de grootste van de vier oplegkrachten door minime positieverschillen van de opleggingen) gespreid in de superstructuur. Voor de stabiliteit is deze V vorm niet noodzakelijk.
- De kolom bij de fietsenstalling tenslotte is relatief kort, en heeft een grote afstand tot de stabiliteits elementen. Daarmee is deze kolom gevoelig voor 2e orde effecten. En het is maar de vraag of de superstructuur stijf genoeg is om deze 2e orde effecten tot een acceptabel niveau te beperken.

Daarom is voor de oplegging bij de fietsenstalling als alternatief een bok bedacht, deze is zo gedraaid dat deze thermische expansie toelaat en toch de superstructuur zo goed mogelijk steunt. Verdere analyse zal moeten uitwijzen of deze bok werkelijk noodzakelijk is.



Flexibel schaalmodel

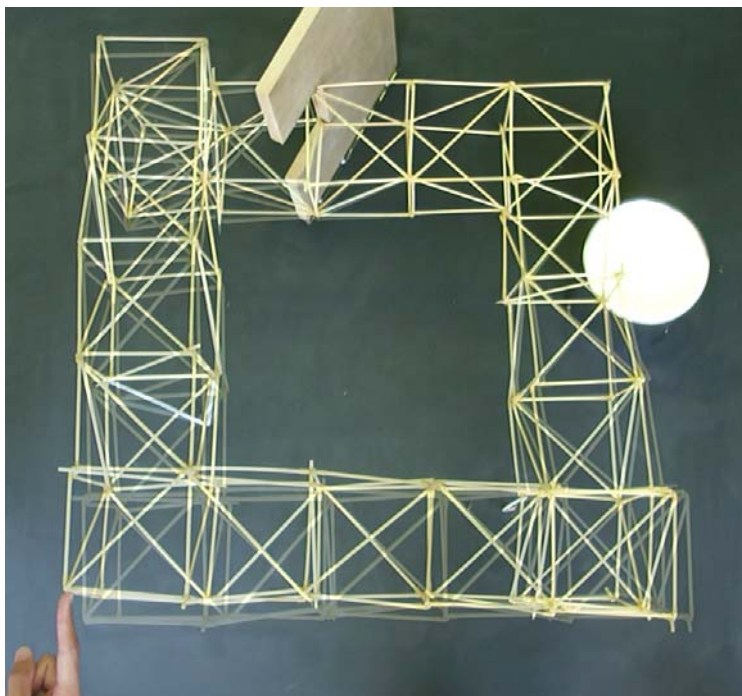
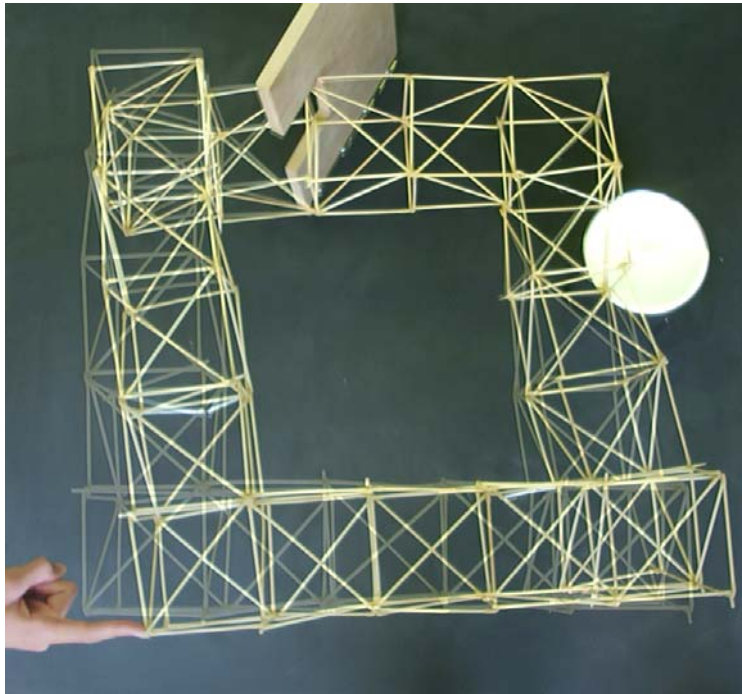
Idealiter eigent een constructie zich haar stijfheid en sterkte toe aan de hand van haar vorm, en bij voorkeur in mindere mate door een hoog materiaalverbruik. De voorgestelde superstructuur zelf is vrij uniform in haar systematiek, en heeft dus geen inherente geometrische zwaktepunten. Echter de opleggingsconstructie introduceert een geometrische specificiteit die de stijfheid van de superstructuur locatieafhankelijk maakt. Dit betekent dat er plaatsen ontstaan met een relatief lagere stijfheid, of delen met een groot stijfheidsverschil in verschillende richtingen. Om deze achilleshielen van de geometrie op te sporen is een flexibel model gemaakt. De stijfheid is over de gehele constructie uniform gehouden zodat slechts de geometrische inefficiencies opgespoord worden.



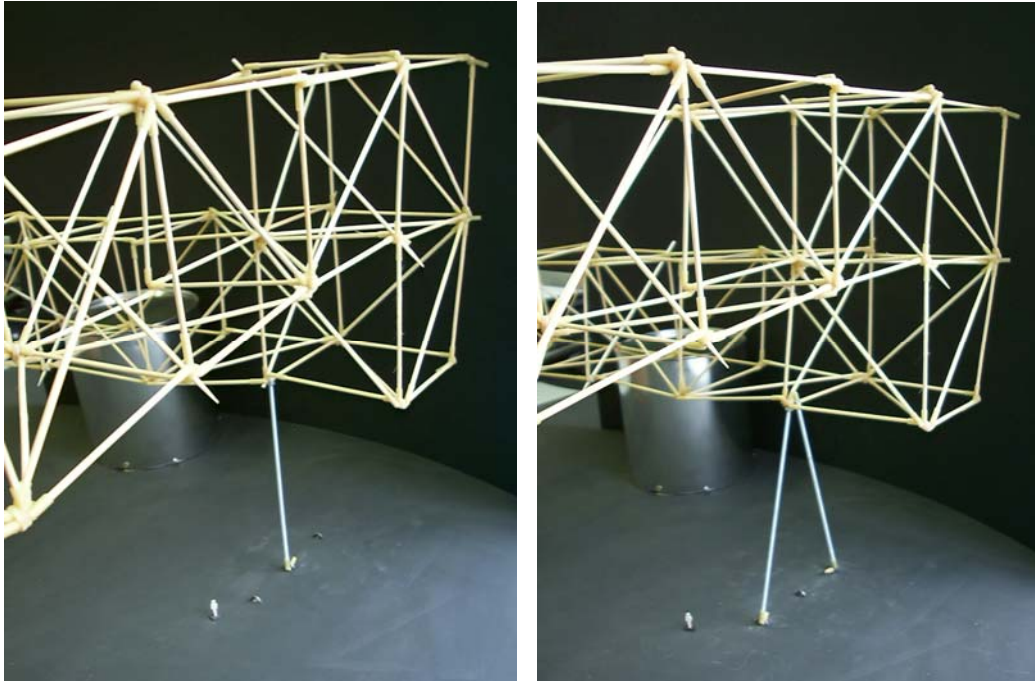
Horizontale stijfheid.

Eerst is de stijfheid getoetst van de opleggingsstrategie met 1 rechte kolom bij de fietsenstalling. Het punt met de laagste stijfheid is in 2 richtingen belast.

De links-rechts richting (bovenste afbeelding) bleek een stuk minder stijf dan de boven-onder richting (onderste afbeelding). Dit is wel begrijpelijk omdat het systeem in de bovenste afbeelding meer weg heeft van een uitkraging, en in de onderste afbeelding meer weg heeft van een kolom.



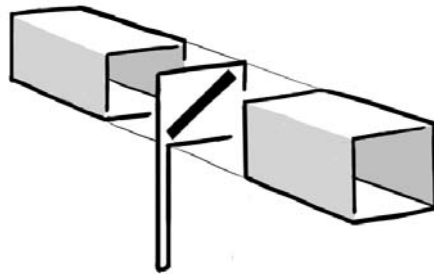
Om deze stijfheids asymmetrie op te lossen is de enkele rechte kolom bij de fietsenstalling vervangen door een bok. Deze bok is zo gepositioneerd dat deze thermische expansie nog wel toelaat, maar de constructie toch verstijft in de richting die het minst stijf werd bevonden.



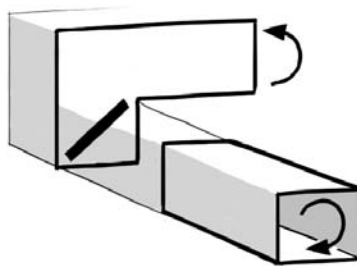
Interne stabiliteit

Diafragma's zijn verstijvingen die het kantoorlint loodrecht doorsnijden, daarmee zijn ze onwenselijk m.b.t. de vrije indeelbaarheid van de ruimte. Echter ze hebben zeer gunstige effecten op de stijfheid en samenhang van de constructie. Het is dus zaak de diafragma's weg te laten op de plekken waar dat mogelijk is.

Bij elke oplegging is een diafragma wenselijk omdat daar de wringende momenten uit de buisconstructie afgevoerd kunnen worden. Bij een excentrische oplegging is een diafragma zelfs zeer wenselijk om te voorkomen dat de doorsnede daar ernstig gaat welven door de asymmetrische dwarskrachtintrodactie.

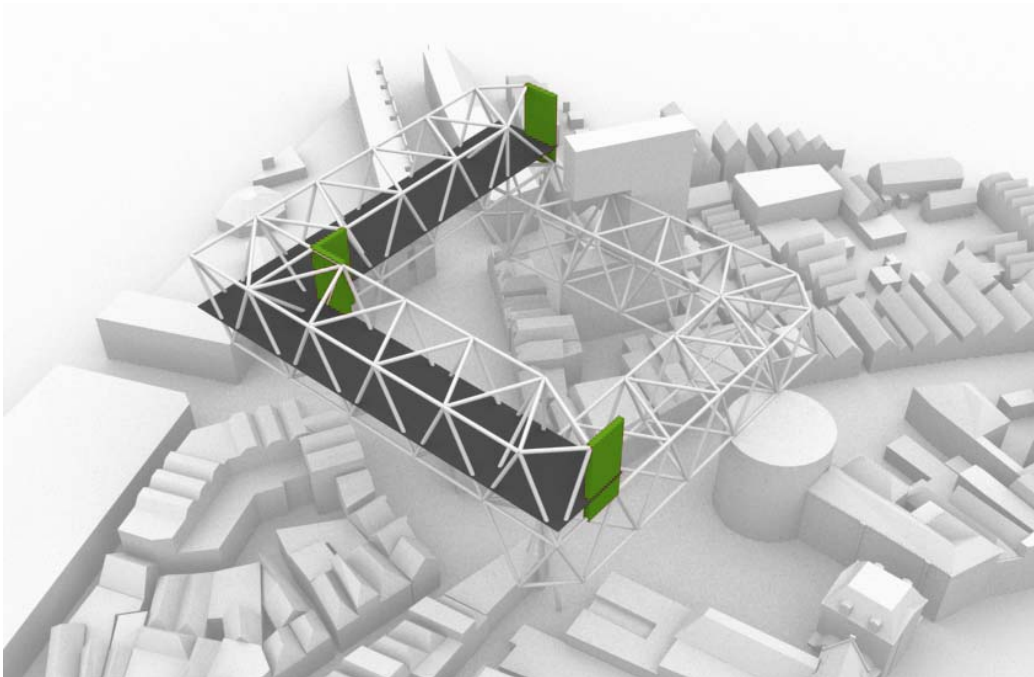


In de hoeken van het gebouw is bovendien ook een diafragma gewenst om de buigende momenten uit de wand van de ene beuk, over te dragen als een wringend moment in de torsiebuis van de beuk daar loodrecht op. Dit is de torsiekoppeling die eerder werd besproken in bij het schetsontwerp van de donut. Door deze koppeling (en dezelfde koppeling in de wand daarachter, waar de koppeldiagonaal de ruimte niet doorkruist en dus geen diafragma genoemd wordt) gedraagt de constructie zich veel stijver bij de schaakbord belastingspatronen.



Stabiliteit binnenwerk

De vloeren worden belast met de windlasten vanuit de gevels. Om deze op de knopen van de superstructuur af te dragen zijn verbanden of schijven nodig. Bij voorkeur bevinden deze schijven zich zoals bij ieder gebouw in de gevel of de kern. Bovendien moeten ze vervormingen van de vloer door temperatuursverschillen en krimp niet verhinderen. Daarvoor zijn de onderstaande locaties gevonden. De precieze uitvoering van deze verbanden zijn niet erg interessant voor de werking van het systeem als geheel. Het is daarom waarschijnlijk beter de uitwerking van deze verbanden tot een later stadium over te laten wanneer bekend is wat het precieze programma is dat achter deze verbanden gelegen is. Voor de berekening van de krachtsafdracht bij wind is de stijfheid van deze L vormige vloeren niet in rekening gebracht, omdat de stijfheid en scheurvorming in die vloeren in dit stadium nog niet bekend is. Daartoe is de krachtsafdracht zo gemodelleerd alsof de hoekverbinding van de L niet momentvast is.

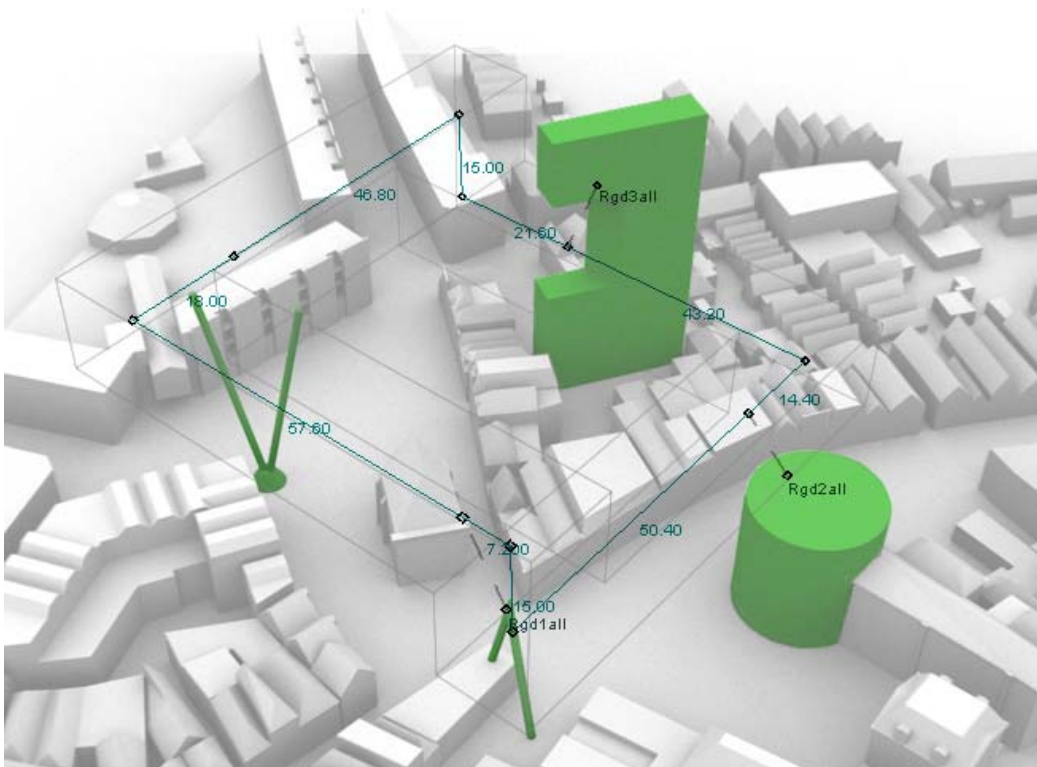


4.6 Context gerelateerd draadmodel

Als controlemodel naast het uiteindelijke EEM model is een context gerelateerd draadmodel gemaakt. Het is in principe hetzelfde als het eerder gebruikte theoretisch model, maar dan met de sprong in het ontwerp, en opleggingen die overeenkomen met de werkelijke opleggingen.

Voor de eigenschappen van de draad is een koker genomen met

h = 15.000 mm
b = 14.400 mm
t = 5 mm



Voor de berekening is uitgegaan van een permanente belasting van de volgende belastingen:

$$\begin{aligned} p_{\text{perm}} &= 4,0 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\text{var}} &= (4 + 2 + 2 + 2) / 4 = 2,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

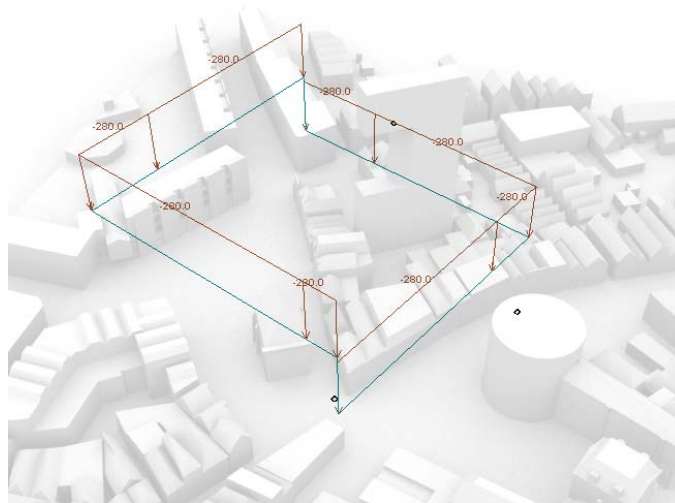
vooral de permanente belasting is een schatting. Voor het gewicht van de superstructuur is daarin 50 kg/m² opgeteld bovenop de permanente belasting die eerder voor de dimensionering van de elementen van het binnenwerk werd gebruikt (3,0 kN/m² voor de vloer met 0,5 kN/m² voor de afbouw).

Bij een totaal vloeroppervlak van 18120 m² (BVO) en een belaste elementlengte van vier maal 64.8 meter worden de lijnlasten als volgt berekend:

$$\begin{aligned} q_{\text{perm}} &= 4,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 18120 / (4 \cdot 64.8 \text{ m}) = 280 \text{ kN/m} \\ q_{\text{var}} &= 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 18120 / (4 \cdot 64.8 \text{ m}) = 175 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

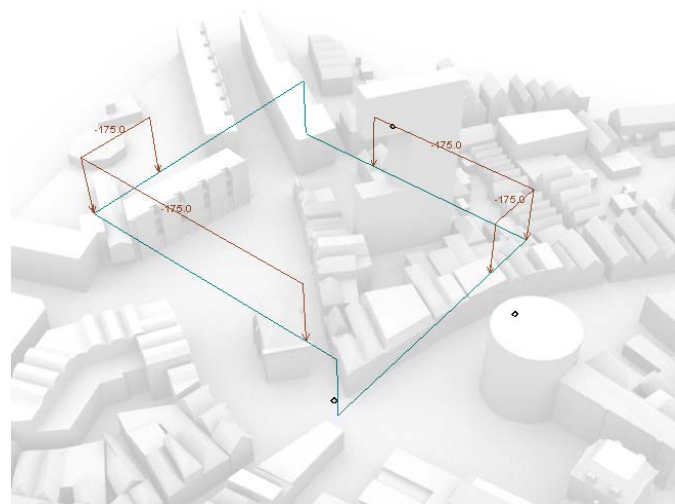
permanente belasting b.g.t.

$q = 280 \text{ kN/m}$



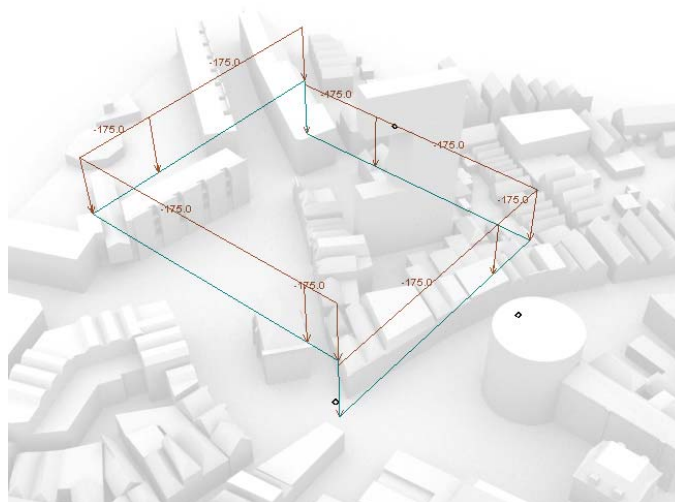
variabele asymmetrische belasting b.g.t.

$q = 175 \text{ kN/m}$



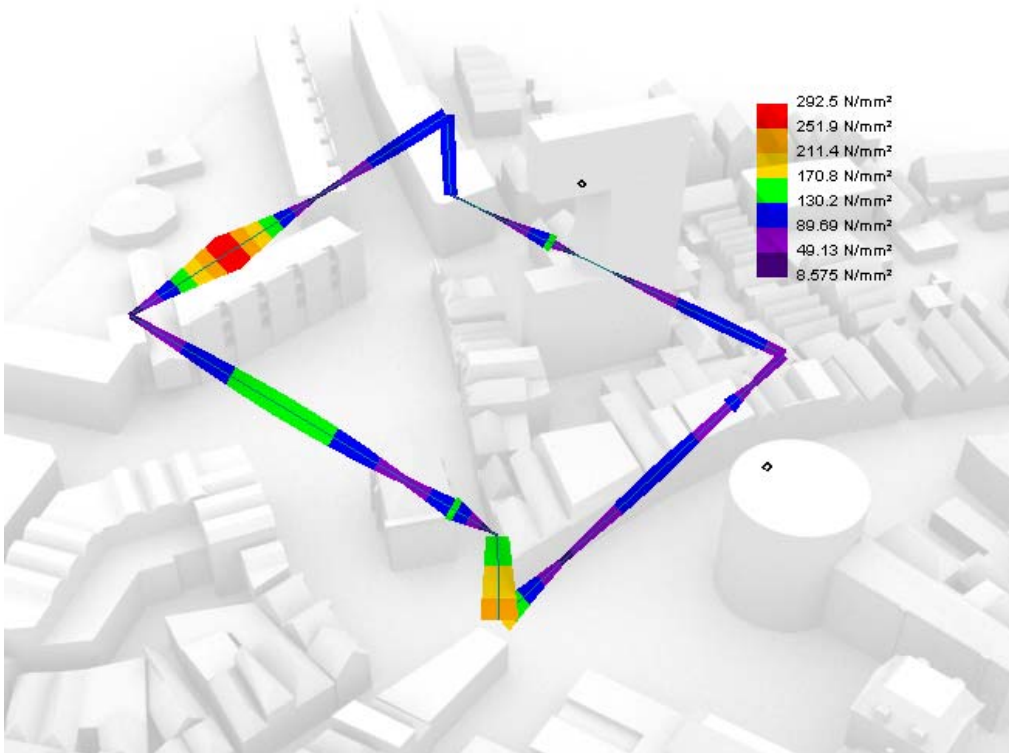
variabele volbelasting b.g.t.

$q = 175 \text{ kN/m}$



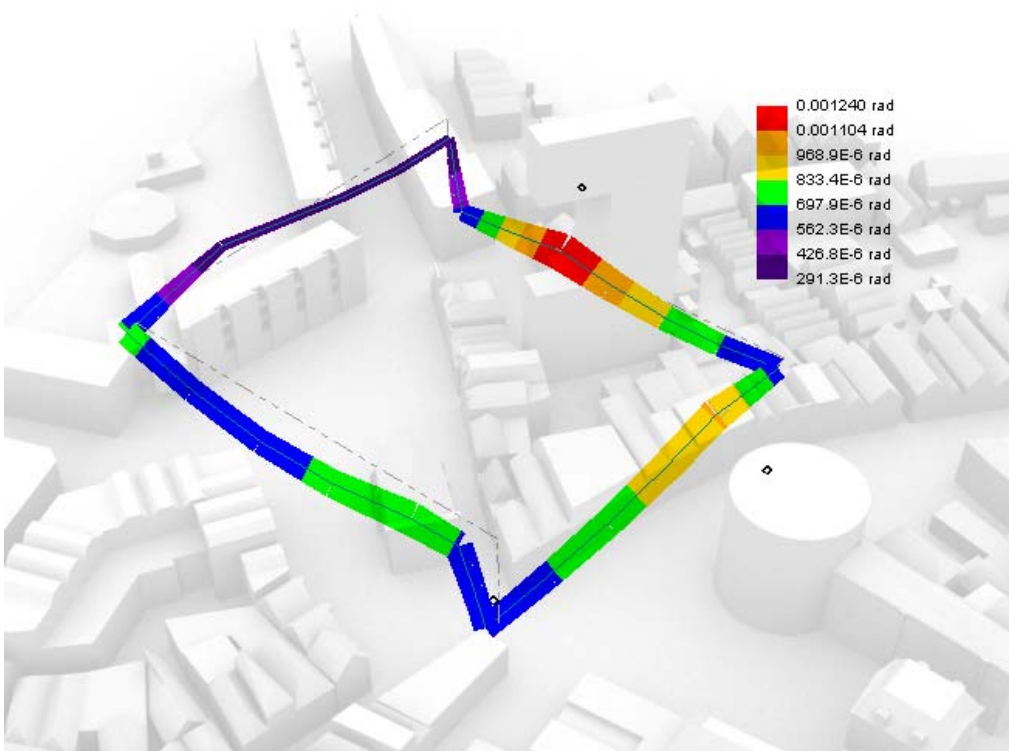
Spanningen in volbelasting

(1,5 q_{var} + 1,2 q_{perm})



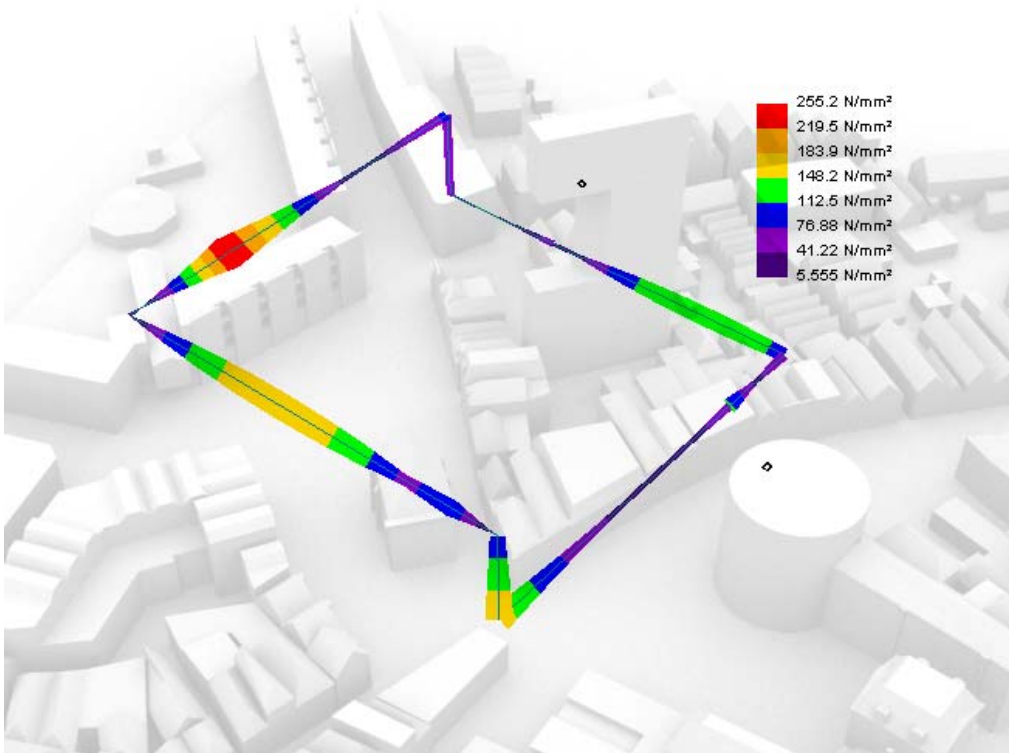
Bijkomende rotaties in volbelasting

(1,0 q_{var})



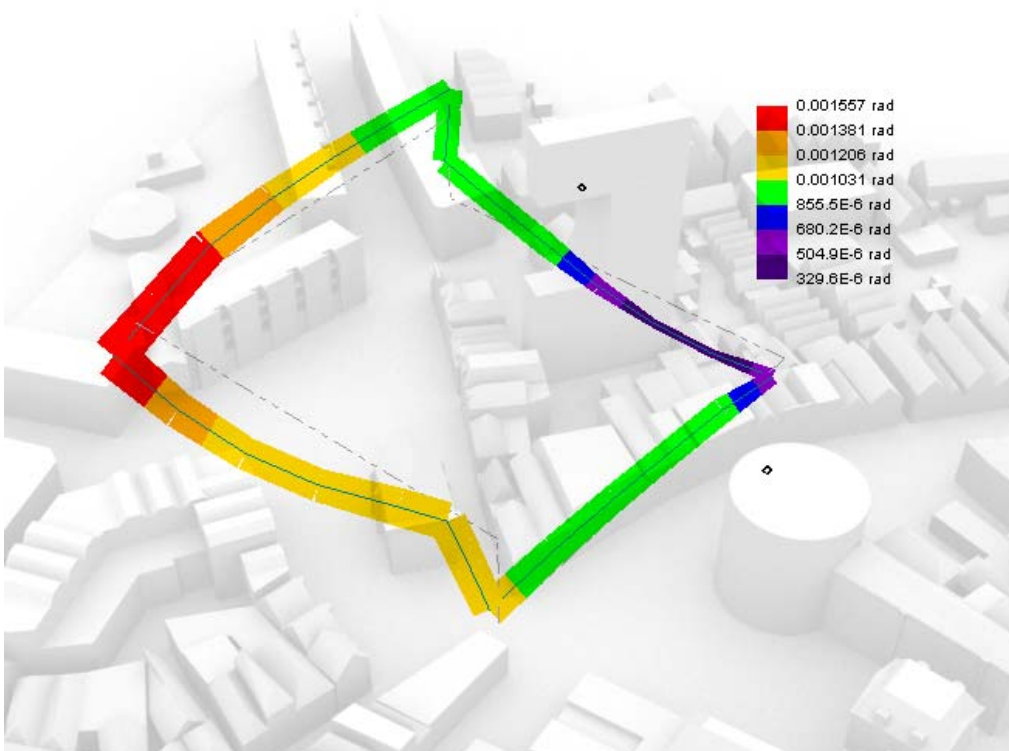
Spanningen in asymmetrische belasting

(1,5 $q_{var,as}$ + 1,2 q_{perm})



Bijkomende rotaties in volbelasting

(1,0 $q_{var,as}$)



Te zien is dat de spanningen en rotaties binnen acceptabele grenzen vallen, als wordt uitgegaan van S355

De koker heeft een doorsnede oppervlakte van $0,294 \text{ m}^2$

En heeft dus een gewicht van 2294 kg /m

De totale oploopte van de draad bedraagt 289.2 m

Het totale staalgewicht in dit model komt dus op 664 ton

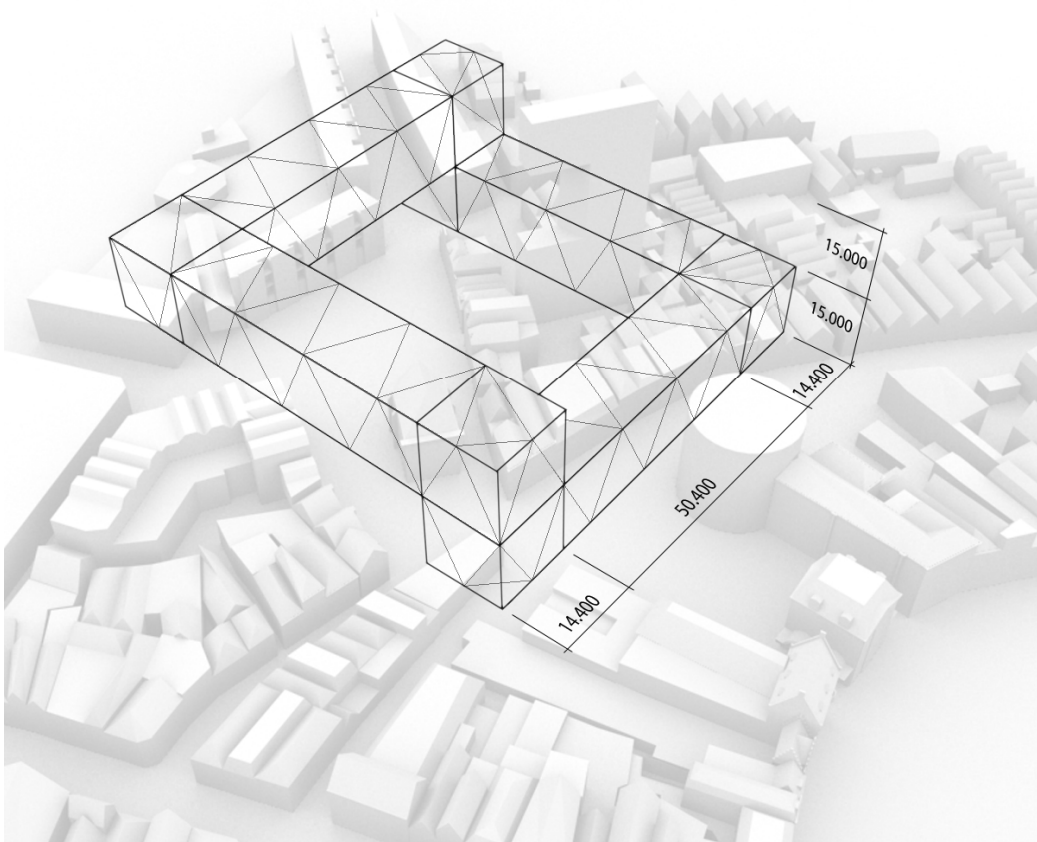
Dat is bij 18120 m^2 (BVO) een staalgewicht van 37 kg/m^2

Dit staalgewicht zal in de precieze berekening waarschijnlijk iets hoger uitvallen omdat knik en buiging in dit model niet in rekening zijn bedacht. Anderzijds kan in de uiteindelijke constructie het materiaalgebruik per staaf op de optredende belasting worden aangepast, in tegenstelling tot de constante dikte van 5 mm in dit model.

Echter dit model is niet gebruikt als een vroege schatting van het staalgewicht in de superstructuur. Maar als een controlemiddel om het vervormingsgedrag en de krachtsverdeling in het uiteindelijke EEM model visueel op vreemd gedrag te kunnen controleren.

4.7 Controleberekening van de superstructuur

Hieronder is de definitieve geometrie van de superstructuur weergegeven. Ze is gebaseerd op een grid van 7,2 bij 7,2 meter. De definitieve positie is globaal bepaald door de bezinning en de stedelijke as. De exacte locatie is bepaald op het mogelijk maken van een systeem van tijdelijke ondersteuning die bestaande bebouwing niet raken, en toch voldoende ondersteuning geven tijdens de montage.



Belastings uitgangspunten

de superstructuur wordt gedimensioneerd op de volgende belastingen:

permanent

staal van vloerliggers	29.2	kg/m ²
staal van randbalken	13.4	kg/m ²
staal van kolommen	3.0	kg/m ²
staal van buiging in horizontaal verband	13.9	kg/m ²
staal van buiging in verticaal verband	10	kg/m ²
staal van trapeziumplaat	11	kg/m ²
staal van knopen superstructuur	10	kg/m ²
beton (argex)	235	kg/m ²
<hr/>		
totaal constructie	326	kg/m ²

Dit gewicht wordt aangevuld tot 400 kg/m² omdat de afbouw hieraan nog ontbreekt. Het spreekt voor zich dat het advies is deze afbouw zo licht mogelijk uit te voeren.

Nu ontbreekt aan deze gewichtsstaat natuurlijk nog het eigengewicht van de superstructuur zelf. Deze zal door het EEM programma zelf in rekening worden gebracht, omdat het continu handmatig aanpassen van de belasting over alle optimalisatiecycli te omslachtig is.

variabel

maximale vloerbelasting 4kN/m²

door de momentaanreductie op 3 van de 4 vloeren komt de gemiddelde waarde op 2,5 kN/m²

De belasting wordt alleen over de knopen verdeeld. Het totale vloeroppervlak bedraagt 18120 m² BVO; daarmee komt de totale belasting op:

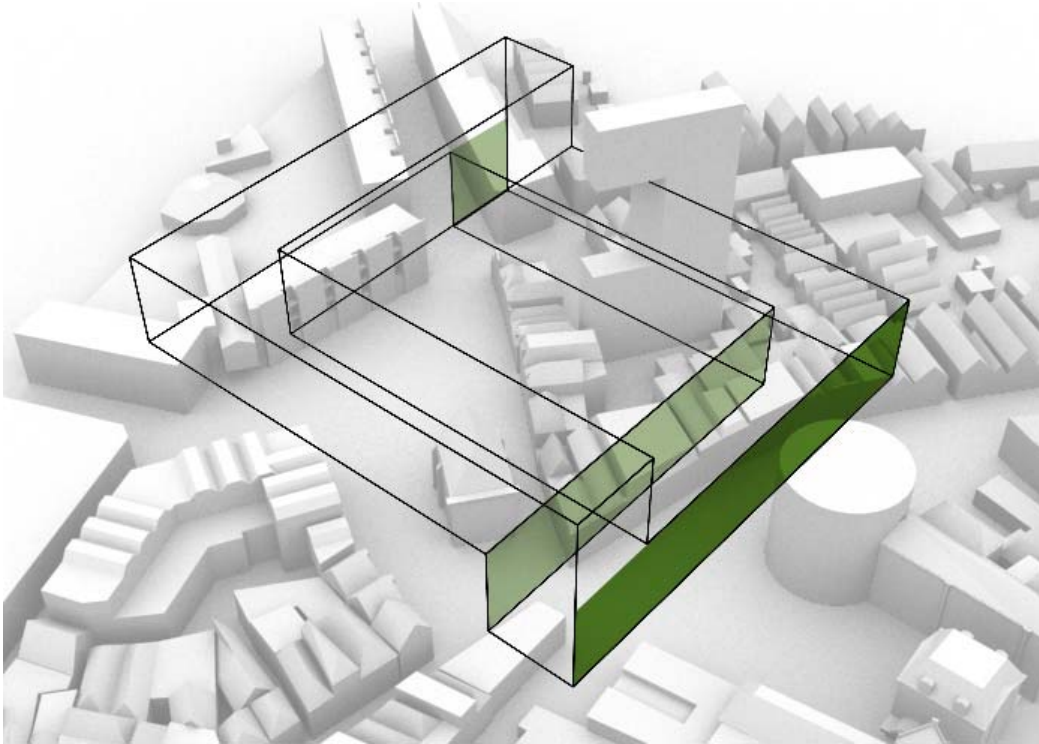
$$\begin{aligned}\Sigma F_p &= 18120 \text{ m}^2 \cdot 4 \text{ kN/m}^2 &&= 72480 \text{ kN} \\ \Sigma F_q &= 18120 \text{ m}^2 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 &&= 45280 \text{ kN}\end{aligned}$$

Het aantal te belasten knopen van de superstructuur bedraagt 80: De belasting per knoop wordt dan:

$$\begin{aligned}F_{p,\text{knoop,rep}} &= 72480 \text{ kN} / 80 &&= 906 \text{ kN (b.g.t.)} \\ F_{q,\text{knoop,rep}} &= 45280 \text{ kN} / 80 &&= 566 \text{ kN (b.g.t.)}\end{aligned}$$

Wind

Voor de krachtsverdeling van windlasten wordt de stijfheidsverhoging door de vloeren verwaarloosd. Het belaste oppervlak per L-vormige beuk (groen) wordt dus afgedragen naar slechts de parallel aan de wind staande verbanden zoals die eerder zijn gedefinieerd (zie hoofdstuk 4.5)



$$p_{rep} = C_{dim} \cdot C_{pe} \cdot p_w$$

Dit gebouw ligt in windgebied II

Voor de wind-definieerende hoogte wordt 40 meter gekozen (totale hoogte is 50 meter, gemiddelde hoogte van belasting is 35 meter)

Voor p_w wordt dan de waarde $1,26 \text{ kN/m}^2$ gevonden

Voor C_{dim} wordt de waarde $0,87$ gevonden (15 bij 75 meter)

Voor C_{pe} wordt de waarde $1,3$ aangenomen.

Voor de winddruk in bruikbaarheidsgrenstoestand geldt dan

$$p_{rep} = C_{dim} \cdot C_{pe} \cdot p_w = 0,87 \cdot 1,3 \cdot 1,26 \text{ kN/m}^2 = 1,43 \text{ kN/m}^2$$

Voor het afdragende oppervlak van ca. 16 bij 80 meter geldt dan de winddruk van

$$16 \cdot 80 \cdot 1,43 \text{ kN/m} = 1830 \text{ kN}$$

Omdat de stijfheid van de L-vormige vloeren niet in rekening wordt gebracht wordt de windkracht evenredig over de 4 afdragende knopen verdeeld:

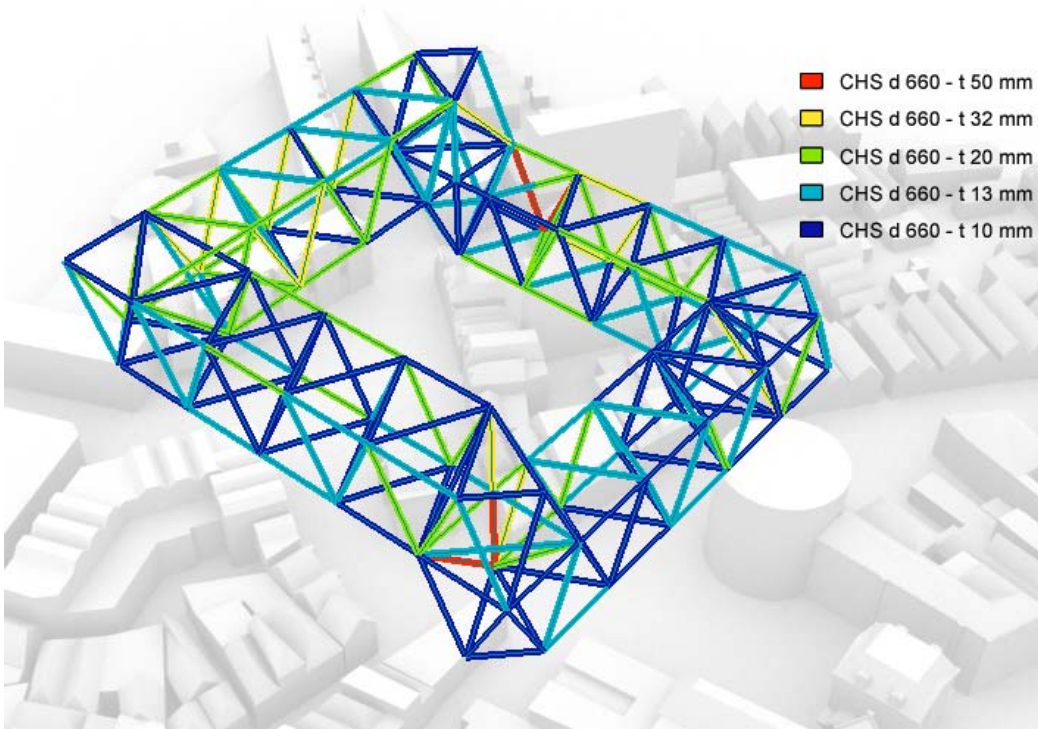
$$1824 \text{ kN} / 4 = 458 \text{ kN per knoop}$$

Model

Het model is opgebouwd uit elementen die enkel axiale krachten op kunnen nemen volgens de onderstaande structuur. De buigingscomponent is eerder al vastgesteld.



De profielen zijn als onderstaand gedimensioneerd.

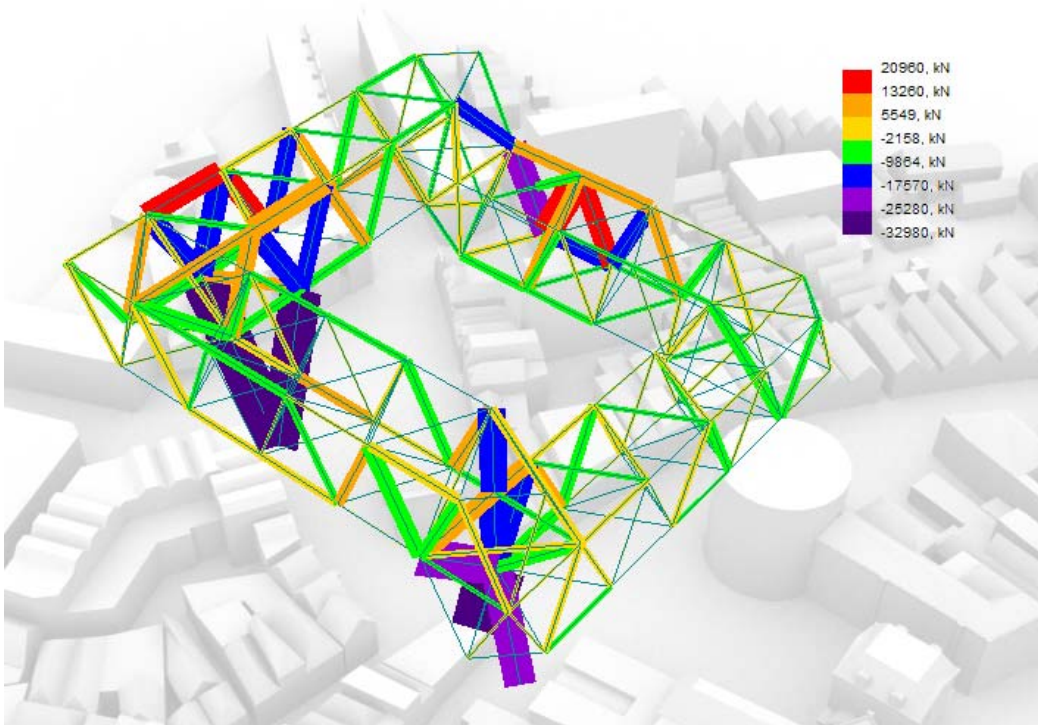


Volbelasting

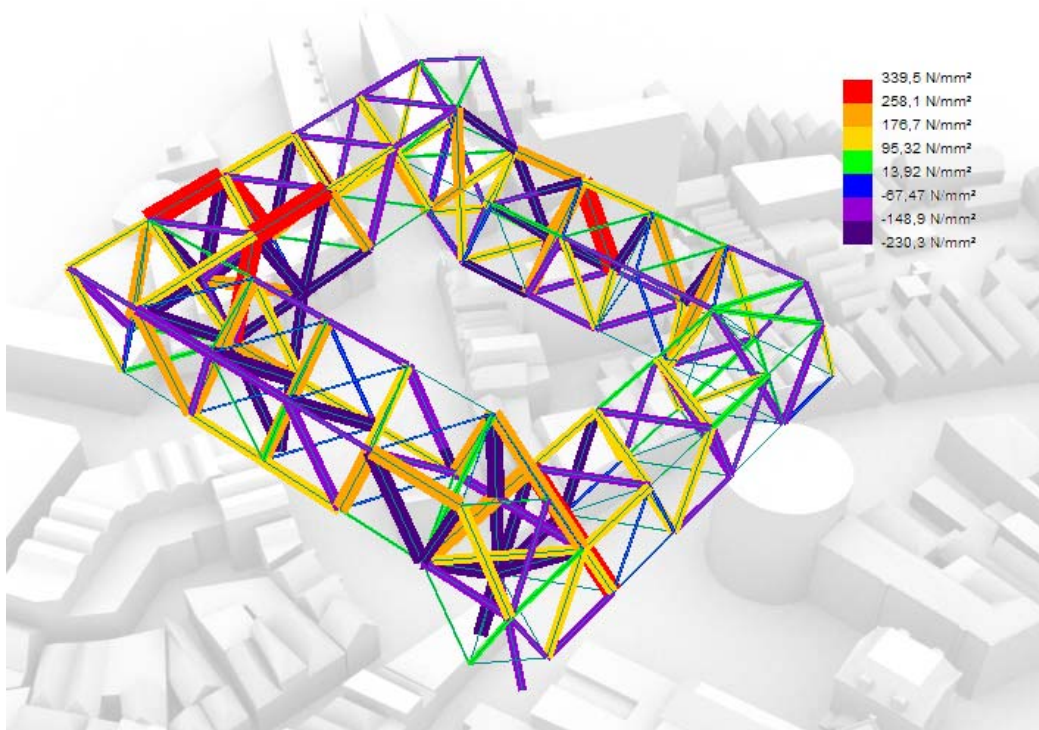
op iedere knoop is de volledige variabele en permanente component aangebracht



Axiale krachtsverdeling (u.g.t)

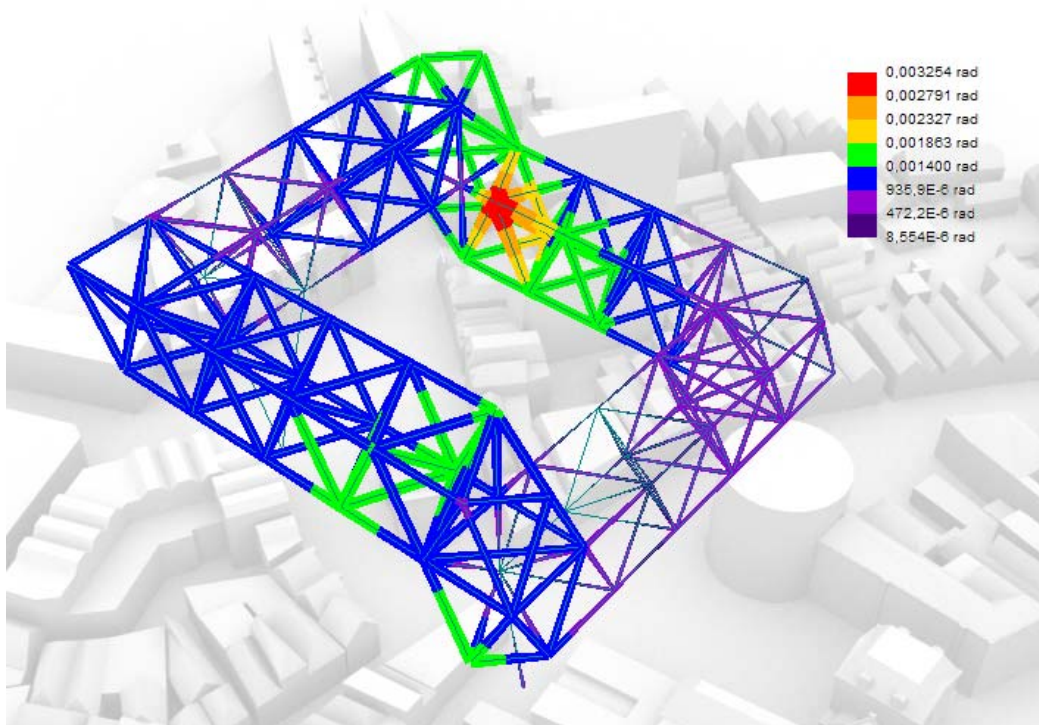


Optredende spanningen



Optredende rotaties (b.g.t. variabele component)

De piek in het rotatieschema wordt veroorzaakt door een bepaalde modellering van de glijoplegging met de schijf, deze piek zal in werkelijkheid niet optreden.

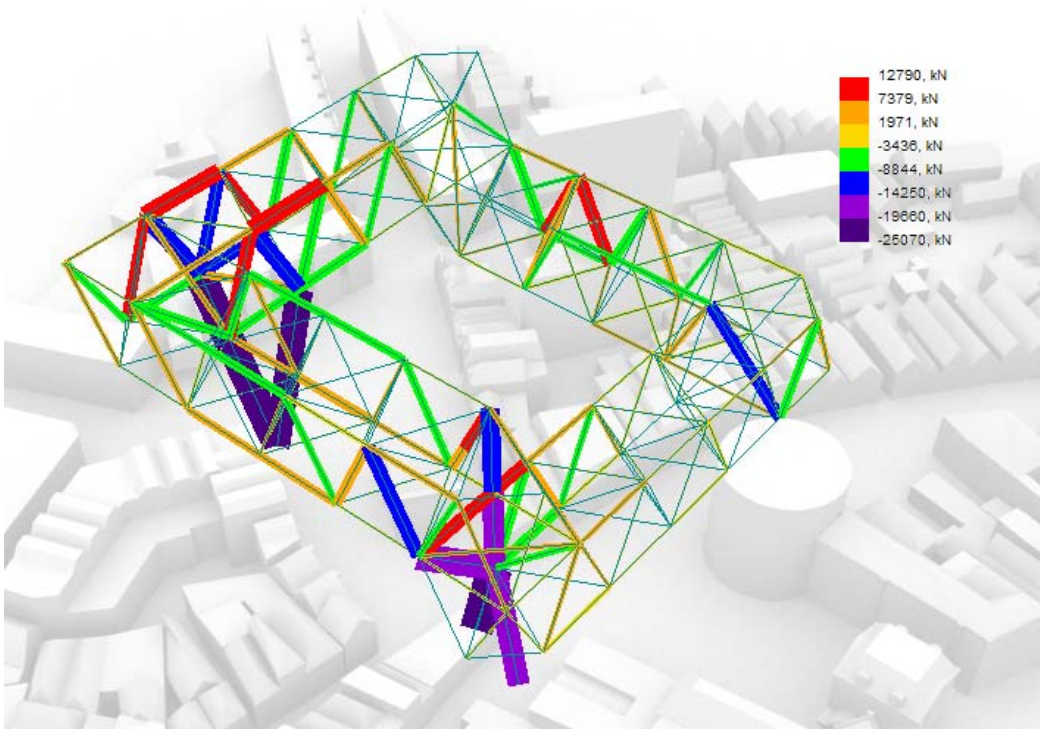


Schaakbordbelasting 1

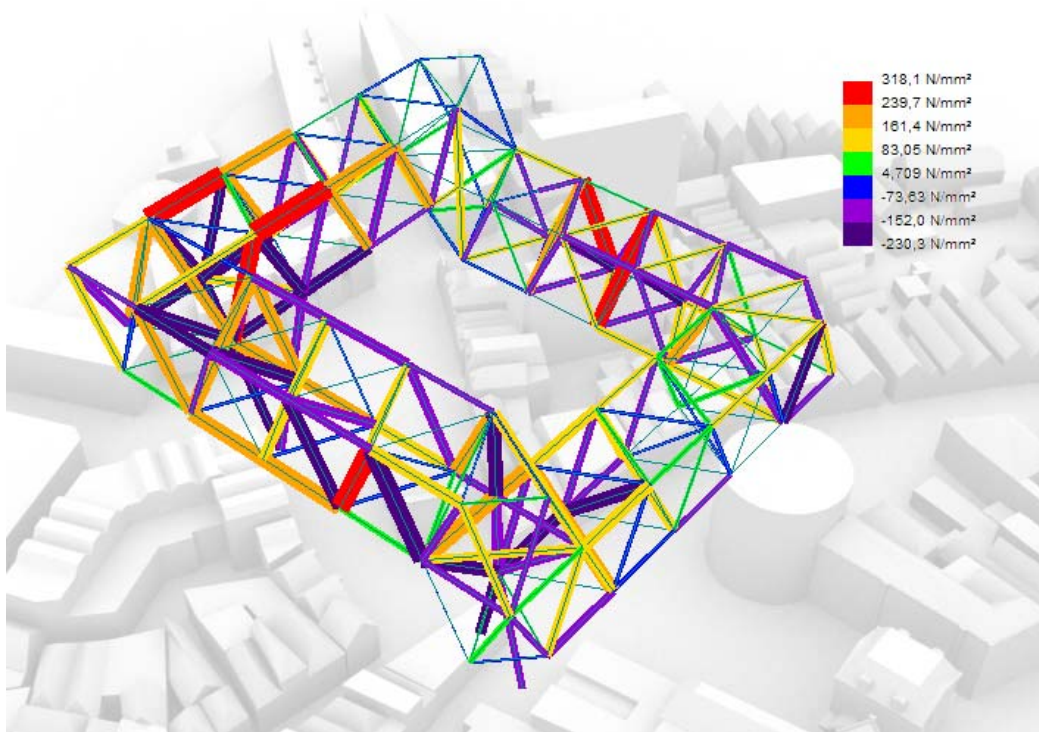
Hieronder is de verdeling van de variabele component aangegeven: Twee van de vier hoekpunten zijn belast.



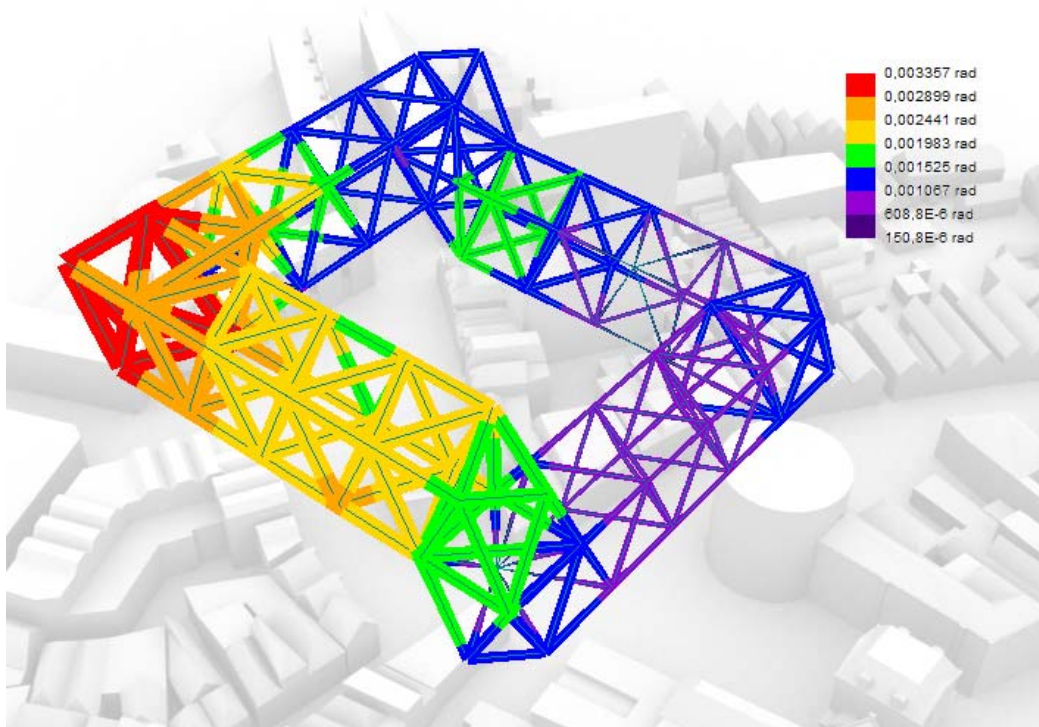
Axiale krachtsverdeling (u.g.t)



Optredende spanningen

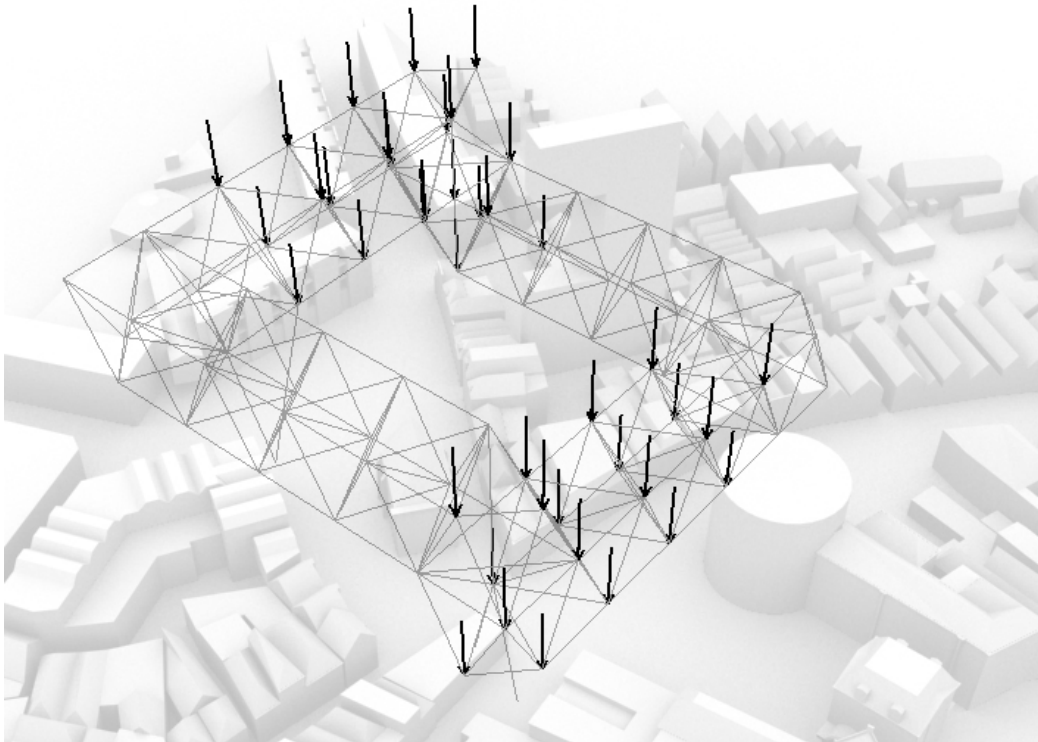


Optredende rotaties (b.g.t. variabele component)

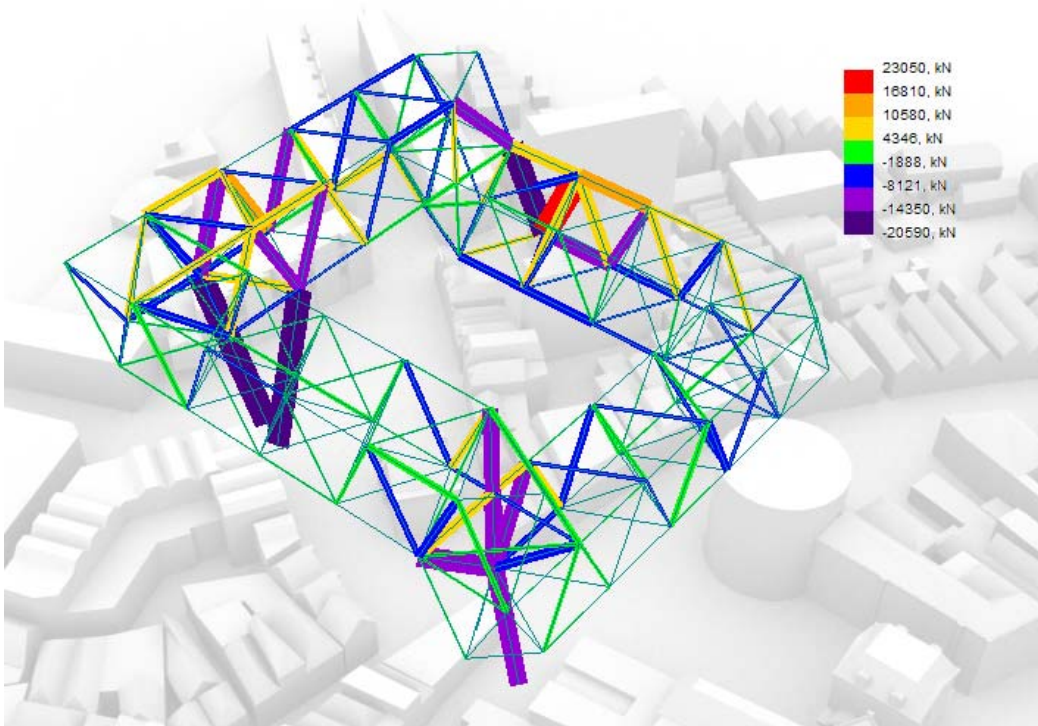


Schaakbordbelasting 2

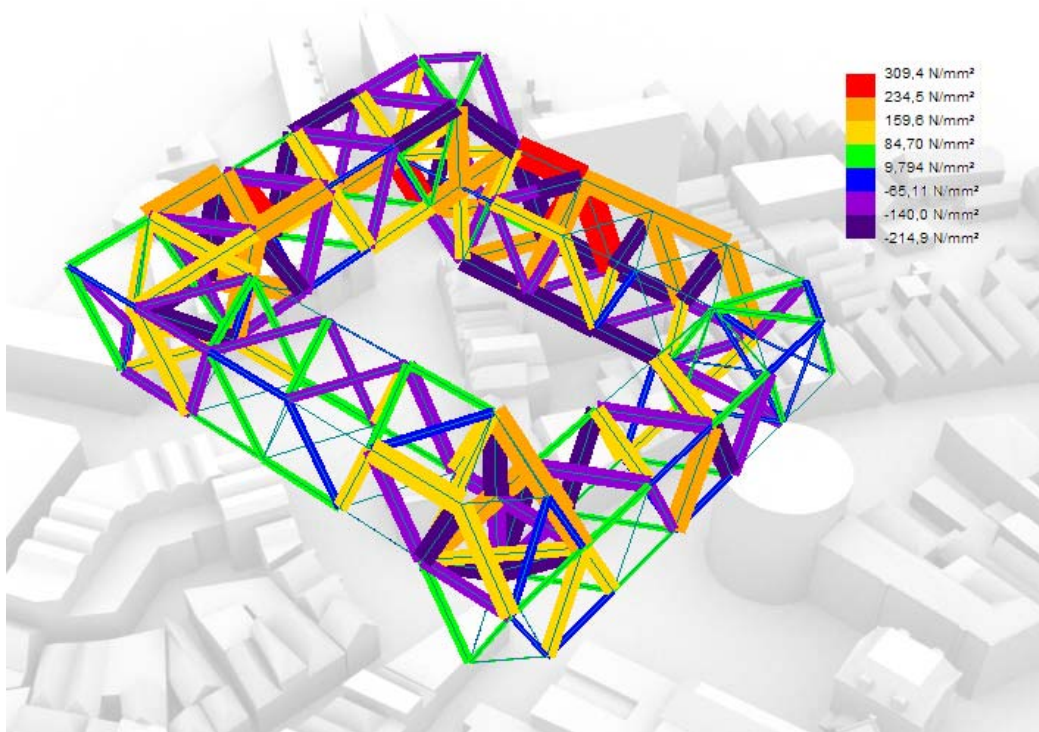
Hieronder is de verdeling van de variabele component aangegeven: De andere twee van de vier hoekpunten zijn belast.



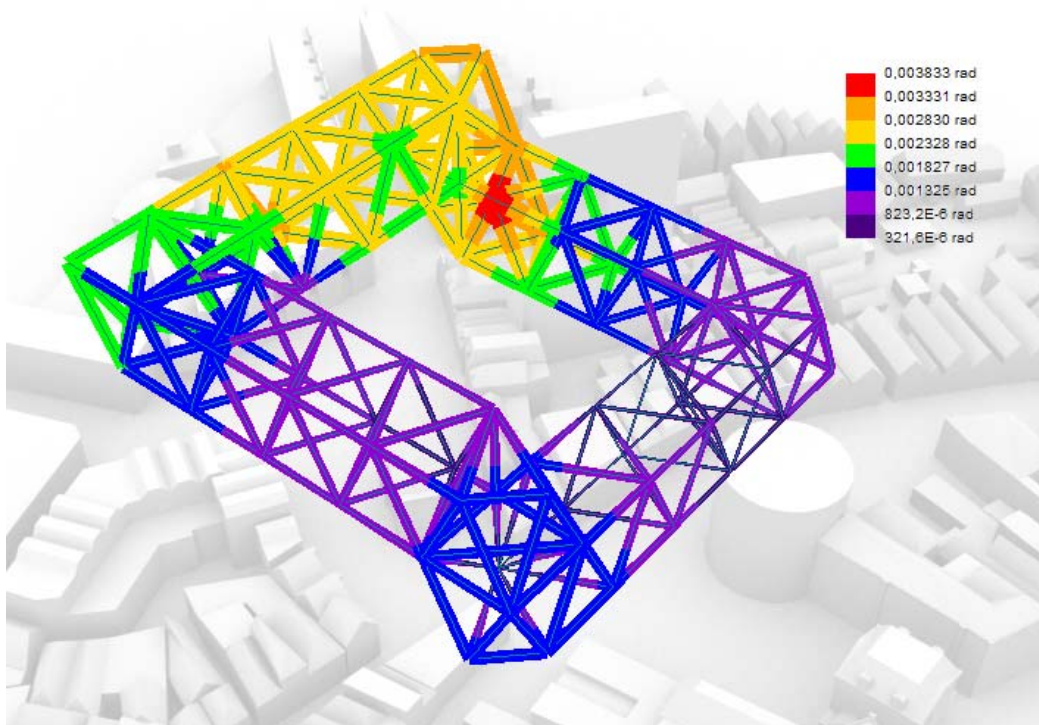
Axiale krachtsverdeling (u.g.t)



Optredende spanningen



Optredende rotaties (b.g.t. variabele component)



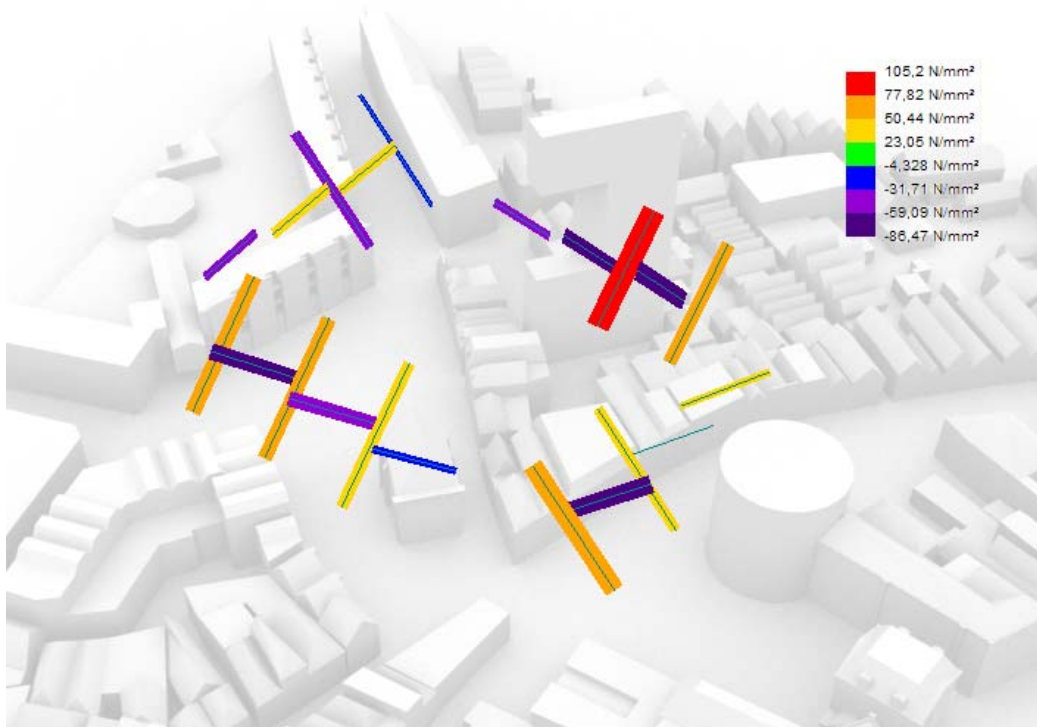
Warping

Doordat niet in ieder travee een diafragma aanwezig is kan de doorsnede in zijn eigen vlak gaan vervormen. De doorsnede wordt hierdoor ruitvormig. Deze vervorming moet beperkt blijven omdat het de benodigde vervormingscapaciteit van het partitioneringssysteem bepaalt. En buitengewone vervormingscapaciteiten zijn duur en leiden tot een grove detaillering.

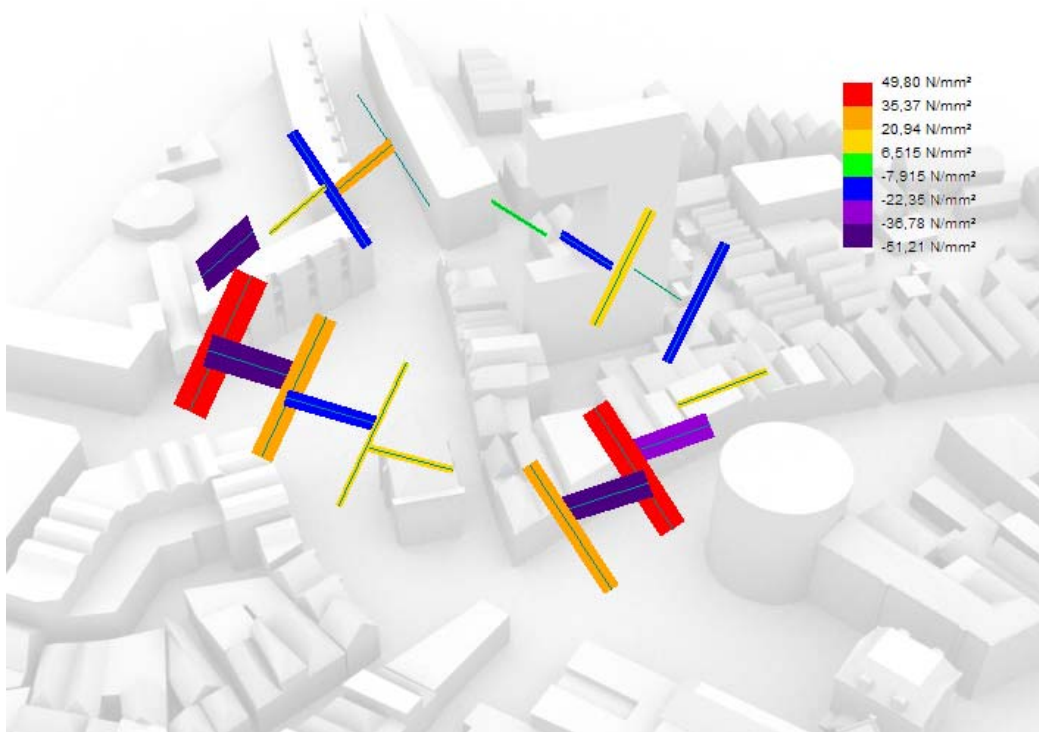
Om de vervorming van de doorsnede te meten zijn meet-elementen ingevoerd in alle travee's die geen diafragma bevatten. Deze bezitten zelf een oppervlakte van 1 mm^2 , en beïnvloeden hierdoor het krachtsverloop niet. De spanning van deze elementen is later om te rekenen naar een maximale afschuifvervorming van een travee.

Alle fictieve spanningen zijn de variabele component berekend in b.g.t.

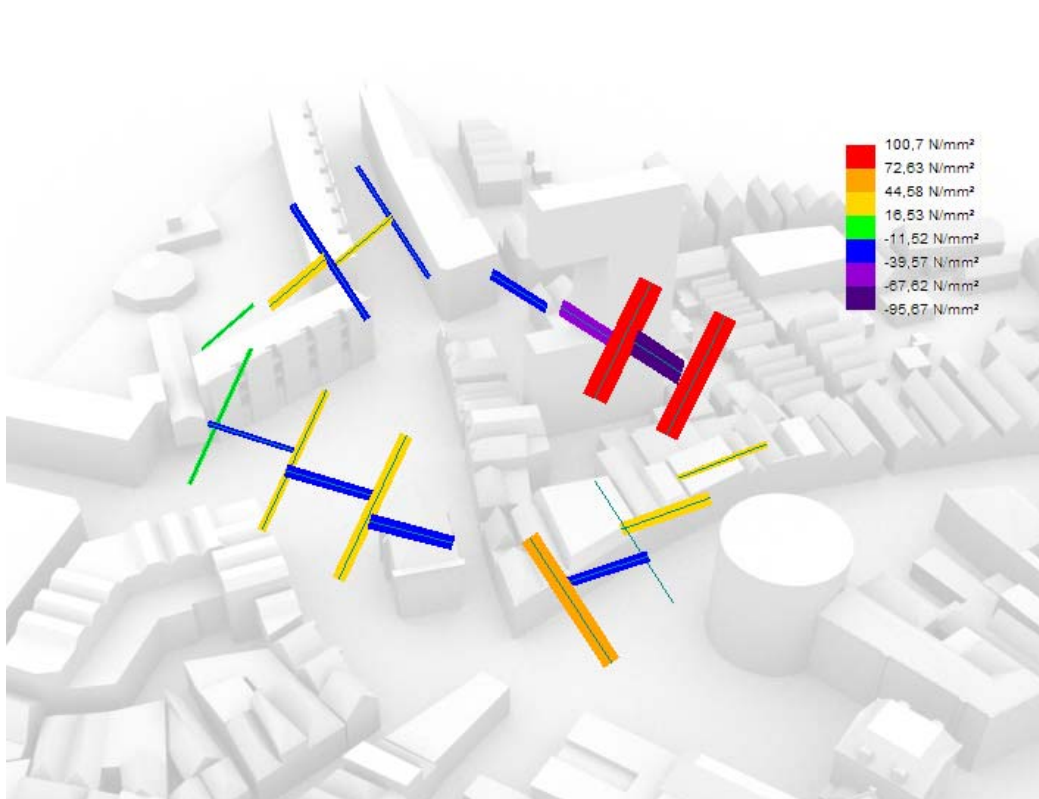
Fictieve warp-spanningen bij volbelasting



Fictieve warp-spanningen bij schaakbelasting 1



Fictieve warp-spanningen bij schaakbelasting 2



Controle warping

De maximaal optredende fictieve warp-spanning is 105 N/mm^2 bij volbelasting.

De optredende rek in die fictieve diagonaal is dan

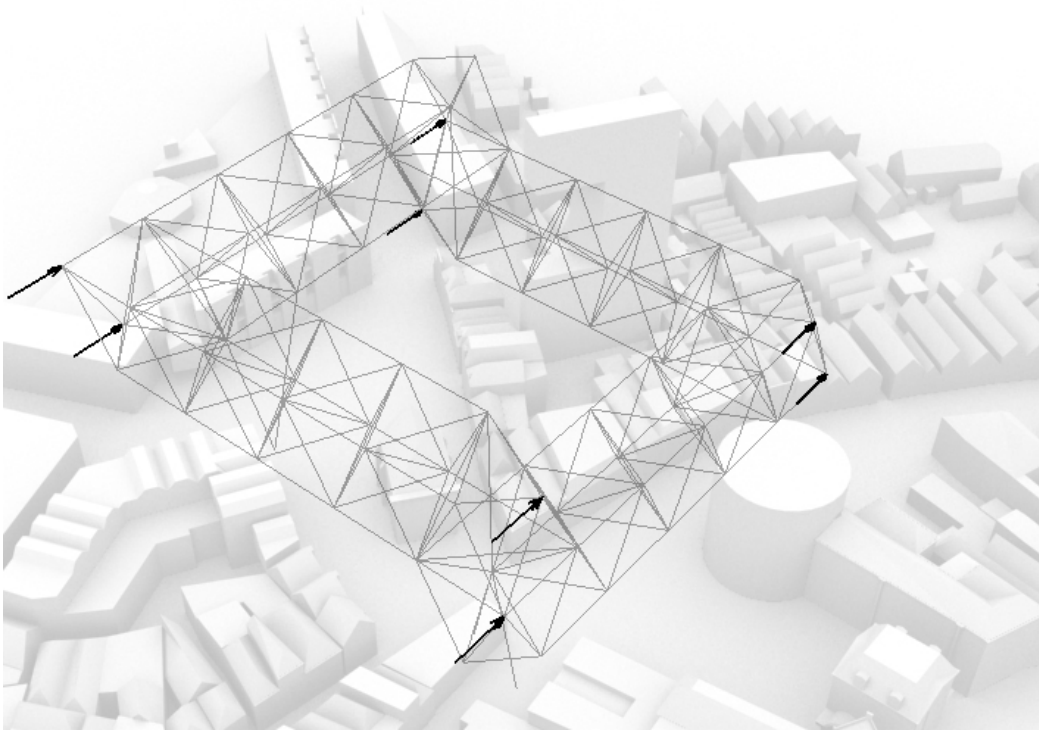
$$\begin{aligned}\varepsilon &= \sigma / E &= 105 \text{ N/mm}^2 / 210\,000 \text{ N/mm}^2 &= 0,5 \cdot 10^{-3} \\ \gamma &= 2 \varepsilon &&= 1 \cdot 10^{-3}\end{aligned}$$

De maximaal optredende afschuifhoek ten gevolge van warping door de variabele component in bruikbaarheids grenstoestand is dus 1:1000.

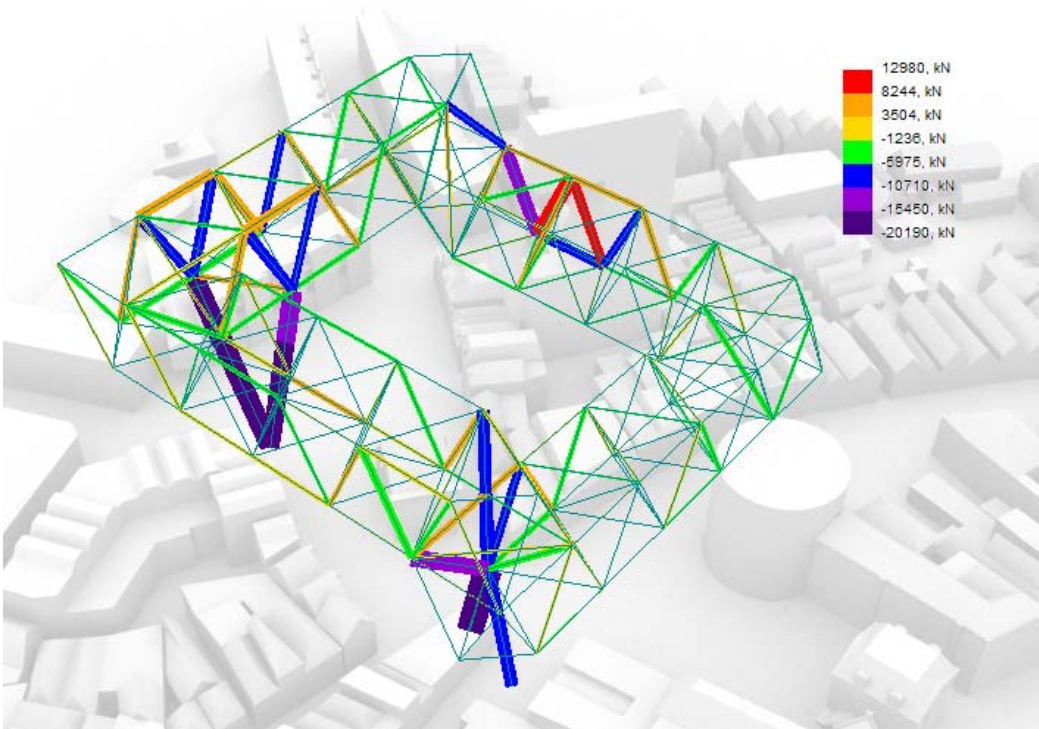
Deze hoek moet makkelijk op te nemen zijn door gangbare afbouwsystemen.

Wind x

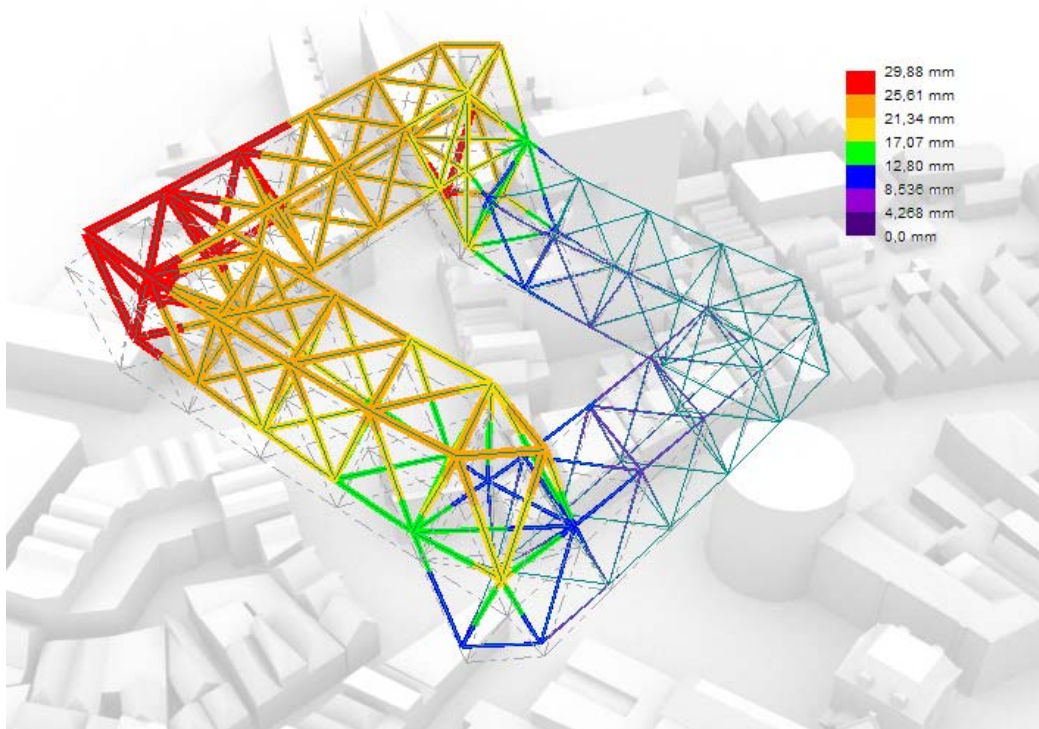
De windbelasting grijpt alleen aan in de eindpunten van de eerder gedefinieerde schijven.
De ingevoerde puntlasten zijn ieder 458 kN (b.g.t.)



Axiale krachtsverdeling (u.g.t)



Optredende vervormingen (b.g.t)

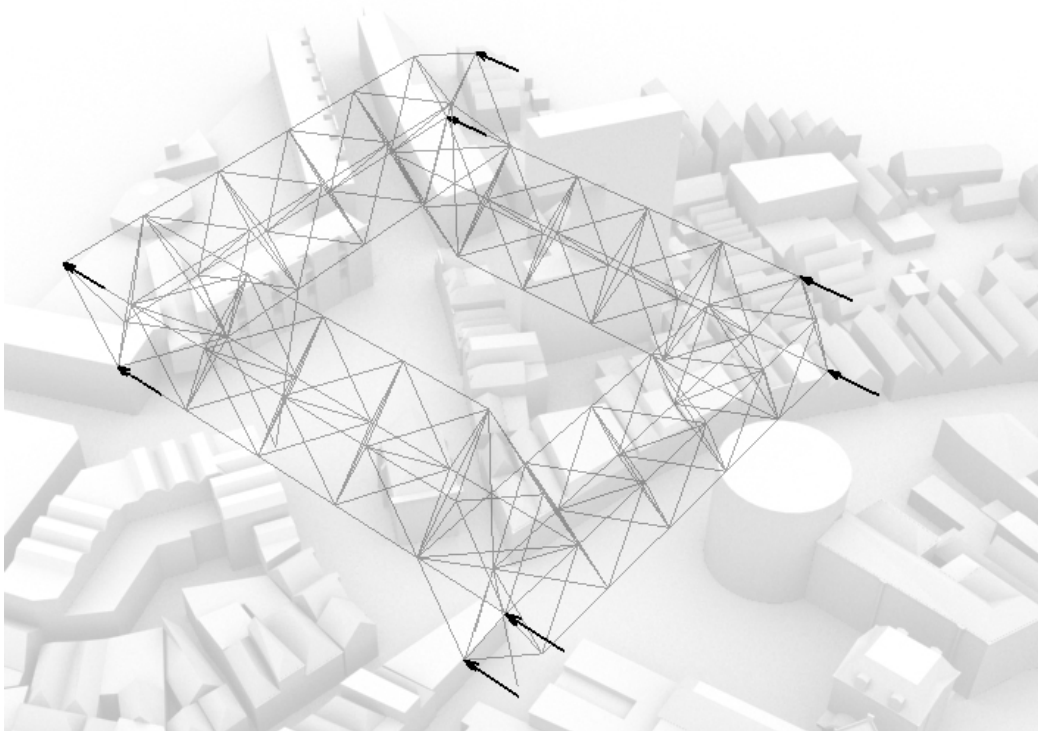


Op een totale hoogte van 50000 mm is de scheefstand dus 1: 1670

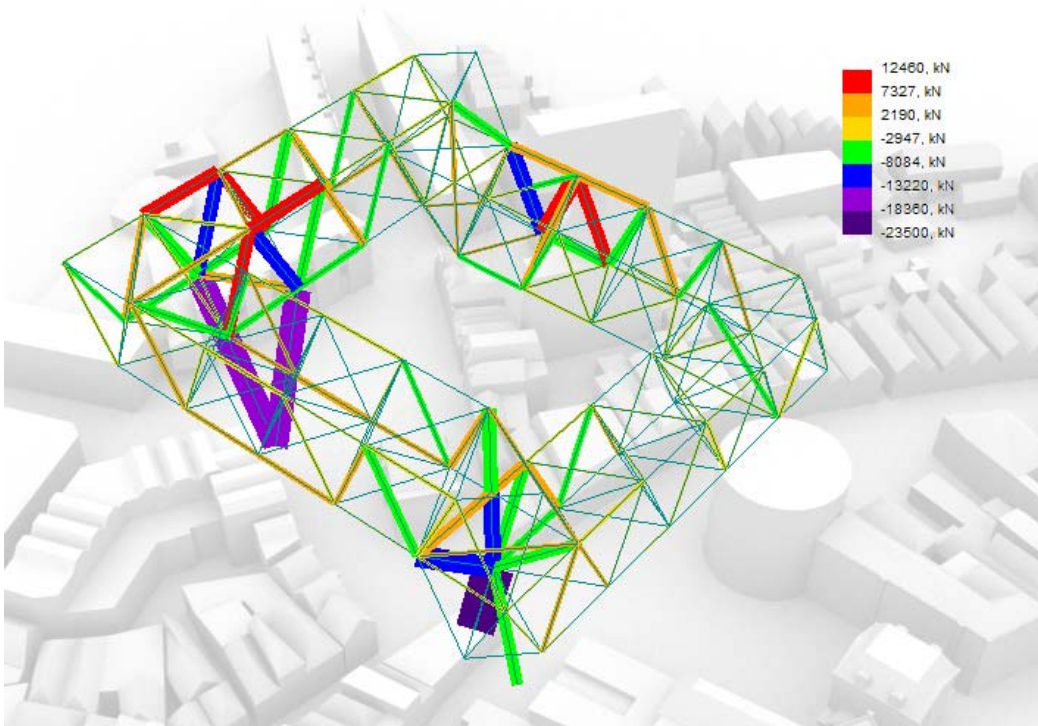
De controle op wind geïnduceerde-spanningen zal pas meegenomen worden in de controle op maximale enveloppe-spanningen. Voor deze controle zal wind uit alle 8 richtingen in beschouwing worden genomen. Voor de diagonale windrichtingen zal in beide richtingscomponenten de vormfactor $C_{pe} = 1,3$ in rekening worden gebracht.

Wind y

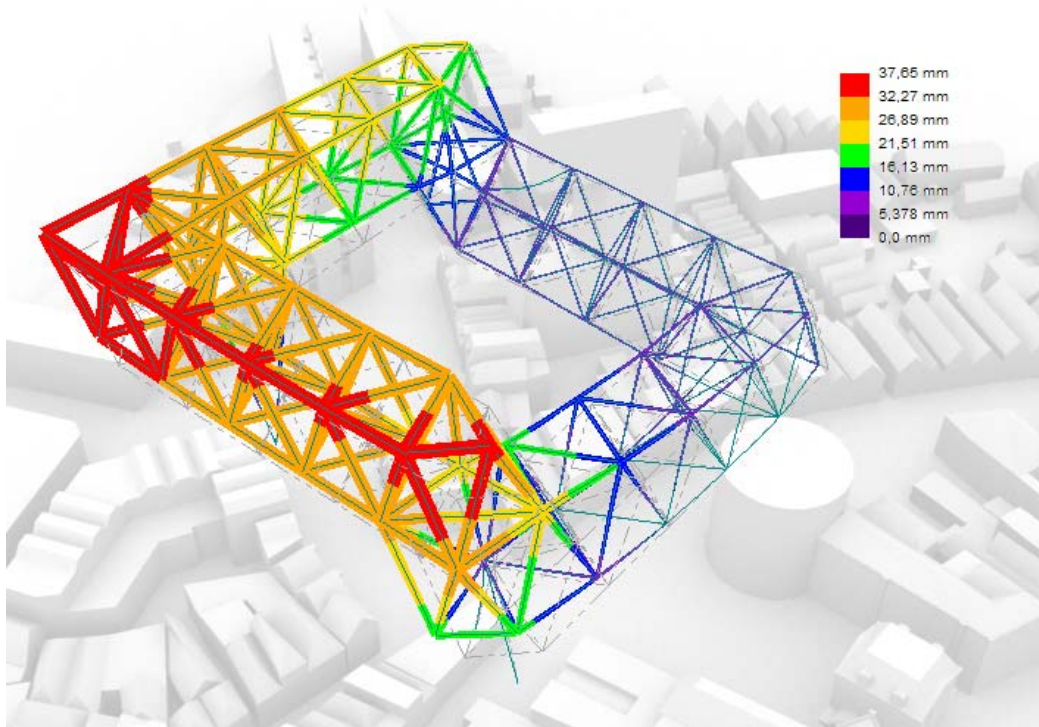
De windbelasting grijpt alleen aan in de eindpunten van de eerder gedefinieerde schijven.
De ingevoerde puntlasten zijn ieder 458 kN (b.g.t.)



Axiale krachtsverdeling (u.g.t)



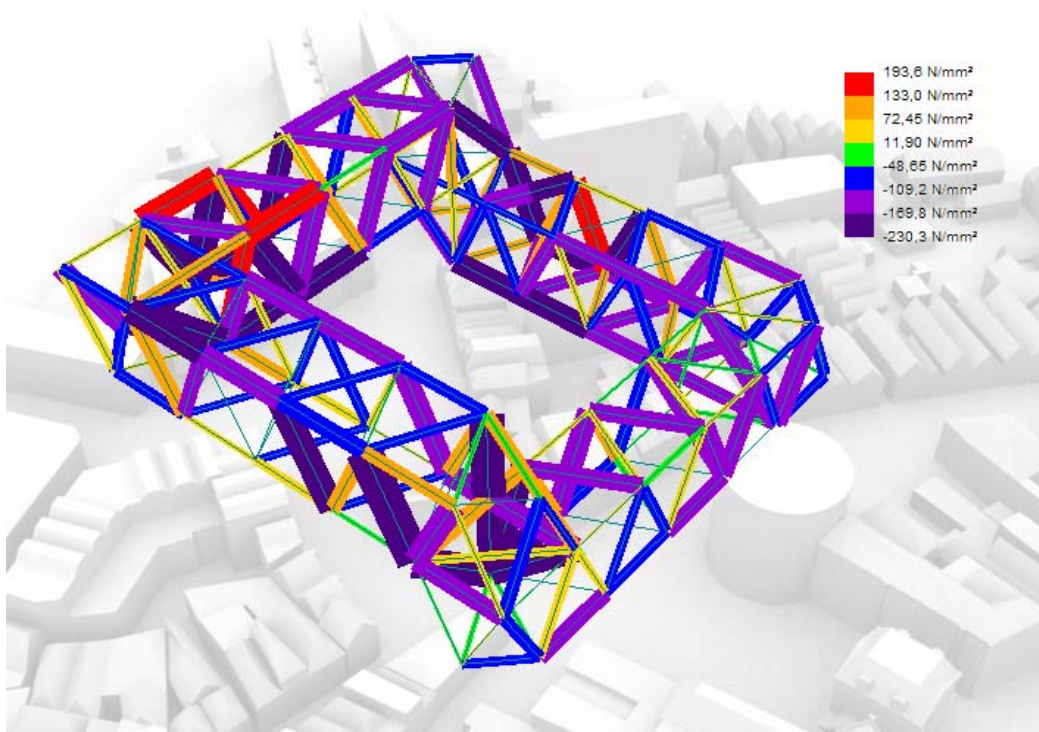
Optredende vervormingen (b.g.t)



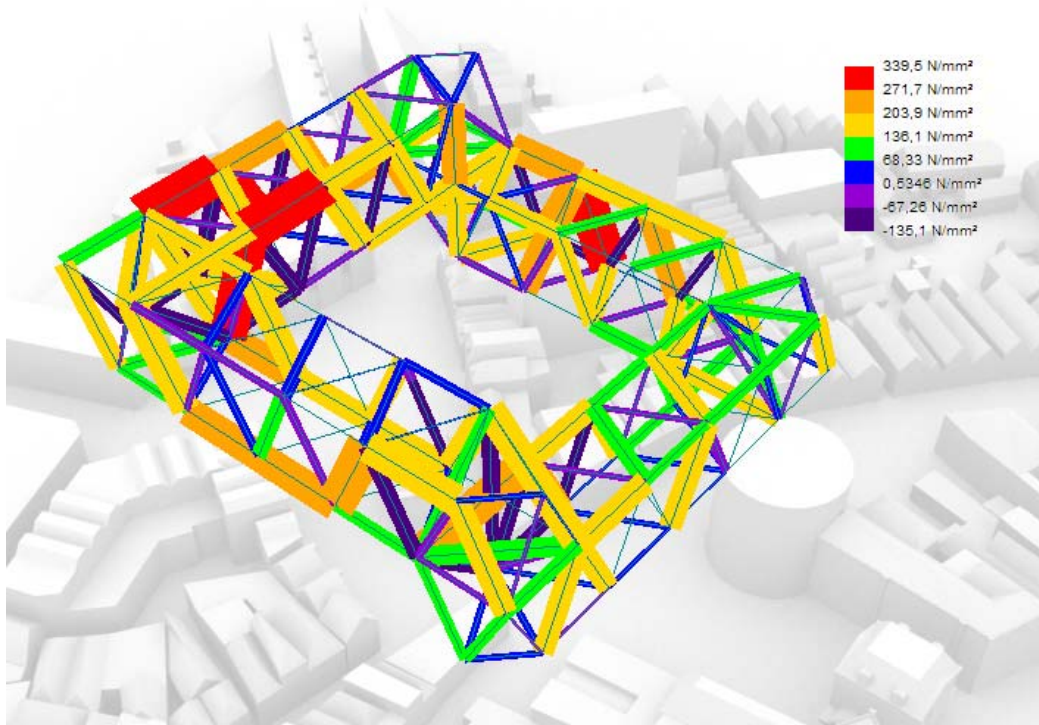
Op een totale hoogte van 50000 mm is de scheefstand dus 1: 1332

De controle op wind geïnduceerde-spanningen zal pas meegenomen worden in de controle op maximale enveloppe-spanningen. Voor deze controle zal wind uit alle 8 richtingen in beschouwing worden genomen. Voor de diagonale windrichtingen wordt in beide componenten de vormfactor 1,3 in rekening worden gebracht.

Maximale spanningen
Maximale drukspannings envelope



Maximale trekspannings envelope



Spanningscontrole

Te zien is dat de maximale trekspanningen onder de 355 N/mm² blijven
Voor de maximale drukspanningen dient echter een controle op knik te worden uitgevoerd.

De buizen hebben allen een buitendiameter van 660 mm.
De laagste traagheidsstraal van die range (bij t=50 mm) bedraagt 216 mm
De langste elementen hebben een kniklengte van 16.100 mm
De maximale slankheid bedraagt dus :

$$\begin{aligned}\lambda &= 74.4 \\ \lambda_{rel} &= \lambda / (\pi \sqrt{E / f_y}) = 74.4 / 76.4 = 0.97 \\ \omega_{buc} \text{ (kromme a)} &= 0,71\end{aligned}$$

de maximaal toelaatbare drukspanning wordt dus

$$\sigma_{max} = \omega_{buc} \cdot f_y = 0.71 \cdot 355 = 252 \text{ N/mm}^2$$

De maximaal gevonden drukspanning was 230 N/mm²
De constructie voldoet dus op axiale krachten, maar daarbij moet nog de eerder gemaakte
schatting van staal benodigd voor buiging aan worden toegevoegd.

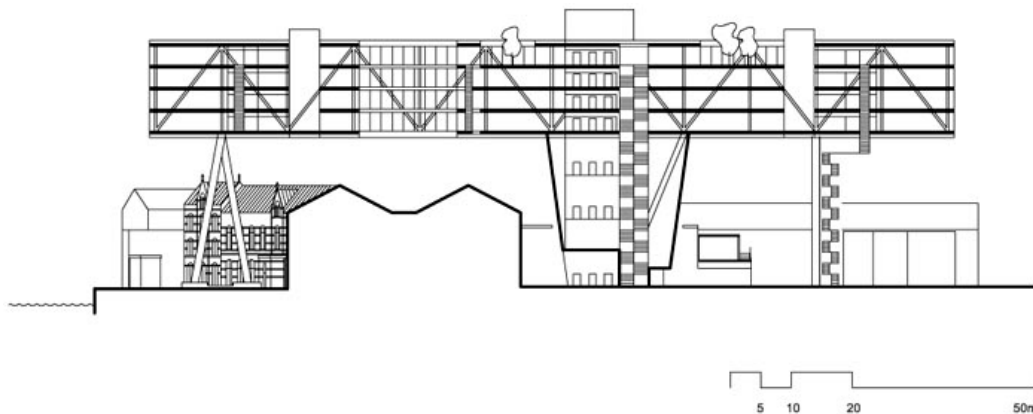
Het ingevoerde staal voor de superstructuur weegt in totaal 10.1 MN
Dat is bij 18120 m² een staalgewicht van 56 kg/m²

Staalverbruik

staal van vloerliggers	29.2	kg/m ²	S 235
staal van randbalken	13.4	kg/m ²	S 235
staal van kolommen	3.0	kg/m ²	S 235
staal van buiging in horizontaal verband	13.9	kg/m ²	S 355
staal van buiging in verticaal verband	10	kg/m ²	S 355
staal van trapeziumplaat	11	kg/m ²	FeE 350 G
staal van knopen superstructuur	10	kg/m ²	S 355
staal superstructuur	56	kg/m ²	S 355
totaal constructie	146	kg/m²	

Referentieproject: “De Brug”, Unilever, Rotterdam

Om deze cijfers wat context te geven is het staalverbruik in een vergelijkbaar project opgezocht: Dit project heeft een vergelijkbare draagconstructie, met iets kleinere overspanningen (ca. 50 m) en een oppervlak van ca. 15000 m² BVO. (afbeelding bron: Archined.nl)



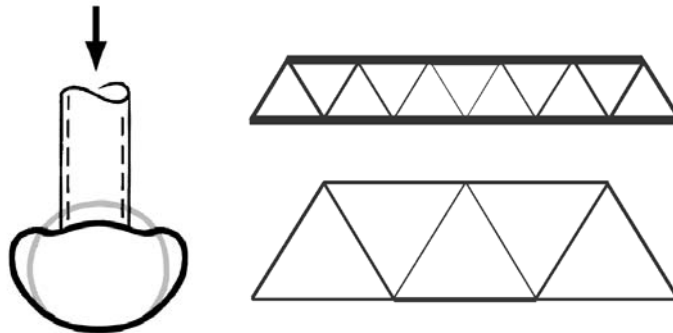
Staalverbruik “De Brug”

Frame	105	kg/m ²	S 355
Deepdeck	18	kg/m ²	FeE 350G
ASB liggers	37	kg/m ²	?
Totaal	160	kg/m²	

4.8 Detaillering

De eerdere keuzes hebben ertoe geleid dat het ontwerp van de knopen behoorlijk complex is geworden:

- Ten eerste is gekozen voor een zeer hoog vakwerk, hierdoor worden de krachten die optreden in de wandstaven groter dan die optreden in de randstaven. Een "klassieke" buisverbinding zoals die tegenwoordig bijna altijd wordt toegepast wordt dus onhaalbaar omdat de randstaaf geen relatief grotere dikte heeft om chord plastification te voorkomen.



- Ten tweede moeten veel knopen op de bouwplaats gemonteerd worden omdat geen grote elementen door de stad kunnen worden aangevoerd.
- Ten derde moet het gewicht van de elementen beperkt blijven voor de montage, en moeten dus de krachten zeer zuiver worden ingeleid.
- Tenslotte betekent de keus voor een torsiebuis constructie dat elke knoop een ruimtelijke knoop wordt, en dat dus niet alle staven op slechts 1 knoopplaat aangesloten kunnen worden.

Detail alternatieven

Voor de knopen zijn een aantal opties beschikbaar, eerder hadden we geconstateerd dat een klassieke knoopverbinding zonder verstijvingen niet geschikt is vanwege de relatief hoge krachten in de wandstaven, en vanwege de hoge benodigde aansluitings efficiency.

Gietstalen knopen

Deze knopen zorgen voor een optimaal krachtsverloop. Ze zijn echter vrij prijzig, en worden daarom vooral gebruikt in situaties waarin piekspanningen onacceptabel zijn ivm vermoeiing: Zoals bijvoorbeeld in bruggen en offshore platforms. De grote diversiteit in knoopgeometrieën en knoopbelastingen in dit gebouw maakt de herbruikbaarheid van de matrijzen ook minimaal.



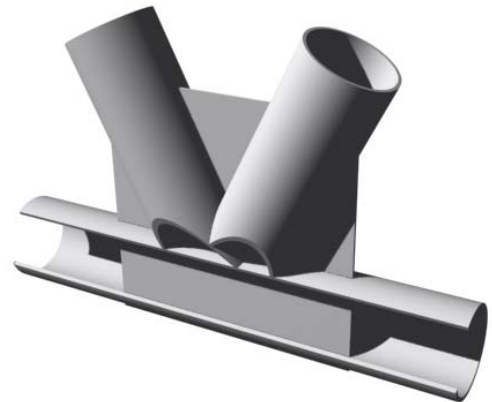
"Collar plate"

De randstaaf kan lokaal verstijfd worden met een collar plate. Hierdoor zal chord plastification minder snel optreden. Echter door de geometrie ontstaat een overlap-joint, waardoor de efficiency van een van de twee wandstaaf-aansluitingen niet optimaal is. Bovendien zijn montage-aansluitingen in dit systeem nog steeds lastig te realiseren.



Knoopplaat verbinding

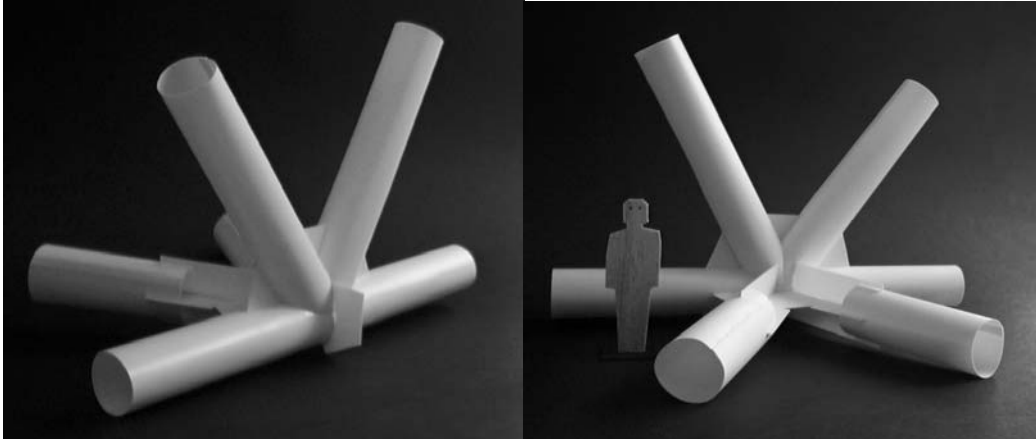
Door in een sleuf in de aan te sluiten staven een knoopplaat vast te lassen wordt een zeer zuivere krachtsoverdracht gerealiseerd: Hierdoor kunnen de wandstaven op hun eigen knik/trek-sterkte worden gedimensioneerd. Dit type verbinding is eigenlijk vrij arbeidsintensief en ouderwets, maar voor dit probleem uiterst geschikt: ook omdat multiplanar verbindingen en montage aansluitingen ook mogelijk zijn in dit concept.



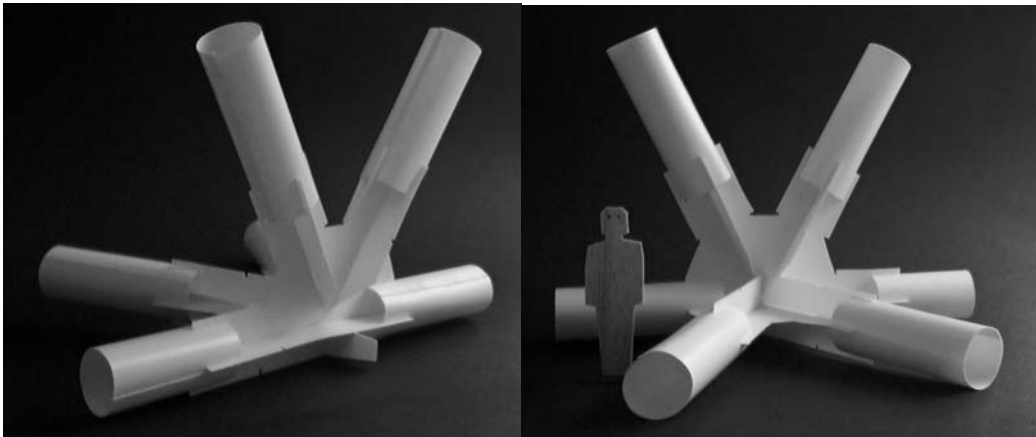
Detail samenstelling

Elk detail heeft in ieder geval montage verbindingen voor de horizontale aansluitingen. Echter de verticale aansluitingen zijn soms allemaal gelast, en soms deels met bouten verbonden. Elke knoop wordt dus een hybride vorm tussen de twee onderstaande principe oplossingen.

volledig gelast verbonden verticaal verband

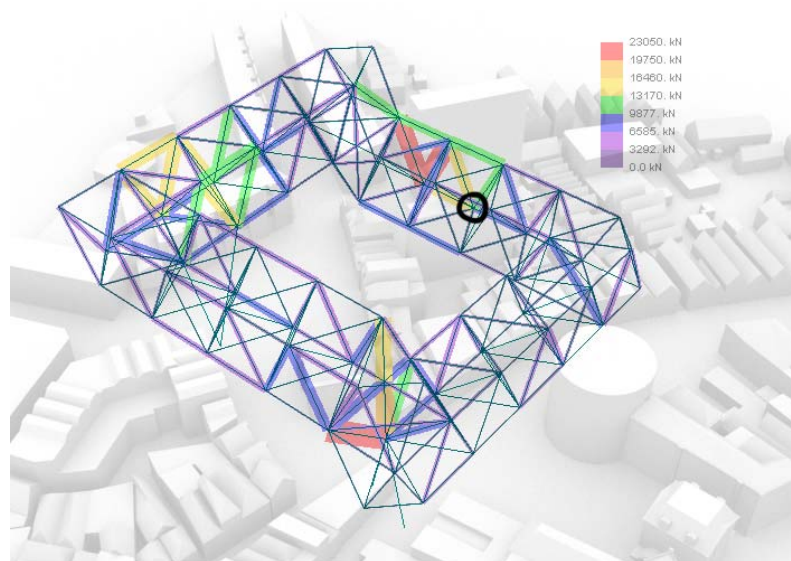


volledig met bouten verbonden verticaal verband



Uitgewerkt detail

Om de haalbaarheid van het constructieconcept aan te tonen zal een verbinding verder uitgewerkt worden. Hiervoor wordt de maximale belaste montageknoop gezocht die zich binnen het bouwvolume bevindt. De montageknoopen bij de aansluiting op de opleggen zijn natuurlijk het zwaarst belast, maar daar is ook veel meer ruimte beschikbaar om de verbinding te realiseren. Hieronder is de knoop omcirkeld die verder uitgewerkt wordt.



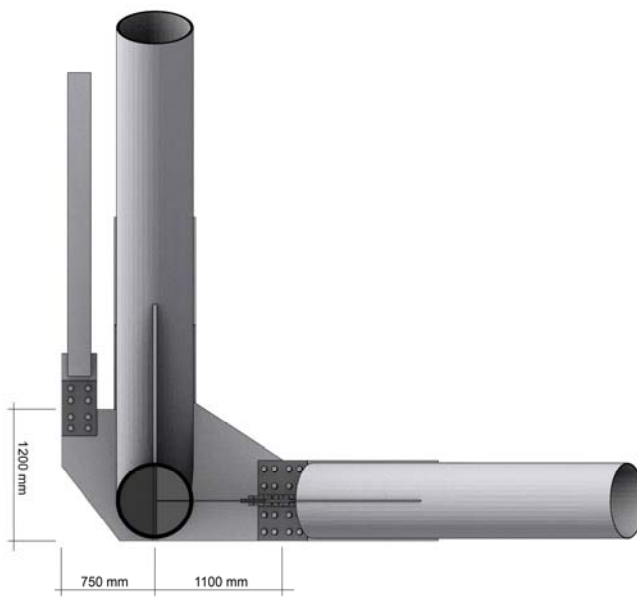
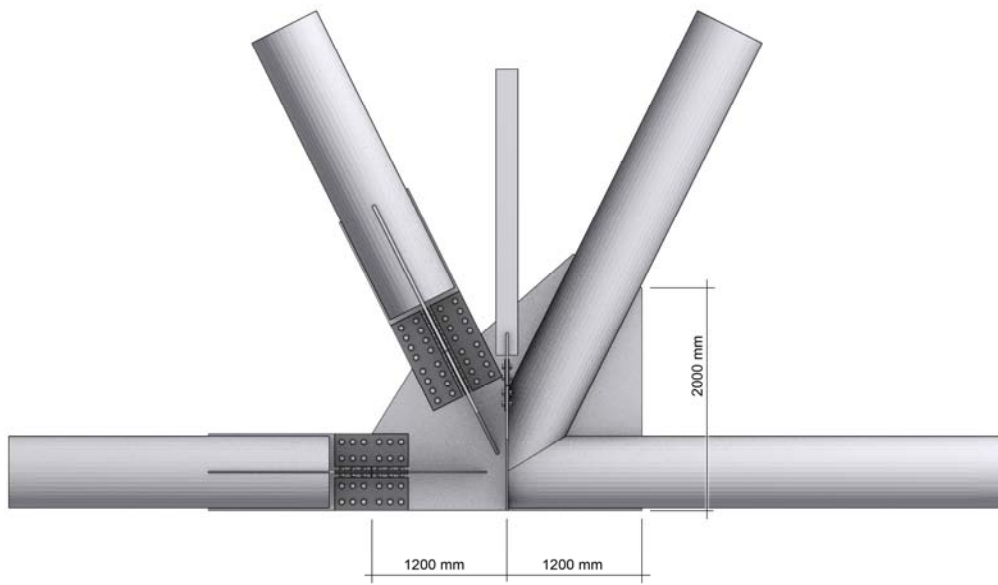
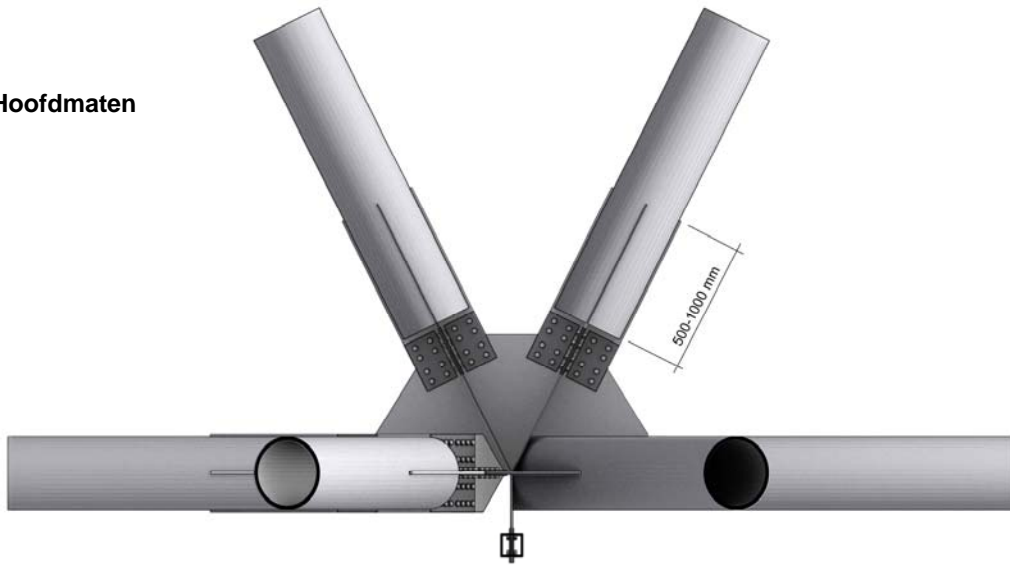
de knoop is dus een hybride tussen de twee knooptypen die eerder gedefinieerd werden. 4 staven sluiten aan met een boutverbinding, en twee sluiten aan met een gelaste verbinding.



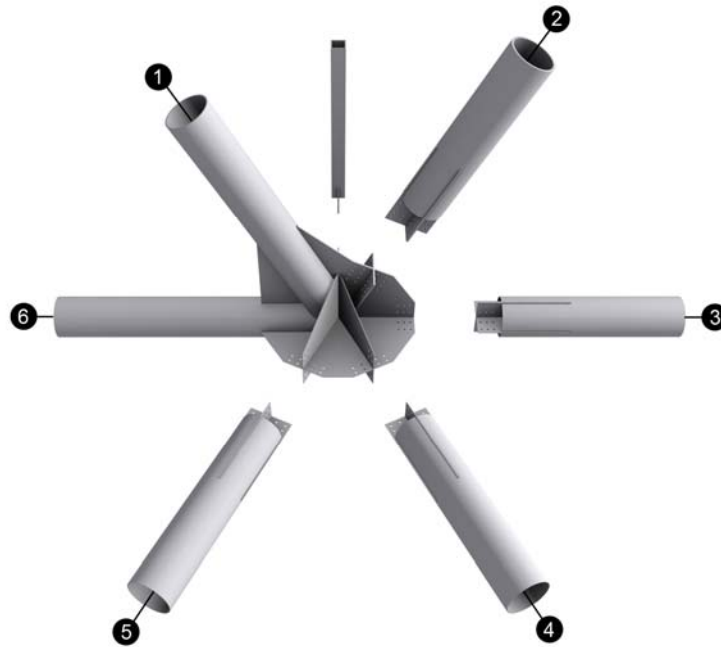
Impressies van knoop



Hoofdmaten



Element nummering

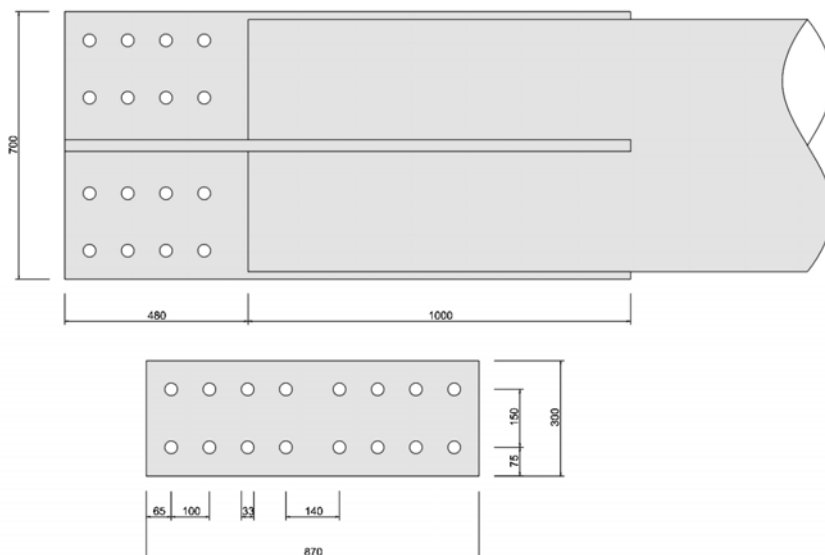


Krachten in uiterste grenstoestands belastingscombinaties

	element 1	element 2	element 3	element 4	element 5	element 6
vol (d)	13.6 MN	-11.2 MN	-3.8 MN	3.2 MN	-3.2 MN	-11.8 MN
schaak1 (d)	11.1 MN	-8.8 MN	6.8 MN	2.8 MN	-2.8 MN	-5.4 MN
schaak2 (d)	10.6 MN	-9.1 MN	-6.8 MN	2.2 MN	-2.2 MN	-13.4 MN

De aansluiting van element 2 zal verder uitgewerkt worden, dit is immers de montage aansluiting met de grootste optredende knoopkracht.

Knoopplaten en lasplaten van staaf 2



Berekening aansluiting 2

Element 2 is een drukstaaf. Dat betekent dat het bezwijkmechanisme van de staaf zelf een instabiliteitsmechanisme is. Omdat dit onwenselijk is als bezwijkmechanisme is een zekere vervormingscapaciteit binnen de knoop wel wenselijk. Hiervoor wordt artikel 13.3-13 van Nen 6770 gebruikt. De strip moet dan voldoen aan aan de eis:

$$A_{\text{net}}/A > 0,77 \text{ (voor S355)}$$
$$234 \text{ mm} / 300 \text{ mm} = 0,78$$

dit voldoet.

Dan moet de knoop vervolgens het eerst bezwijken op vloeien van die strip. En moet die strip pas vloeien als de maximale belasting wordt overschreden:

$$F_{u,\text{strip}} = n \cdot f_y \cdot h \cdot t = 8 \cdot 355 \cdot 300 \cdot 15 = 12,8 \cdot 10^6 \text{ N}$$

(voldoet)

Dan moet afschuiving en stuik van de bouten vervolgens pas plaatsvinden als de strip vloeit: Omdat geen tekenomslag van de axiaalkracht plaatsvindt worden hiervoor gewone schroefbouten gebruikt. Die bouten zijn van het type M32 met een sterkteklasse 8.8, en een gewalste schroefdraad.

$$F_{v,u,d} = 0,48 \cdot \alpha_{\text{red}2} \cdot f_{t,b,d} \cdot A_{b,s} = 0,48 \cdot 1 \cdot 800 \cdot 561 \text{ mm}^2 = 215,4 \text{ kN}$$

Het aantal toegepaste afschuifvlakken is $8 \cdot 4 \cdot 2$ (dubbelsnedig) = 64

$$R_{v,u,d} = 64 \cdot 215,4 = 13,8 \text{ MN} > 12,8 \text{ MN}$$

(voldoet)

$$F_{c,u,d} = 2 \cdot \alpha_c \cdot \alpha_{\text{red}1} \cdot f_{td} \cdot d_{b,\text{nom}} \cdot t$$
$$F_{c,u,d} = 2 \cdot 0,657 \cdot 1 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 \cdot 30 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} = 301,6 \text{ kN}$$

Het aantal toegepaste afschuifvlakken is $8 \cdot 4 \cdot 2$ (dubbelsnedig) = 64

$$R_{v,u,d} = 64 \cdot 301,6 = 19,3 \text{ MN} > 12,8 \text{ MN}$$

(voldoet)

De lasverbinding met het buisprofiel moet natuurlijk ook later bezwijken dan de verbindingsstrip, omdat de las slechts op afschuiving wordt belast is de eis van Nen 6770 gelijk aan die van Nen 6772.

$$\beta_4 = 1,2 - l / (750 \cdot a) = 1,2 - 1100 \text{ mm} / (750 \cdot 6 \text{ mm}) = 0,96$$
$$\sigma_{w;s;d} = F_{s;d} / (\beta_4 A_{ef}) = 12,8 \cdot 10^6 \text{ N} / (0,96 \cdot 6 \text{ mm} \cdot 8 \cdot 1100 \text{ mm})$$
$$\sigma_{w;s;d} = 253 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{w;u;d} = 0,46 f_{t;d} / \beta = 0,46 \cdot 510 / 0,9 = 260 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_{w;s;d} / f_{w;u;d} = 0,97 < 1$$

(voldoet)

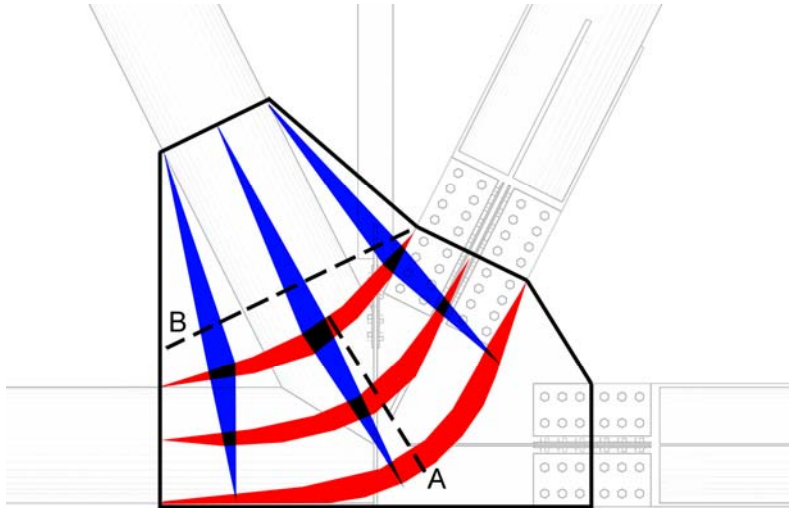
Voor de schetsplaat die aan de knoopplaat verbonden is is eenzelfde laslengte en eenzelfde belasting van toepassing.

Deze staande hoeklassen van 6 mm zijn nog net in 1 las te leggen. Er hoeft dus niet tussendoor steeds slak verwijderd te worden.

Bezwijken van de knoopplaat

Voor het toetsen van de sterkte van de knoopplaat is eigenlijk een eindige elementen analyse noodzakelijk. Door echter het krachtsverloop van het maatgevende belastingsgeval (vol,d) te versimpelen is wel een schatting te doen.

Er wordt aangenomen dat de krachtsverdeling ongeveer als in de onderstaande figuur verloopt. Hierbij is de dikte een indicatie van de spanning (blauw is trek en rood is druk). De kromming in de krachtsvectoren bij snede A zorgen voor het opnemen van de trekkrachten uit staaf 1; vergelijkbaar met een serie omgekeerde boogbruggen.



controle van sectie B:

$$t_{\text{ben}} = 13,6 \cdot 10^6 \text{ N} / (1500 \text{ mm} \cdot 355 \text{ N/mm}^2) = 25,5 \text{ mm}$$

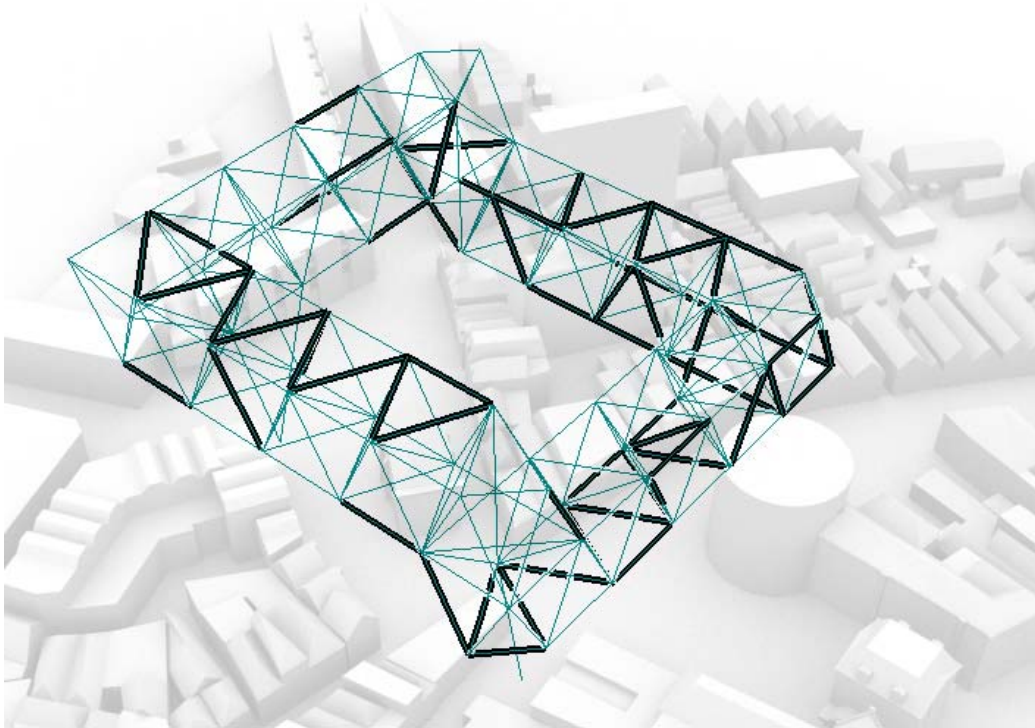
controle van sectie A

$$t_{\text{ben}} = 11,8 \cdot 10^6 \text{ N} / (1200 \text{ mm} \cdot 355 \text{ N/mm}^2) = 27,7 \text{ mm}$$

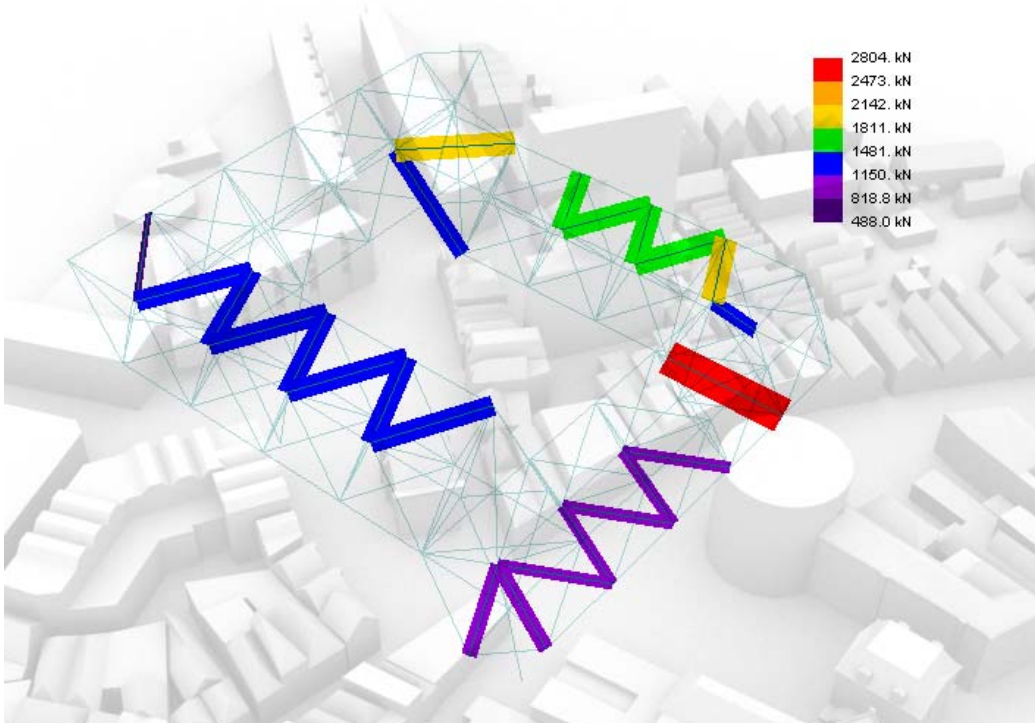
Deze controle van de individuele componenten is echter niet voldoende. Bij het Mises vloeicriterium bijvoorbeeld, vindt er interactie plaats tussen de spanningen in beide richtingen. En omdat deze tegengesteld zijn van teken kan de spanning dus niet oplopen tot 355 N/mm², maar tot slechts ongeveer 65 a 70% daarvan. Hieruit volgt dat een dikte van ongeveer 40 mm noodzakelijk is. Als deze plaat echter dikker zou moeten worden is dat niet bezwaarlijk. Het dikteverschil tussen deze knoopplaat en de schetsplaten aan de elementen moet sowieso al met shimplaten worden opgevangen.

Verbindingen met voorspanbouten

Het aantal elementen dat over het bereik van alle belastingsgevallen een tekenomslag ondervindt is beperkt. (alle zwarte elementen in de onderstaande figuur)



De elementen die dan ook nog eens een montageverbinding hebben zijn hieronder aangegeven. Te zien is dat de maximale kracht die een wisselend belaste montage verbinding moet kunnen overdragen 2804 kN bedraagt.



Die wisselende belasting van maximaal 2804 kN kan bijvoorbeeld opgenomen worden door M30 voorspanbouten met een sterkteklasse 10.9 aangedraaid met de moment-hoek methode.

$$F_{pd} = k_p \cdot f_{tbd} \cdot A_{bs} = 0,7 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 561 \text{ mm}^2 = 393 \text{ kN}$$

Deze voorspankracht veroorzaakt dan wrijving, die een stijve verbinding mogelijk maakt. Als het oppervlak geborsteld wordt of met vlam wordt gereinigd geldt een wrijvingscoëfficiënt van: $\mu = 0,3$. Voor de maximale afschuifkracht geldt dan:

$$F_{q;u;d} = k_s \cdot m \cdot \mu_d \cdot F_{pd} / \gamma_M = 1 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 393 \text{ kN} / 1,25 = 188,6 \text{ kN}$$

Te zien is dat deze kracht lager is dan de maximale stuik en afschuifbelasting die net gevonden is voor een M30 8.8 bout, en dus zeker lager dan de stuik en afschuifsterkte van een M30 10.9 bout.

$$n_{ben} = F_d / F_{q;u;d} = 2804 \text{ kN} / 188,6 \text{ kN} = 14,9$$

Hieraan voldoen bijvoorbeeld 4 x 2 bouten per schetsplaat.

Dit is evenveel als de kleinst getekende schetsplaat in de impressies van het detail (hoewel het uitgetekende detail geen verbindingen bevat die tekenwisselingen ondergaan).

Het zal dus geen probleem zijn om bij die paar verbindingen die belastingswisselingen ondergaan een verbinding met voorspanbouten kwijt te kunnen.

4.9 Montage

logistiek

De verticale secties van de superstructuur zijn groot: Ze zijn allen 15 meter hoog en variëren in lengtes tot 35 meter. De onderstaande route wordt gebruikt om de elementen op de bouwlocatie te krijgen.

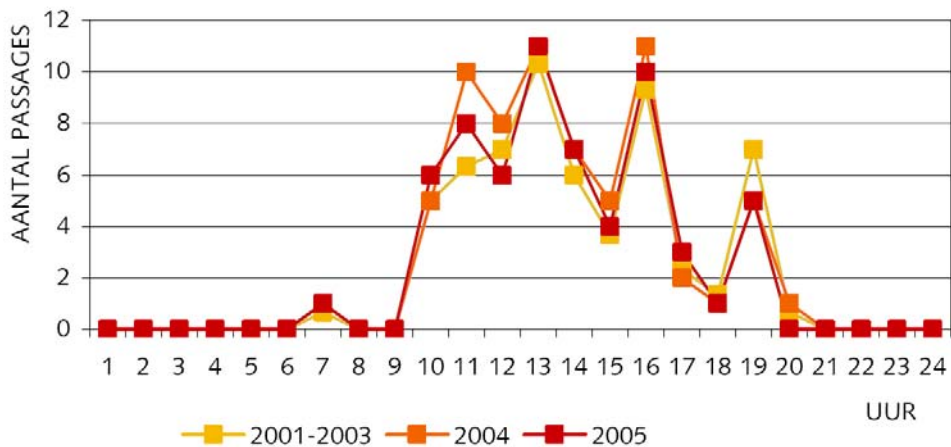


- A Hier is een nieuwe verkeersbrug gepland. Deze wordt gelijk ook gebruikt voor de bouwlogistiek. Omdat de oostsectie van de singel niet gebruikt wordt voor doorvaart, maar alleen voor woonboten, kan ook een tijdelijk simpel platform over de singel gebouwd worden.
- B Dit platform zou eventueel ook uitgebreid kunnen worden over een heel stuk singel op locatie B en overdekt kunnen worden, zodat daar dan vanuit de los aangevoerde staven de segmenten voor de superstructuur aan elkaar gelast worden.
- C De hele route moet namelijk waarschijnlijk afgesloten worden tijdens transport, omdat door de hoogte van de segmenten zeer brede voertuigen wenselijk zijn. Het transport zou dan dus bij voorkeur snachts moeten plaatsvinden. Als afsluiten van sectie C onwenselijk is moet dus op locatie B een tijdelijk overdekt lasplatform worden opgebouwd.
- D Op locatie D staat een kraan die de segmenten van de boot op het wegtransport zet.
- E De hollande ijssel, hierlangs worden de segmenten aangevoerd per boot. De rivier en de daaringelegen Algerasluis (bij Capelle aan de ijssel) zijn van CEMT klasse Va). Dat betekent dat de totale vaargeul en sluisen minimaal 22.8 meter breed zijn, en voor lengtes tot ca. 100 meter.

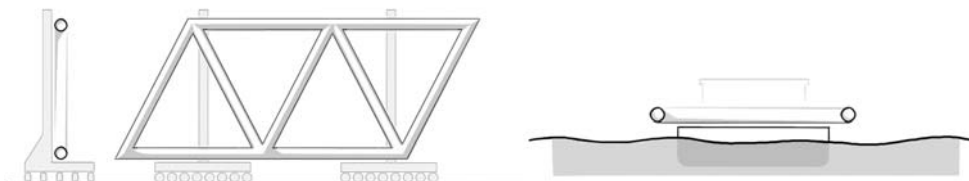


In groen is de sectie van de transportroute te zien die van CEMT klasse Va is. Vanaf de Algeersluis is de breedte geen probleem meer. Omdat de secties hoger dan 11,4 meter zijn zal de boot dus breder zijn dan toegestaan. Dit betekent dus dat ook dit transport bij voorkeur snachts zal moeten plaatsvinden. Hieronder is te zien dat de vaarweg dan geheel vrij is. (Beide afbeeldingen, bron: Verkeers- en vervoersgegevens hoofdvaarwegennet Zuid-Holland 2005)

Uurgemiddelde recreatievaart in juli en augustus



Transport opstelling



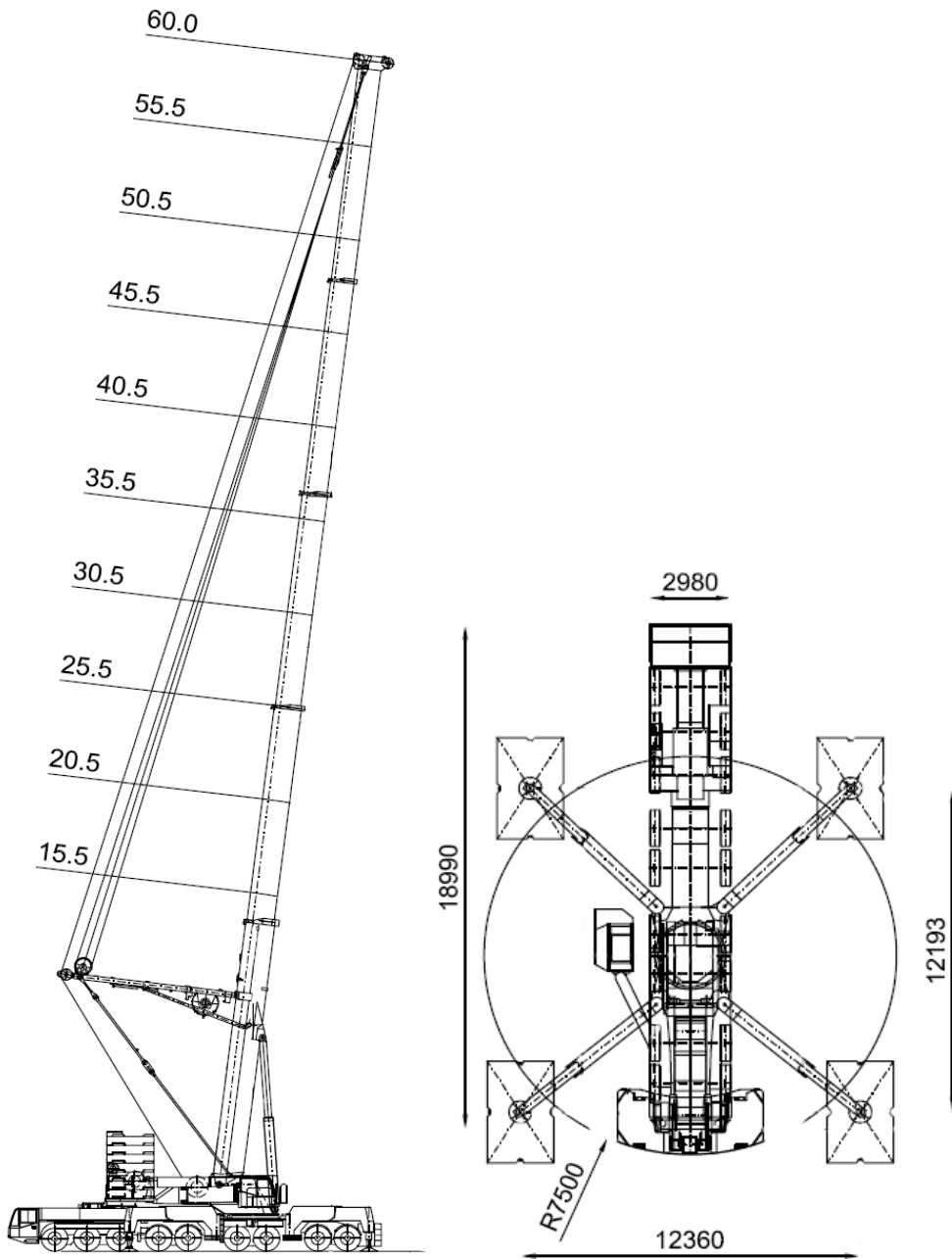
Op land worden de segmenten in verticale toestand vervoerd, brede platformen zijn nodig om de stabiliteit ervan te garanderen. Op het water worden de segmenten horizontaal vervoerd.

Montage

Het maken van een montageplan is geen deductieve bezigheid. De grillige context en complexe draagconstructie vormen samen geen logisch argument voor een specifieke montage methode. De keus tussen bijvoorbeeld een mobiele kraan (met een beperkte kraancapaciteit), en een opbouwkraan (die beperkt te verplaatsen is) is niet vooraf te deduceren. Door steeds kraanmodellen, en daarbij een sequentie aan kraanlocaties te kiezen moet via trail en error worden afgeleid welke kraan geschikt is. Daarbovenop komt ook dat externe keuzewijzigingen de kraankeuze intensief beïnvloeden. Door te kiezen voor een ander detailtype, een andere opleggingsconfiguratie, een andere staalsoort of een andere locatie van de tijdelijke steunen kan de gewichtsverdeling en locatie van montageverbindingen dusdanig veranderen dat een ander kraantype noodzakelijk wordt, de locatiesequentie veranderd moet worden, of dat de montage zelfs geheel onmogelijk wordt. Als echter eenmaal via trail en error een montagemethode is gevonden kunnen wel wat inductieve verbanden aangewezen worden:

- Er is gekozen om in zo groot mogelijke mate de superstructuur op te bouwen. Dit teneinde het aantal hijsbewegingen en het aantal complexe montageknopen tot een minimum te beperken.
- De maximale grootte van de secties wordt gedicteerd door de bochten die gemaakt moeten worden op de aanvoerroute en de balans tussen hijsarmenlengte en mootgewicht die voor elke hijsbeweging tot een bepaalde kraanspecifieke waarde beperkt moet blijven.
- De secties worden zo klaargezet dat de kraan ononderbroken de locatiesequentie ABCD kan doorlopen teneinde de kraanuur zo kort mogelijk te houden.
- De keuze is uiteindelijk op een mobiele kraan gevallen. Deze kan onder reeds gebouwde secties doorrijden. Bovendien is het eenvoudiger de kraan te herpositioneren waardoor de hijsarmen beperkt blijven. Doordat daardoor weer een kleinere kraan te gebruiken is, kan de kraan ook weer in kleinere hoekjes komen (bijvoorbeeld locatie B in het montageplan) waardoor de hijsarm weer verder beperkt wordt. Uiteindelijk bleek de bouw geheel onmogelijk met een opbouwkraan.
- Het kunnen bereiken van die kleine kraanlocaties is gelijk ook de reden waarom elk segment maar door slechts 1 kraan wordt ingehesen. De rotatie van de segmenten moet dan gecontroleerd worden door een set kabels vanaf de kraan (vergelijkbaar met een dragline), vanaf de grond, vanaf de tijdelijke steunen of met een tweede kleinere mobiele kraan.

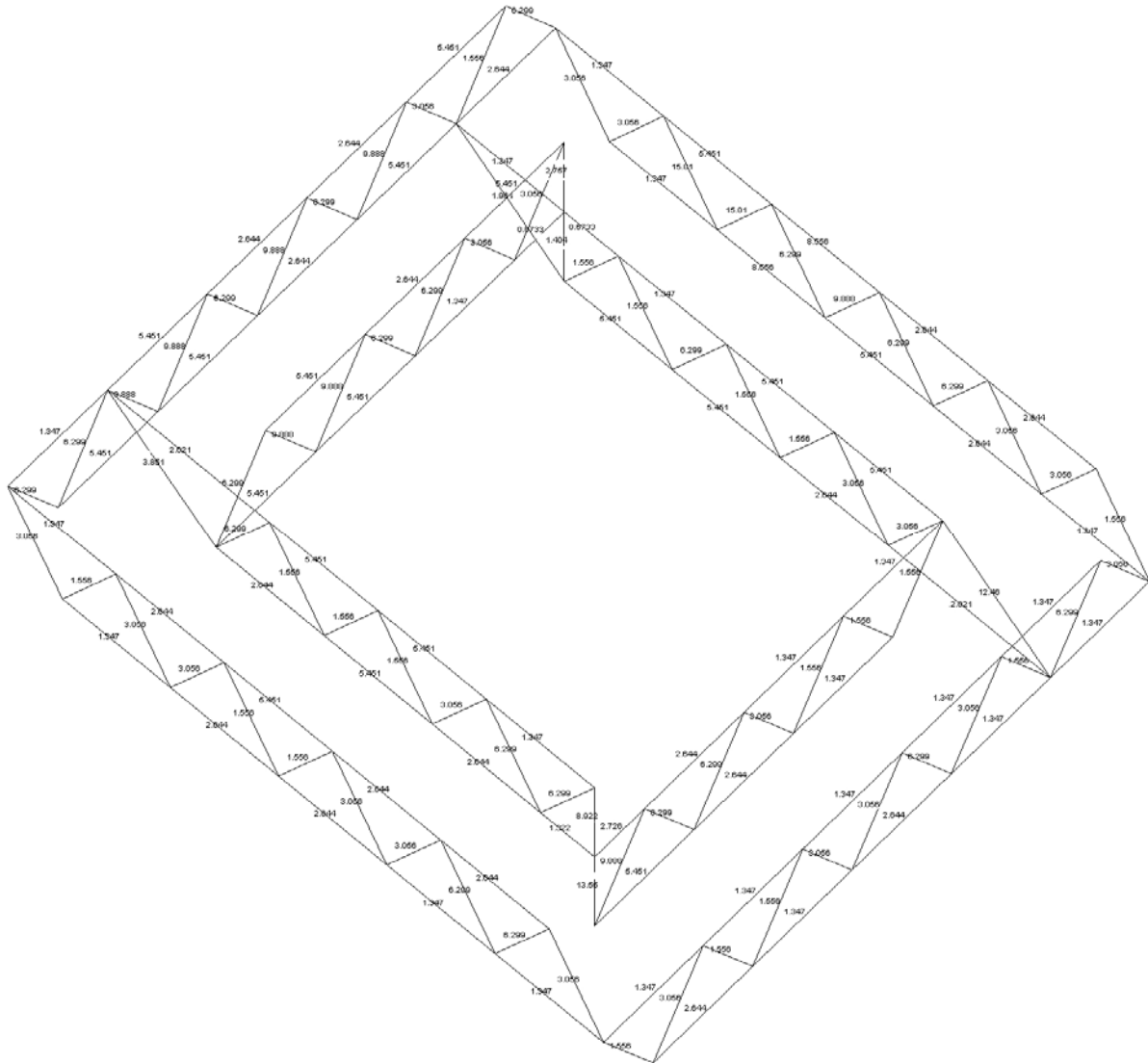
Gebruikte mobiele kraan : DEMAG AC 650 SSL



		Guyed mainboom																												
Boom length	Ballast	Radius																												
		5	6	7	8	9	10	11	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50	54	
35.5	160	195	195	192	189	184	172	160	148	129	115	102	92	84	76	68	62	55	43											
40.5	160		164	160	157	154	150	146	142	131	116	104	93	85	77	70	63	58	53	48	40									
45.5				139	135	132	130	127	125	121	116	105	94	86	78	71	64	59	54	50	46	42	36							
50.5					114	113	112	110	109	105	102	98	92	86	80	72	66	60	55	51	47	44	41	38	33	27				
55.5						94	92	91	89	86	82	78	74	70	67	63	60	57	54	51	48	45	42	39	36	34	31	26		
60						72	71	70	69	67	64	61	58	55	53	50	48	46	44	43	41	39	38	36	35	34	32	30	23	

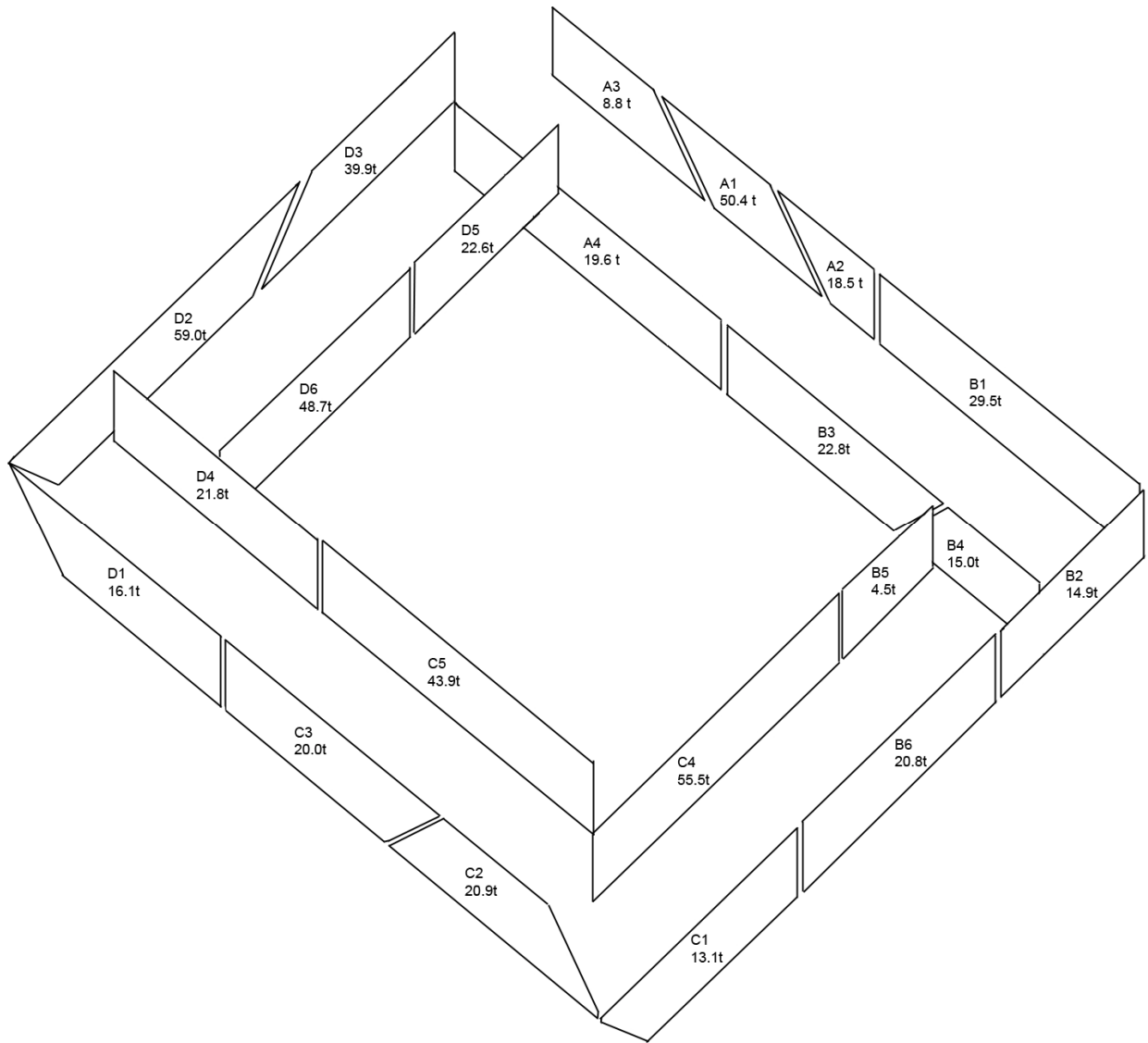
Staafgewichten

(element gewichten op basis van systeemlengte. Met 20% extra voor verbindingen)

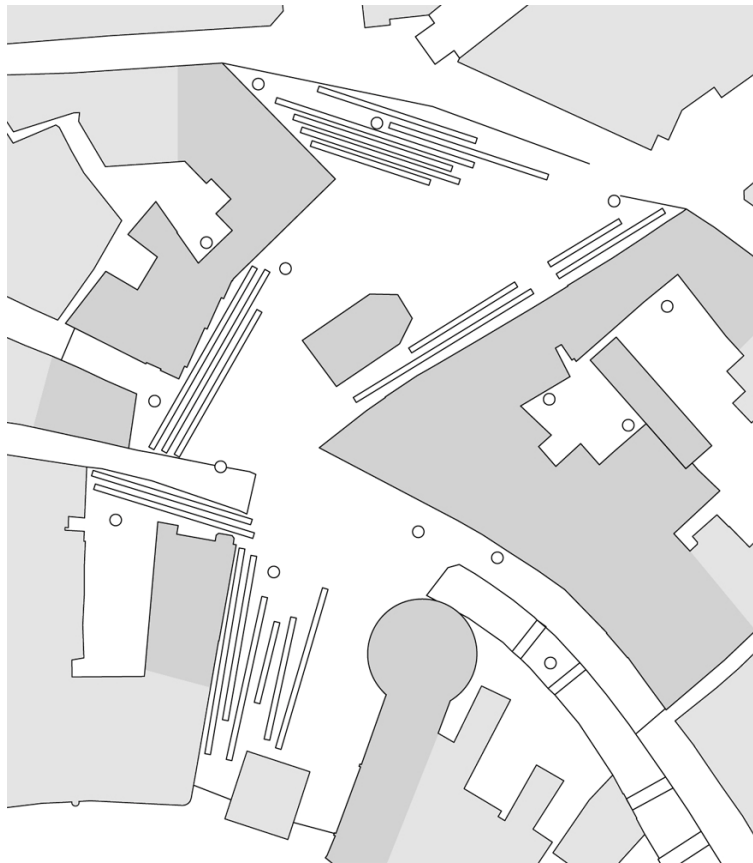


Mootgewichten

mootgewichten op basis van elementgewichten



Uitgangssituatie

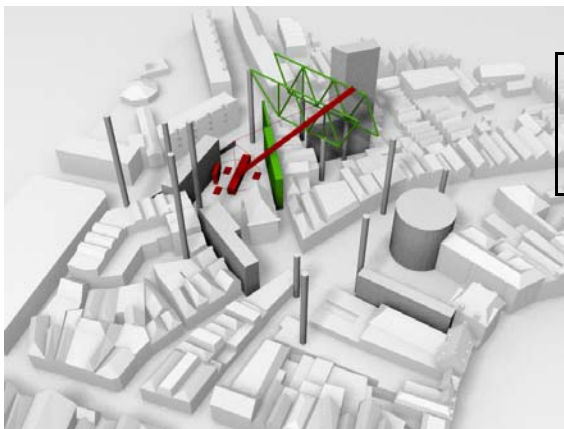
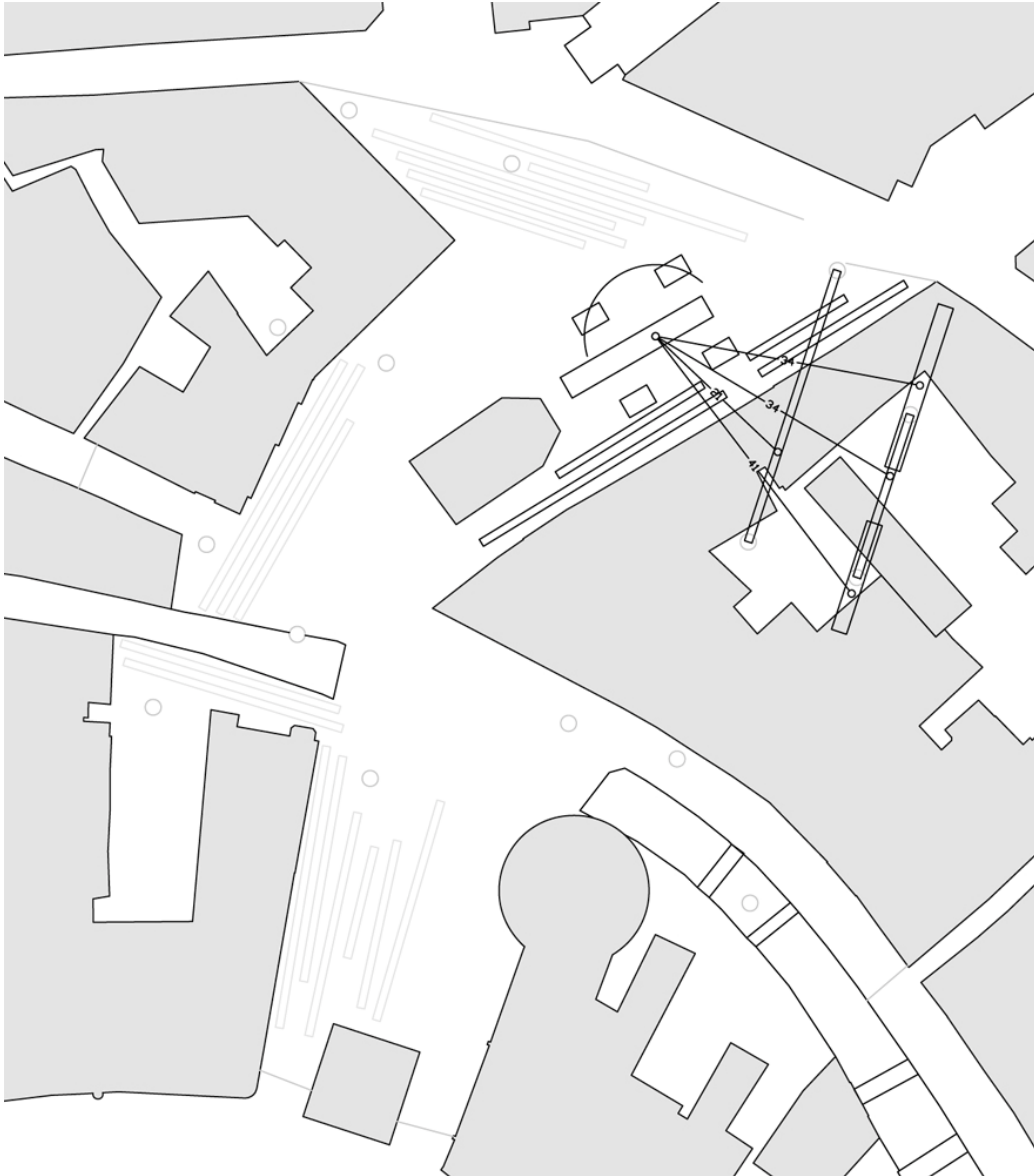


Hierboven is de uitgangspositie weergegeven voor de montage van de superstructuur. Zoals eerder gezegd zijn alle segmenten in verticale positie zo klaargezet dat de kraan in een ononderbroken sequentie alle segmenten achter elkaar kan wegzetten. De cirkeltjes op de tekening zijn de posities van tijdelijke ondersteuning. De uitvoering en schoring van deze tijdelijke steunen is niet verder uitgewerkt en wordt aan de aannemer overgelaten: Deze steunen zijn zo licht belast en hebben altijd voldoende omliggende ruimte dat bij plaatsing en schoring geen onmogelijkheden te verwachten zijn. De tijdelijke steunen zouden bijvoorbeeld opgebouwd kunnen worden uit de containersegmenten die ook vaak voor de mast van torenkranen worden gebruikt. (zie afbeelding rechts, bron <http://ravenelbridge.net>) In donkerder grijs is aangegeven welke bebouwing in ieder geval ontruimd moet worden tijdens de montage. Een groter gebied van ontruiming is wenselijk maar wel duurder.



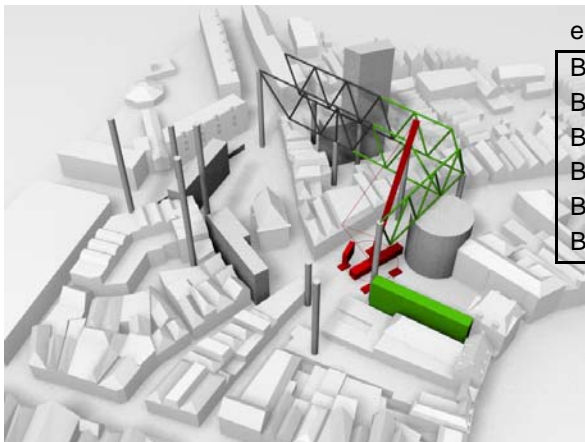
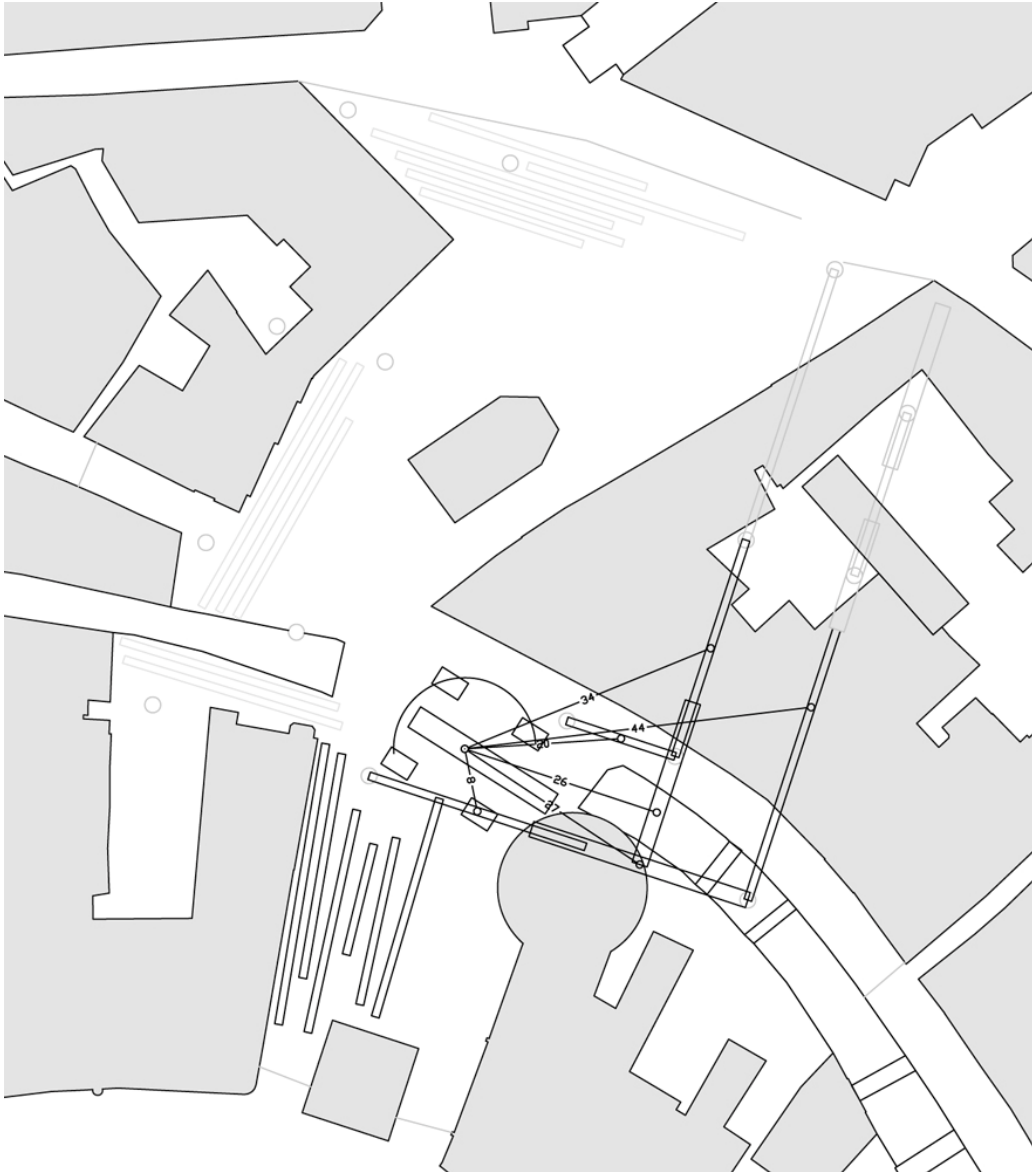
Op de volgende pagina's vindt u het montageplan opgesplitst in de 4 gebruikte kraanlocaties. Het gebouw is alleen te bouwen in de kraansequentie ABCD, een andere beginlocatie of volgorde blokkeert sommige hijsbewegingen fysiek door eerder geplaatste secties.

Kraanpositie A



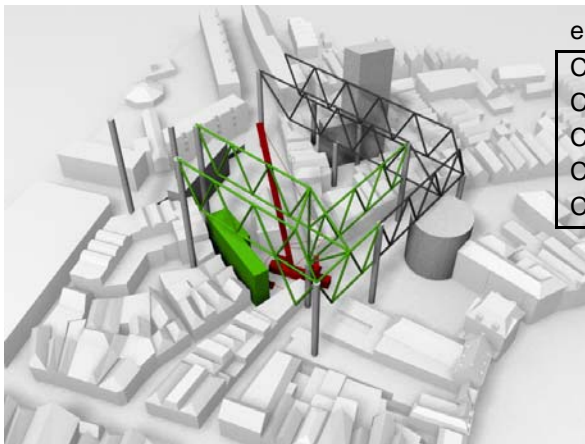
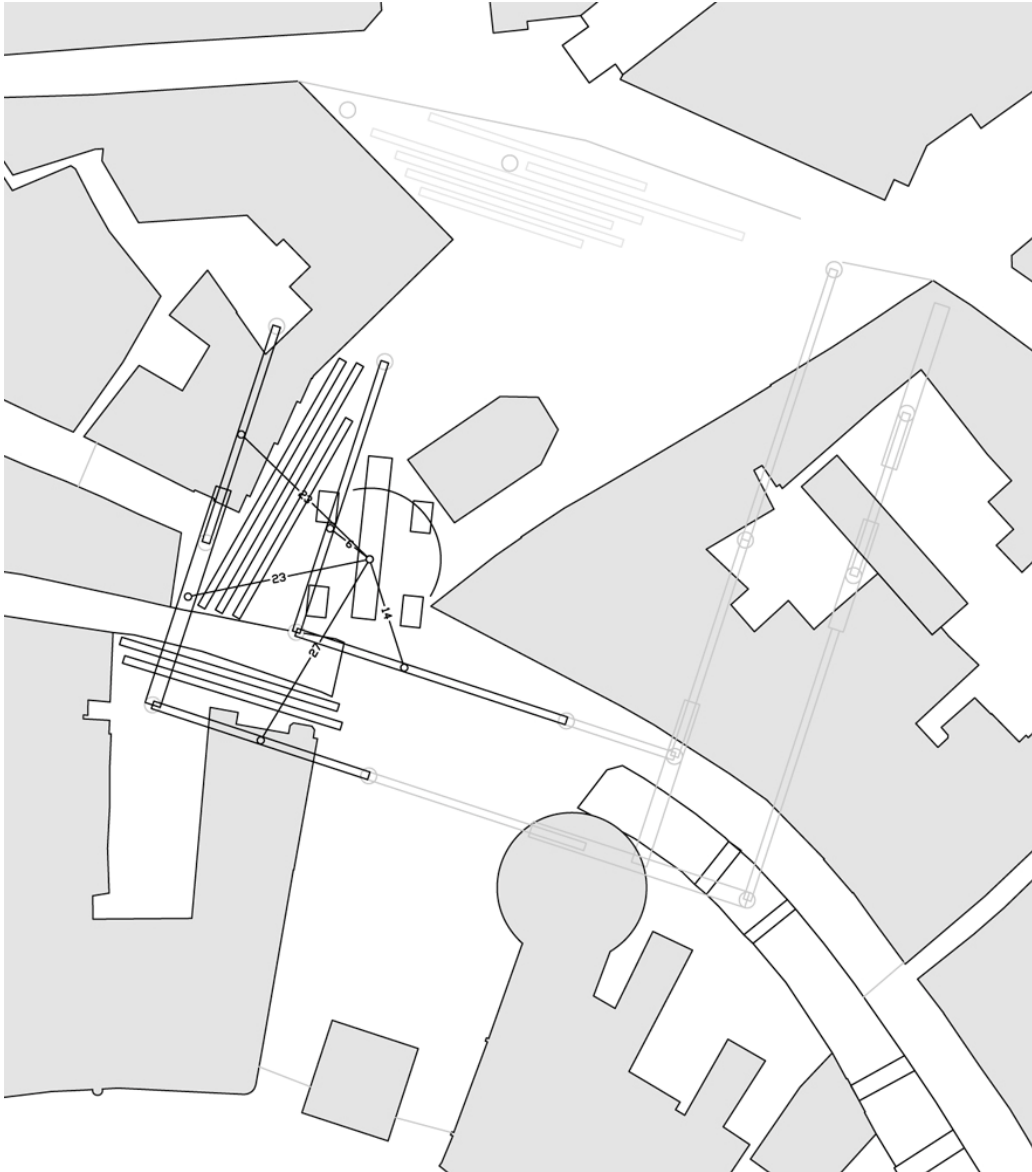
element	hijssarm	gewicht	benutting
A1	34 m	50.4 ton	98%
A2	41 m	18.5 ton	46%
A3	34 m	8.8 ton	17%
A4	20 m	19.6 ton	26%

Kraanpositie B



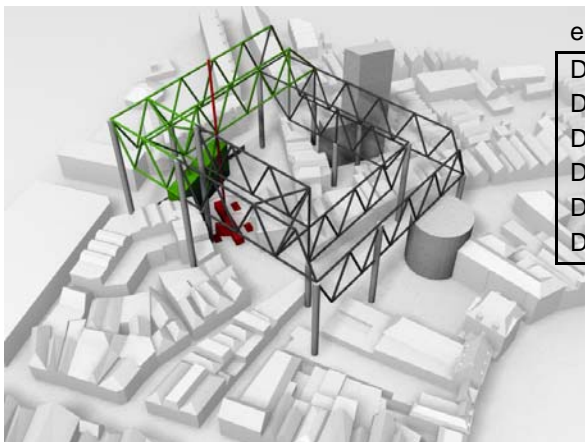
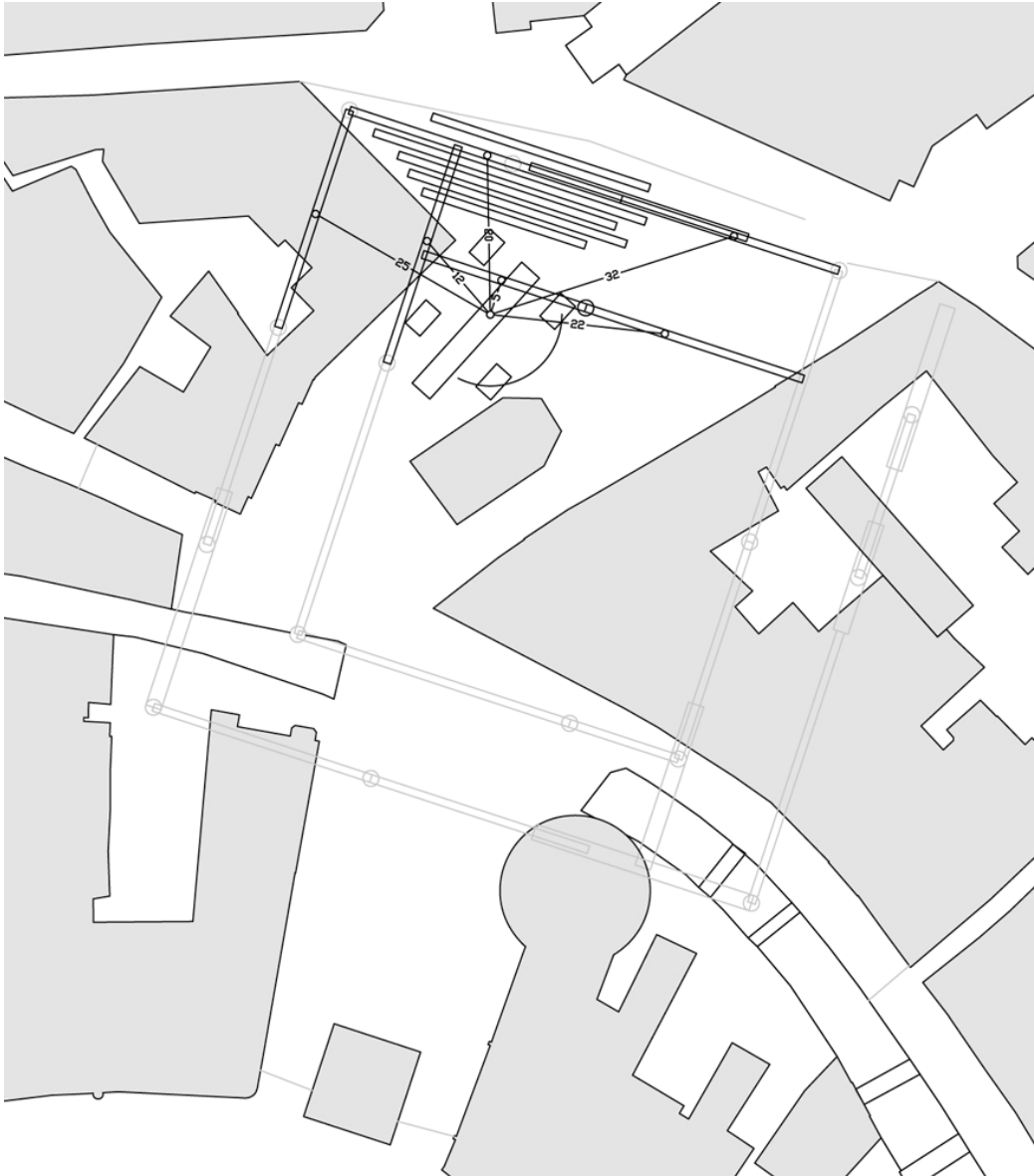
element	hijzarm	gewicht	benutting
B1	44 m	29.5 ton	82%
B2	27 m	14.9 ton	30%
B3	34 m	22.8 ton	53%
B4	26 m	15.0 ton	30%
B5	20 m	4.5 ton	8%
B6	8 m	20.8 ton	18%

Kraanpositie C



element	hijzarm	gewicht	benutting
C1	27 m	13.1 ton	27%
C2	23 m	20.9 ton	39%
C3	23 m	20.0 ton	37%
C4	14 m	55.5 ton	83%
C5	6 m	43.9 ton	27%

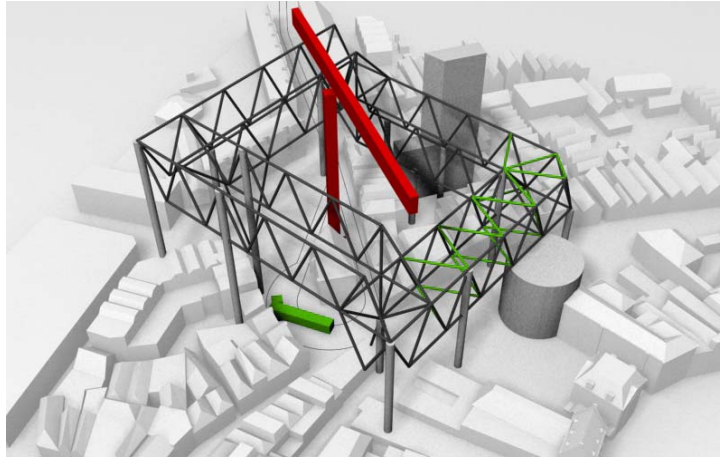
Kraanpositie D



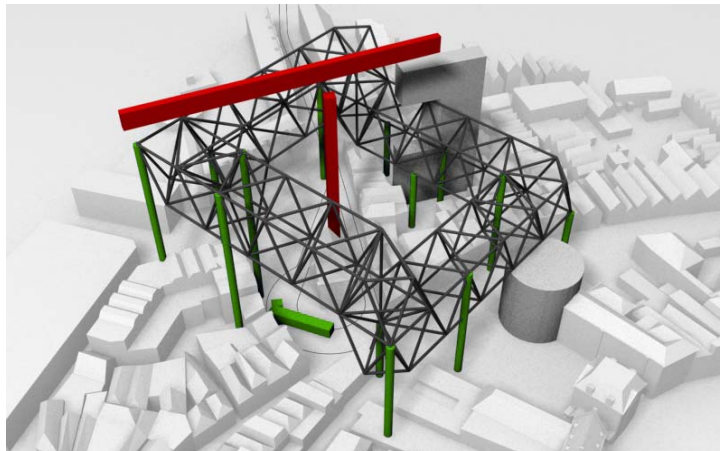
element	hijarm	gewicht	benutting
D1	25 m	16.1 ton	31%
D2	20 m	59.0 ton	64%
D3	32 m	39.9 ton	91%
D4	12 m	21.8 ton	32%
D5	22 m	48.7 ton	89%
D6	5 m	22.6 ton	12%

Afronding van montage

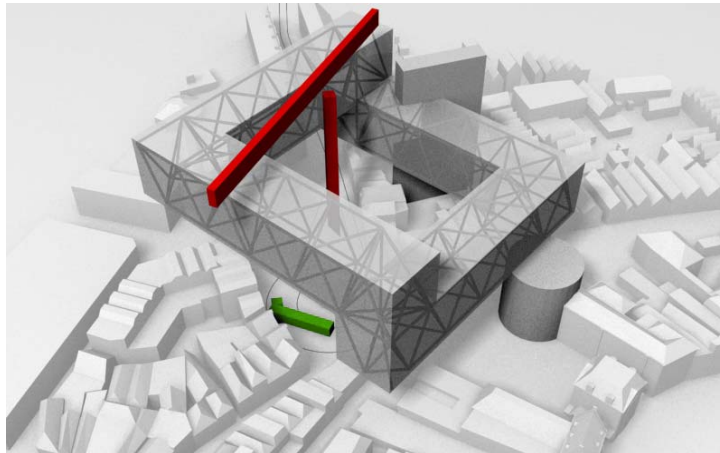
Als de verticale segmenten eenmaal geplaatst zijn wordt de superstructuur afgerond door het plaatsen van de lichtere horizontale verbandstaven, hiervoor kan een torenkraan worden gebruikt, of een kleinere mobiele kraan.



Daarna is de constructie stabiel en kunnen de tijdelijke steunen verwijderd worden ...



... en kan het gebouw verder afgebouwd worden door een torenkraan.



4.10 Conclusies

Een enkelvoudige verdichting in het historische centrum lijkt dus mogelijk zonder de belichting en bezonning van de omliggende ruimte en bebouwing teveel aan te tasten. Echter om een dergelijk gebouw te realiseren zonder de historische bebouwing aan te tasten is een zeer complexe uitdaging gebleken.

Uitvoering, krachtswerking en detaillering bleken in dit ontwerp sterk communicerende vaten te zijn. En de keuze voor bijvoorbeeld een andere staalprofiel heeft dan ook sterke repercussies in de montage en krachtswerking. Deze keuzes bleken in veel gevallen niet zoals gewoonlijk vooraf deduceerbaar, of in alternatieven te behandelen, dit vooral door het gebrek aan precedenten van gelijksoortige bebouwing in vooral gelijksoortige context. Bovendien bleek de opgave maar net haalbaar, het ontwerp zou dus door één verkeerde keuze een te hoog draagconstructiegewicht kunnen krijgen en daarmee handhaving van de onderliggende bebouwing onhaalbaar maken.

Uiteindelijk lijkt het gevonden ontwerp echter constructief haalbaar te zijn. Het staalverbruik is beperkt gebleven, maar vooral de montageverbindingen zijn vrij complex geworden. De achilleshiel ligt echter nog steeds vooral bij de uitvoering: De benodigde ontruiming is behoorlijk ingrijpend, en waarschijnlijk een flinke financiële aderlating vanwege de aanwezigheid van veel commercieel programma. Echter deze ontruiming kan ook worden gezien als een kans tot verbetering van de ontsluiting en geluidsisolatie van deze panden waardoor bewoning weer een optie wordt. De kosten van de ontruiming zouden daarmee gecompenseerd kunnen worden. Maar bovenal is bewoning een aanzienlijke verbetering van de levendigheid van dit gebied in de avonduren.

Tenslotte is er nog de vraag of het veilig is een dergelijk volume boven bestaande bebouwing neer te zetten. De keuze voor een zo veel mogelijk autonoom stabiele superstructuur is in ieder geval wenselijk voor een dergelijke constructie. Echter aanvullende maatregelen als brandalarmen in de onderliggende woningen die gekoppeld zijn aan het branddetectie-systeem van het stadhuis zijn wenselijk. Op die manier kan het stadhuis met de onderliggende woningen meer als één samengesteld gebouw worden geïnterpreteerd.

4.11 Aanbevelingen

In dit afstuderen zijn een aantal onderwerpen aan het licht gekomen die interessant zouden zijn voor verdere uitwerking. In willekeurige volgorde zijn dat:

- Het ontwikkelen van een impactanalysemethode voor daglicht en zonlicht, daarmee kunnen verschillende gebouw-alternatieven objectief met elkaar vergeleken worden. Dit is vooral interessant in het kader van de verdichtingsprogramma's die in veel steden op het moment aan de gang zijn.
- In het kader van diezelfde verdichtingsoperaties is het wellicht interessant te kijken naar de licht reflecterende eigenschappen van gevels. Niet voor niets zei Le Corbusier ooit "by law all buildings should be white". En op het gebied van dachtlicht toetreding in dichtbebouwde gebieden is daar zeker wat voor te zeggen. De opgave zou bijvoorbeeld het ontwerp van een aantal daglicht reflecterende gevels kunnen zijn, waarvan de effectiviteit getoetst wordt. Aspecten als vervuiling, verkleuring, minimale eigenbeschaduwning en minimalisatie van reflectiehinder zijn daarbij relevant.
- Gebouwen als het hier behandelde vragen speciale aandacht wat betreft zaken als brandveiligheid en voortschrijdende instorting. De normen zijn eigenlijk niet bedoeld voor het toetsen van dergelijke constructies. En een volledige analyse van de mogelijke bezwijkvormen, de oorzaken en gevolgen daarvan, en de bijbehorende ontwerpconsequenties vormen een relevant onderwerp voor verdere studie.

