



Uitbreiding Amsterdam ArenA

Ct5060 Afstudeerwerk

Fase 1 van 4

- § Werkplan
- § Probleemanalyse

Afstudeerder: **P.C. Kuiper**
Studienummer: 1091956
Datum: 14-01-2008

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen



Afstudeerbedrijf:
ARCADIS Bouw en Vastgoed



Studentgegevens

Naam: P.C. Kuiper
Universiteit: Technische Universiteit Delft
Master-variant: Building Engineering
Studienummer: 1091956
Beginjaar studie: 2001

Adres: Zuideindseweg 80a
PC + woonplaats: 2645 BH Delfgauw
Email: p.c.kuiper@student.tudelft.nl
Telefoon: 015-2618409
Mobiel: 06-27061873

Voorwoord

Dit is het rapport van fase 1 van totaal 4 fasen van het afstudeerwerk 'Uitbreiding Amsterdam ArenA'. Onderzoek wordt gedaan naar de mogelijkheid om voetbalstadion Amsterdam ArenA uit te breiden tot een capaciteit van 70.000 zitplaatsen. Dit wordt gedaan met een extra tribune – de derde ring – die boven de bestaande tribune geplaatst wordt. De benodigde ruimte hiervoor komt vrij door het bestaande dak op te vijzelen. Zo kan de ArenA uitbreiden terwijl het bestaande dak gespaard blijft.

Deze studie wordt gedaan in het kader van mijn studie Civiele Techniek aan de TUDelft, afdeling Gebouwen en Civieltechnische Constructies. Het afstuderen wordt gedaan in samenwerking met ARCADIS Bouw en Vastgoed in Den Haag.

In dit rapport zijn het Werkplan (p.4) en de Probleemanalyse (p.20) van het afstuderen opgenomen. De verschillende fasen betreffen een chronologische verslaglegging, waardoor alle gemaakte keuzes terug te lezen zijn. In het Eindrapport wordt het eindproduct nogmaals gepresenteerd; hier zal de nadruk liggen op de samenhang tussen alle gemaakte ontwerpkeuzes.

Pieter Kuiper

Scheveningen, januari 2008



Werkplan

Ct5060 Afstudeerwerk



Voorwoord

Dit rapport behelst het werkplan voor mijn afstudeerwerk. Het afstuderen zal gaan over de mogelijkheid om een derde tribune - of een zogenaamde derde ring - op de Amsterdam ArenA te maken. Het stadion is gebouwd in 1996 en bevat momenteel 51.628 stoelen. Het idee is om dit aantal te verhogen tot 80.000 stoelen, zodat de mogelijkheid voor een Wereld Kampioenschap Voetbal in beeld komt.

Ten eerste wordt een verkenning van de (mogelijke) problemen gedaan. Dan zullen de verschillende invalshoeken voor de oplossing besproken worden. Als derde wordt concreet gemaakt uit welke stappen het afstudeerwerk zal bestaan. En ten slotte wordt de organisatie, waaronder de planning, van het afstudeerwerk uit de doeken gedaan.

Het afstudeerwerk zal gedaan worden bij Arcadis Bouw en Vastgoed in Den Haag.

Inhoudsopgave

Studentgegevens	1
Voorwoord	2
Voorwoord	4
Voorwoord	6
Inhoudsopgave	6
1 Probleem analyse	8
1.1 Huidige situatie	8
1.2 Achtergrond van verbouwingsplannen	8
1.3 Probleemomschrijving	9
1.4 Doelstelling	9
1.5 Randvoorwaarden en uitgangspunten	10
1.6 Aannames	10
2 Methodische benadering	12
2.1 Vakgebieden	12
2.2 Afweging concepten	12
2.3 Beoordeling ontwerp	13
3 Proces	14
3.1 Probleemanalyse (afbakening probleem)	14
3.2 Vooronderzoek (opening voor oplossing)	14
3.3 Schetsontwerp (uiterlijk van de oplossing, benodigde methode)	14
3.4 Constructief ontwerp (verdieping in mechanica)	15
3.5 Evaluatie (afronding en aanbevelingen)	15
3.6 Presentatie (verantwoording)	15
3.7 Planning (z.o.z.)	15
4 Afstudeercommissie	18
Voorwoord	22
Inhoudsopgave	22
Projectgegevens ArenA	24

1	Inleiding	26
1.1	Varianten voor uitbreiding	26
1.2	Meest realistische variant	30
2	Aanpak probleemanalyse	32
3	Eisen	34
3.1	Capaciteit	34
3.2	Hellingshoek van tribune	34
3.3	Zichtlijnen	35
3.4	Routing en veiligheid	38
3.5	Constructieve eisen	39
4	Bouwbeperkingen	42
4.1	Tijdsbeperkingen	42
4.2	Bestaande bouw	43
5	Oplossingsruimte	44
5.1	Ruimte voor nieuwe draagstructuur	44
5.2	Ruimte voor nieuwe tribune	45
6	Gebruikte literatuur	46
7	Bijlagen	48

1 Probleem analyse

1.1 Huidige situatie

Sinds 14 augustus 1996 beschikt Nederland over een multifunctioneel stadion in Amsterdam: de Amsterdam ArenA. Het stadion is de thuishaven van de Amsterdamse voetbalclub Ajax. Al haar thuiswedstrijden worden hier gespeeld. Naast de zeventien Eredivisie-wedstrijden van Ajax worden er Europa Cup-wedstrijden, KNVB interlandwedstrijden, beker- en vriendschappelijke wedstrijden gespeeld. Ook de American footballclub de Amsterdam Admirals speelt hier haar wedstrijden. Daarnaast organiseert MOJO Concerts concerten met grote artiesten in de ArenA en doet ID&T jaarlijks de grootste indoor dancefeesten Sensation White & Black. De Amsterdam ArenA wordt daarnaast gebruikt voor evenementen als productpresentaties, theatervoorstellingen, verkooptrainingen, bedrijfsfeesten etc.

Het stadion is ontworpen door ingenieursbureau Grabowsky & Poort (dit bureau is later overgenomen door Arcadis), de dakconstructie door aannemer/ constructeur Bailey. Het stadion met al haar randfuncties is een complex bouwwerk: het is bijvoorbeeld het eerste stadion ter wereld waar een weg onderdoor loopt en het eerste stadion in Europa dat over een schuifdak beschikt.

1.2 Achtergrond van verbouwingsplannen

“De Amsterdam ArenA is continu in ontwikkeling. De drijfveren voor de verdere ontwikkeling van het stadion lopen uiteen. De toegankelijkheid, de kwaliteit van de dienstverlening en de uitstraling van het multifunctionele complex vormen belangrijke uitgangspunten voor de ontwikkeling van nieuwe plannen.

GEREALISEERDE PLANNEN

In 2006, het jubileumjaar van de Amsterdam ArenA, is het Masterplan Verbetering Toegankelijkheid voltooid. Hierdoor kunnen vrijwel alle bezoekers hun tribunevak bereiken zonder trap te lopen, dus door gebruik te maken van liften en roltrappen. Behalve in de toegankelijkheid investeerde de ArenA ook in verbetering van geluid en akoestiek, in bruikbaarheid van de podia, en in de indeelbaarheid van het amfitheater.

NIEUWE PLANNEN

Een multifunctioneel 'state of the art' stadion is nooit af. Amsterdam ArenA zal daarom blijven investeren in het gebouw. Inmiddels zijn er alweer plannen ontwikkeld voor uitbreiding van het Hoofden Entreegebouw van het stadion.”¹

TOEKOMSTPERSPECTIEF

Als Nederland ooit gastland wil zijn voor het WK voetbal, dient ze minstens drie stadions te hebben met elk een capaciteit van 80.000 toeschouwers. Dit mag misschien toekomstmuziek zijn, maar voordat Nederland überhaupt kan meepraten in de onderhandelingen moet bekend zijn of zulke stadions gerealiseerd kunnen worden. In diverse gelederen wordt daarom gespeculeerd over de mogelijkheden, waarbij ook het volgende scenario in omloop is:

Om het financieel haalbaar te maken, zou het gastheerschap gecombineerd kunnen worden met België. Onze zuiderburen zorgen voor de realisatie van één stadion van 80.000 stoelen. Nederland zorgt dan voor twee stadions. Het komt voor dit scenario goed uit dat er momenteel plannen bestaan om het stadion De Kuip van Feyenoord te vervangen. Dit nieuwe stadion in Rotterdam zal dan ook een stuk groter worden dan het bestaande: van ruim 51.000 naar 80.000 stoelen. Als derde stadion komt de Amsterdam ArenA in beeld, waarbij wel een flinke verbouwing noodzakelijk is: er zullen ruim 28.000 zitplaatsen extra gecreëerd moeten worden.

Deze uitbreiding heeft heel wat voeten in aarde, en er zal dus veel onderzoek naar moeten gebeuren.

¹ Het eerste deel van deze paragraaf is overgenomen van de website www.amsterdamarena.nl

Naar de financiële haalbaarheid wordt in dit afstudeerwerk niet gekeken, aangezien dat buiten mijn vakgebied valt. Zowel de organisatie van een Wereldkampioenschap als de verbouwing van enkel de ArenA zijn zulke grootschalige evenementen; die verdienen een aparte haalbaarheidsstudie. Hierbij moet bijvoorbeeld worden gekeken naar alle faciliteiten die extra gecreëerd moeten worden, naar de economische groei die door een Wereldkampioenschap veroorzaakt wordt, naar de financieringsmogelijkheden door aandeelhouders, etc.

DAKCONSTRUCTIE

Een andere toekomstdroom voor de ArenA is het faciliteren van nóg grotere concerten. Met name voor popconcerten dient een stadion aan een aantal randvoorwaarden te voldoen. Eén daarvan is een goede akoestiek. Zoals vermeld is er op het gebied van geluid al veel verbeterd.

Een andere voorwaarde is dat er een enorme hoeveelheid licht- en geluidsapparatuur aan het dak gehangen kan worden. Daarin schiet de ArenA helaas nog wel tekort. Probleem hierbij is dat de dakconstructie niet sterk genoeg is. Het dak is indertijd ontworpen door de aannemer, en deze heeft het dak heel economisch ontworpen, zodat er bijna geen reservecapaciteit aanwezig is.

Indien deze toekomstdromen gerealiseerd willen worden, dient er dus een oplossing te komen om de grote hoeveelheid apparatuur kwijt te kunnen. Dit zou kunnen door versterking van het dak. Een andere optie is om met een tijdelijke constructie al deze apparatuur op te hangen. Dit valt echter buiten de scope van dit afstudeerwerk.

1.3 Probleemomschrijving

Tegen de achtergrond van het scenario om het WK voetbal in Nederland en België te organiseren, wordt bekeken of het mogelijk is de Amsterdam ArenA uit te breiden met een derde toeschouwersring. Deze extra tribune moet het totaal aantal stoelen op 80.000 brengen.

De probleemvelden van dit afstudeerwerk zijn als volgt:

§ *Positionering:*

Is er ruimte onder de bestaande kapconstructie om een extra tribune te maken? Wat is de beste positionering van deze tribune? Hierbij moet de tribune goed gefundeerd kunnen worden en er moet voldoende zicht op het speelveld blijven.

§ *Bouwmethodiek en constructie van dak:*

Indien het dak opgetild of aangepast moet worden, welke activiteiten zijn hiervoor nodig, en is dat constructief mogelijk?

§ *Constructie tribune:*

De nieuwe tribune moet constructief ontworpen en berekend worden.

§ *Bouwhinder:*

Welke hinder ontstaat er tijdens de bouw, en hoe kan deze hinder voor de voortgang van evenementen in het stadion beperkt blijven?

1.4 Doelstelling

Het doel van het afstudeerwerk is een voorlopig ontwerp (VO) te maken voor de realisatie van een extra tribune met 28.400 zitplaatsen in de Amsterdam ArenA, zodat het totaal aantal stoelen op 80.000 komt.

1.5 Randvoorwaarden en uitgangspunten

Uitgangspunten

- § De extra tribune wordt apart gefundeerd, en dus losgehouden van het bestaande bouwwerk.
- § De maatgevende belasting op het (vernieuwde) dak wordt níet verhoogd. Er wordt dus vanuit gegaan dat licht- en geluidsapparatuur een aparte constructie krijgen indien het gewicht hiervan de momenteel aanwezige capaciteit overschrijdt.
- § Het beste concept voor de verbouwing is die, waarbij zo min mogelijk voetbal- en american football wedstrijden verhinderd worden (zie ook § 2.2).
- § Alle concepten dienen esthetisch acceptabel te zijn. Het esthetische aspect hoeft dan niet meer als doorslaggevend argument in de afweging van concepten gebruikt te worden.

Randvoorwaarden

- § Er komt een nieuw Hoofdgebouw dat, in plattegrond bezien, net buiten de bestaande tribune valt. Kolommen mogen dit gebouw niet verticaal doorsnijden, dus de nieuwe tribune zal ter plaatse van de nieuwe hoofdingang een speciale voorziening moeten krijgen.

1.6 Aannames

- § Aangenomen wordt dat de grond draagkrachtig genoeg is om een nieuwe tribune te dragen. Wel moet er voldoende ruimte aanwezig zijn voor de palen.
- § De bestaande constructie zal waarschijnlijk economisch ontworpen zijn, zodat er weinig overcapaciteit aanwezig is. De belastingen kunnen dus niet verhoogd worden.

2 Methodische benadering

In dit hoofdstuk zal ik uiteenzetten hoe ik het afstudeerwerk wil aanpakken. Het is goed om van tevoren te weten welke maatstaven gedurende het proces gelden. Zo kan het onderwerp wetenschappelijk aangepakt worden, zodat ook achteraf helder is op welke gronden het eindproduct gekozen is en welke weg begaan is.

2.1 Vakgebieden

De verbouwing van de Amsterdam ArenA zal, voor zover dat van tevoren te bezien is, vanuit drie invalshoeken benaderd worden. De eerste twee behoren duidelijk tot een bepaald vakgebied, de derde is een wat vage omschrijving voor een verzameling van onderwerpen die behoren tot het ontwerpen van een stadion. Alle drie invalshoeken zullen kort beschreven worden, zodat duidelijk is hoe ik me ongeveer met het onderwerp ga bezighouden.

Constructief ontwerpen

Tot het vakgebied 'constructief ontwerpen' horen in dit kader o.a.

- § het ontwerpen en toetsen van de benodigde constructie voor de tribune
- § het bepalen van benodigde looppaden voor mensenstromen en vluchtwegen
- § het ontwerpen en toetsen van een aanpassing aan het dak
- § het bepalen van de maatgevende belasting op de tribune en de toetsing op sterkte en stijfheid

Bouwmethodiek

Een ontwerp moet gebouwd kunnen worden, en daarom moet bekeken worden

- § in welke delen het ontwerp gesplitst kan worden
- § hoe de delen aangevoerd kunnen worden
- § welke hulpconstructies tijdens de bouw nodig zijn
- § hoeveel tijd grofweg nodig is voor de bouw van de verschillende constructieve onderdelen en in welke fasen de bouw opgesplitst kan worden

Dit onderdeel zal niet ál te veel aandacht krijgen, aangezien het niet de bedoeling is dat ik op de stoel van de aannemer ga zitten. Maar het moet duidelijk worden dat het ontwerp binnen de randvoorwaarden en uitgangspunten gerealiseerd kan worden.

Stadion-organisatie

Het afstudeerwerk vraagt ook om een benadering vanuit enkele aspecten die belangrijk en kenmerkend zijn voor een stadion, zoals

- § zichtlijnen van de tribune naar het veld
- § bereikbaarheid van de tribune (en vluchtwegen bij calamiteiten)
- § de beschikbare cyclus (dagen en uren) waarin gebouwd mag worden zonder dat de geplande evenementen verhinderd worden.

2.2 Afweging concepten

Zoals in het volgende hoofdstuk uitvoeriger behandeld wordt, zullen eerst enkele concepten voor de tribune gemaakt worden. Per concept zullen waarschijnlijk meerdere bouwmethoden mogelijk zijn. De vraag is nu op welke gronden voor een bepaald concept gekozen moet worden. Het zou gedaan kunnen worden met behulp van een uitgebreide multi-criteria-analyse (MCA). Een belangrijk onderdeel zullen dan de kosten en de bouwtijd zijn.

In dit geval wordt echter níet voor een MCA gekozen, en wel om de volgende reden. Het onderwerp De Amsterdam ArenA is financieel gezien erg complex. Er zijn veel verschillende partijen bij betrokken zoals de huurders van de commerciële ruimten, de organisaties die concerten organiseren in de ArenA (zoals MOJO en ID&T), de clubs die wedstrijden willen spelen, sponsors die reclame maken tijdens die wedstrijden, etc. Omdat de ArenA een evenementencentrum is, is het economische gezien

erg belangrijk dat zoveel mogelijk evenementen door kunnen gaan. De afweging van de verschillende concepten zal dus gebeuren met de volgende maatstaf:

dat zo min mogelijk belangrijke evenementen verhinderd worden. Hieronder vallen o.a. concerten en voetbal- en american football wedstrijden. Deze evenementen zijn belangrijk voor het (inter)nationale aanzien van het stadion en de clubs, en brengen waarschijnlijk het meeste geld in de la, dus de mogelijkheid hiervoor is erg belangrijk voor de financiële haalbaarheid. Tijdens het bouwproces zal allicht enige hinder voor de bezoekers van het evenement optreden, maar wanneer dat ervoor zorgt dat de wedstrijd of het concert niet door kan gaan, is dat een minpunt voor het betreffende concept.

Andere criteria zoals esthetica worden hooguit indirect meegenomen. Eén van de uitgangspunten is namelijk dat de verschillende concepten esthetisch acceptabel moeten zijn. De algemene aanblik van de ArenA zal namelijk niet veel wijzigen. En omdat het een bestaand gebouw is, is er ook geen sprake van een 'architectonisch concept'.

2.3 Beoordeling ontwerp

Het gekozen concept wordt uitgewerkt tot VO-detail. De toetsing van dit ontwerp zal primair gebeuren op constructieve veiligheid en bruikbaarheidstoestand (de beginselen van de Europese en Nederlandse regelgeving).

Belangrijke NEN-normen hierbij zijn:

- § NEN6702 – Belastingen en vervormingen
- § NEN6770 – Staalconstructies
- § NEN6720 – Voorschriften beton

In een hoofdstuk met aanbevelingen kunnen nog adviezen gegeven worden hoe het ontwerp mooier, goedkoper, of gemakkelijker uitvoerbaar zou kunnen.

3 Proces

Dit hoofdstuk bevat de te nemen stappen voor het afstudeerwerk. Puntsgewijs zal besproken worden wat de stappen inhouden en welke producten aan het eind van elke stap gereed moeten zijn.

3.1 Probleemanalyse (afbakening probleem)

In deze fase wordt het probleem afgebakend. Resultaat is:

2 weken

- § Samenvatting bestaande haalbaarheidsstudie à conclusie is hoeveel de uitbreiding ongeveer kan worden
- § Eisen m.b.t.
 - o capaciteit
 - o hellingshoek
 - o zichtlijnen
 - o routing en veiligheid
 - o constructieve eisen
- § Beperkingen: gewenst tijdschema voor bouwen i.v.m. evenementen in ArenA
- § Oplossingsruimte voor
 - o nieuwe draagstructuur
 - o nieuwe tribune aangezien de dakgordingen opgelegd zijn op de rand van de bestaande tribune.

3.2 Vooronderzoek (opening voor oplossing)

Nu het probleem ingeperkt is, kan binnen deze grenzen de opening gezocht worden. In het vooronderzoek wordt daartoe eerst een theoretische, daarna een praktische studie gedaan naar oplossingen.

Allereerst wordt een literatuurstudie gedaan naar bouwmethodes in de praktijk. Zo mogelijk worden vergelijkbare projecten opgezocht. Daarin wordt bekeken per *referentieproject*:

1 ½ week

- § hoe een verbouwing heeft plaatsgevonden,
- § hoe met de bestaande bouw rekening is gehouden,
- § welke tijdsduur de verbouwing had,
- § wat de kosten waren e.d.

Om een reële vergelijking te kunnen maken, moeten de projecten qua omvang of complexiteit vergelijkbaar zijn met de ArenA. Vergelijkingen met andere stadions heeft de voorkeur.

Ten tweede worden enkele *constructieve concepten* opgesteld. In de Probleemanalyse is gekozen voor een verbouwing door middel van opvijzeling van het bestaande dak. Onder het opgevijzelde dak wordt een nieuwe tribune gebouwd. Daarna moet het dak uitgebreid worden, zodat de toeschouwers beschut zitten. De constructieve concepten die hier opgesteld worden, hebben betrekking op de tribune en het dak. Hoe deze concepten gebouwd kunnen worden, wordt in de volgende fase – het Schetsontwerp – bekeken.

3 weken

3.3 Schetsontwerp (uiterlijk van de oplossing, benodigde methode)

Van de twee of drie meest realistische concepten wordt ingeschat welke de minste overlast voor evenementen geeft. Met dit constructieve concept wordt

verder gegaan.

Het ontwerp voor de tribune en het dak wordt gemaakt. De nadruk zal ongeveer voor $\frac{2}{3}$ naar de tribune uitgaan en voor $\frac{1}{3}$ naar het dak.

Resultaat van het schetsontwerp:

§ omschrijving van de bouwmethodes voor de meest realistische concepten uit het vooronderzoek; afweging en keuze	1 week
§ constructief idee voor draagconstructie van de nieuwe tribune (nieuwe 'torens' die hele ring dragen, of nieuwe kolommen rondom het stadion die gespreid de nieuwe ring dragen)	1 week
§ constructief idee voor tribune-elementen (prefab of staal)	1 week
§ constructief idee voor uitbreiding van de dak-gordingen	$\frac{1}{2}$ week
§ uitleg opvijzelen	$\frac{1}{2}$ week
§ (eventuele) overige problemen herkennen en oplossen	

De constructieve ideeën worden ondersteund met tekeningen van plattegronden, zij aanzichten, en/of doorsneden.

3.4 Constructief ontwerp (verdieping in mechanica)

In dit stadium wordt het schetsontwerp uitgediept. De vorm is vastgelegd; nu kan gefocust worden op de constructieve aspecten zoals sterkte en stijfheid. De aandacht voor het dak is $\frac{1}{2}$ en voor tribune $\frac{1}{2}$.

§ berekening van hoofddraagstructuur	3 weken
§ berekening dakgordingen	1 week
§ berekening welke spatkracht in de hoofddragers zit, m.b.v. computermodel	3 weken
§ oplossing hoe deze spatkrachten opgevangen kunnen worden tijdens het vijzelen	2 weken
§ toetsingen op constructieve veiligheid (spanning) en bruikbaarheidgrenstoestand (trillingen en doorbuiging) en verslaglegging	2 weken

3.5 Evaluatie (afronding en aanbevelingen)

Aan het eind dient weer afstand genomen te worden, en worden de resultaten kritisch bekeken.

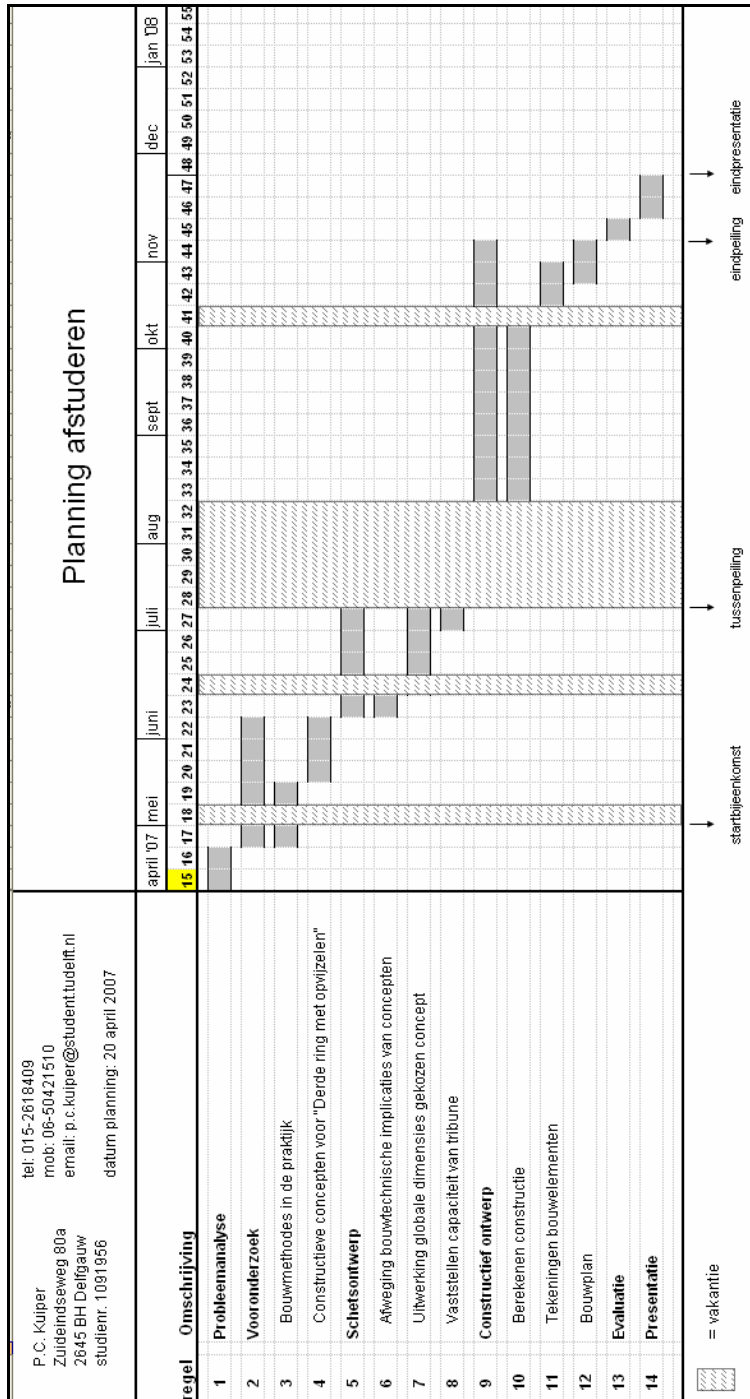
§ Is aan de doelstelling voldaan?	2 weken
§ Wat is van dit project te leren, zowel voor de student als voor nieuwe verbouwingsprojecten?	
§ Aanbevelingen bij het Constructief Ontwerp	

3.6 Presentatie (verantwoording)

De eindpresentatie is bedoeld om docenten en begeleider van Arcadis te laten zien wat ik gedaan heb, welke diepgang ik bereikt heb, wat de resultaten zijn en welke conclusies daaruit getrokken kunnen worden.

1 week

3.7 Planning (z.o.z.)



4 Afstudeercommissie

VOORZITTER

Prof. ir. L.A.G. Wagemans

Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Sectie Gebouwen en Civieltechnische Constructies
Stevinweg 1, 2628 CN Delft
Kamer: 2.53 St2
Email: L.A.G.Wagemans@citg.tudelft.nl
Tel: 015-2784752 of 06-215 081 78

Secretaresse sectie GCC: mevr. M. van der Schaaf
Email: j.m.vanderschaaf@citg.tudelft.nl
Tel: 015-2783990

DAGELIJKSE BEGELEIDERS

Ir. ing. R. Abspoel

Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Sectie Gebouwen en Civieltechnische Constructies
Stevinweg 1, 2628 CN Delft
Kamer: 2.54 St2
Email: R.Abspoel@tudelft.nl
Tel: 015-27 85358

Dr. ir. P.C.J. Hoogenboom

Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Sectie Constructie Mechanica
Stevinweg 1, 2628 CN Delft
Kamer: OG5.24
Email: P.C.J.Hoogenboom@tudelft.nl
Tel: 015-27 88081

COÖRDINATOR

Ir. A. te Boveldt

Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Sectie Gebouwen en Civieltechnische Constructies
Stevinweg 1, 2628 CN Delft
Kamer: 1.57 St2
Email: A.teBoveldt@tudelft.nl
Tel: 015-27 84982

BEGELEIDER ARCADIS BOUW EN VASTGOED

Ir. M.J.W. van Osch

Gevers Deijnootweg 93 C, Postbus 84319, 2508 AH Den Haag
Email: m.j.w.osch@arcadis.nl
Tel: 070-35 83551



Probleemanalyse

Ct5060 Afstudeerwerk



Voorwoord

Dit rapport behelst de probleemanalyse van het afstudeerwerk om een derde toeschouwersring op de Amsterdam ArenA te bouwen. In het werkplan is het onderwerp geïntroduceerd en is uiteengezet welke stappen ondernomen worden; de probleemanalyse is nu de eerste stap. Het doel van deze probleemanalyse is de begrenzing van het project vast te leggen. Of anders gezegd, de aanwezige ruimte voor een oplossing wordt verkend. In de volgende fase, het vooronderzoek, wordt juist de opening van het project gezocht in verschillende concepten.

Het afstudeerwerk is onderdeel van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft, sectie Gebouwen en Civieltechnische Constructies. Het afstuderen wordt gedaan in samenwerking met ARCADIS Bouw en Vastgoed in Den Haag.

Pieter Kuiper

Delft, april 2007

Inhoudsopgave

Voorwoord	22
Inhoudsopgave	22
Projectgegevens ArenA	24
1 Inleiding	26
1.1 Varianten voor uitbreiding	26
1.2 Meest realistische variant	30
2 Aanpak probleemanalyse	32
3 Eisen	34
3.1 Capaciteit	34
3.2 Hellingshoek van tribune	34
3.3 Zichtlijnen	35
3.4 Routing en veiligheid	38
3.5 Constructieve eisen	39
4 Bouwbeperkingen	42
4.1 Tijdsbeperkingen	42
4.2 Bestaande bouw	43
5 Oplossingsruimte	44
5.1 Ruimte voor nieuwe draagstructuur	44
5.2 Ruimte voor nieuwe tribune	45
6 Gebruikte literatuur	46
7 Bijlagen	48

Projectgegevens ArenA

De globale omvang van het stadion is als volgt:

Lengte: 260 m
 Breedte: 190 m
 Hoogte: 72 m
 Inhoud: 2.000.000 m³
 Grondoppervlak = dakoppervlak = 32.500 m²
 Oppervlak beweegbaar gedeelte dak: 118 x 75 = 8.850 m²
 Totaal bruto vloeroppervlak: 130.000 m²
 Totaal oppervlak tribunes: 30.000 m²

Gewicht dak: 5.000 ton
 Totaal gewicht: 200.000 ton

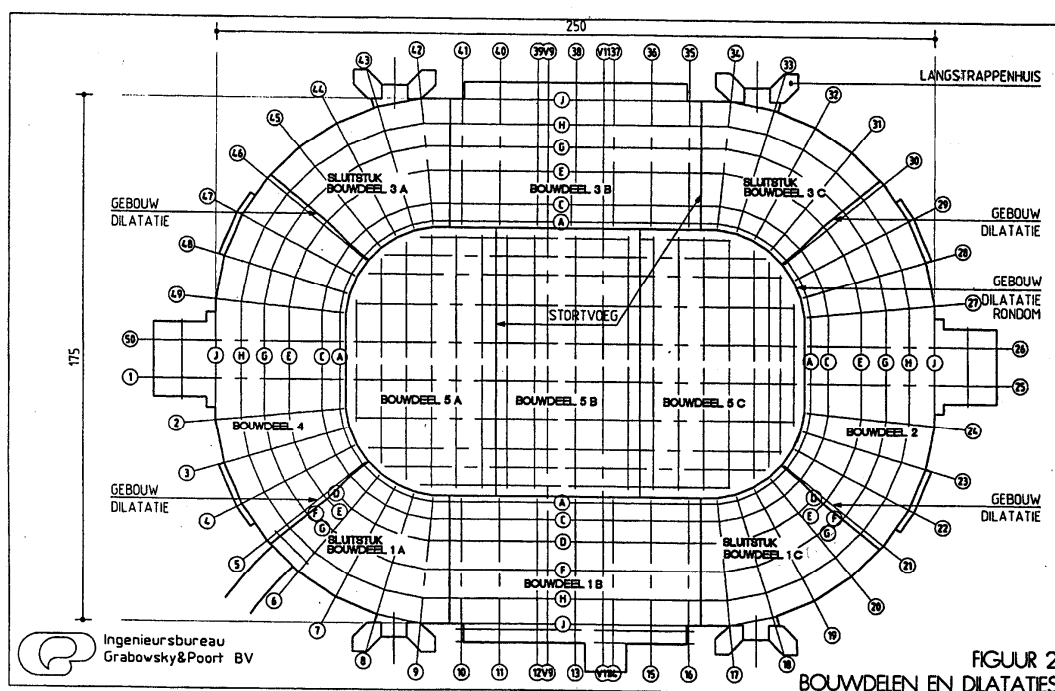
Palen: 1650 Franki-palen
 Diameter: 370-600 mm
 Lengte: 17-26 m

Peil = 3.20 m – NAP

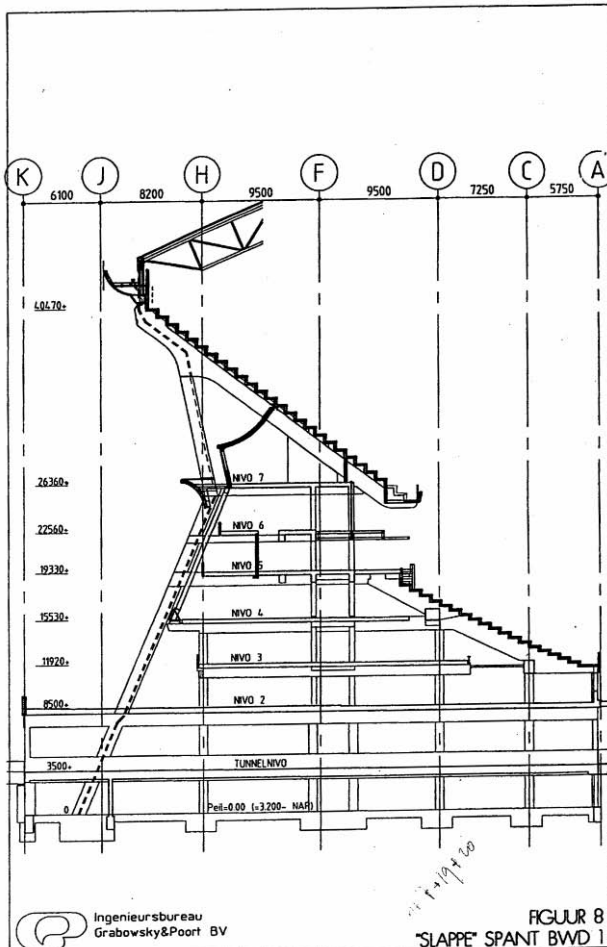
De constructie bestaat uit 7 bouwdelen, te weten (zie afbeelding P.01):

BWD 1: Hoofdgebouw (Z-W)
 BWD 2: Tribune korte zijde (Z-O)
 BWD 3: Tribune overzijde (N-O)
 BWD 4: Tribune korte zijde (N-W)
 BWD 5: Speelveld met gracht
 BWD 6: Fly-over
 BWD 7: Dak en langs trappenhuizen

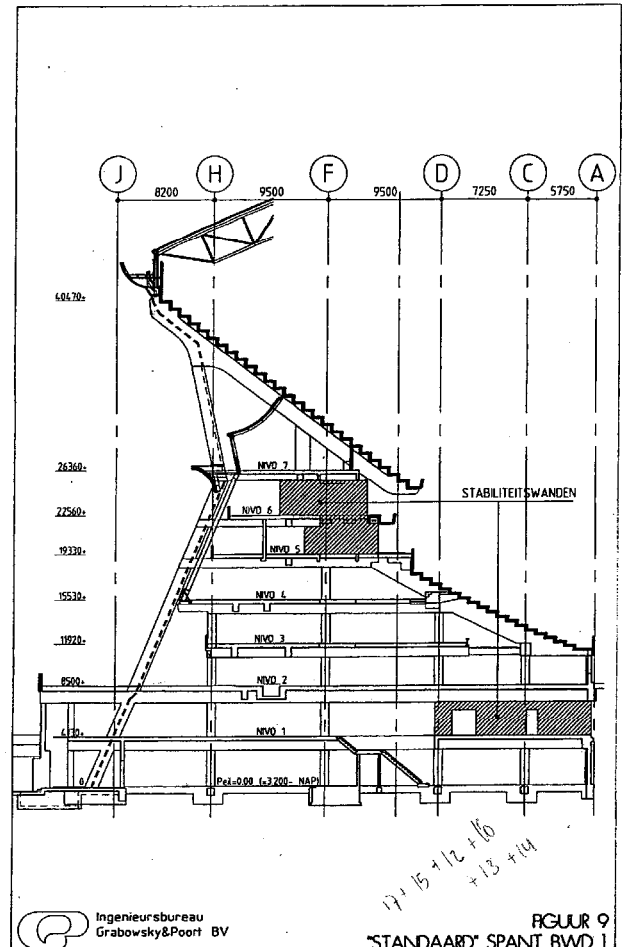
De tribunes en de vloeren worden ondersteund door 50 spanten; de afstand tussen de spanten is gemiddeld 12,3 m. Er zijn 'slappe' spanten (afb.P.02) en spanten met schijfwerking (afb.P.03). De tribune-elementen zijn betonnen prefab-delen, opgelegd op drie steunpunten (afb. P.04).



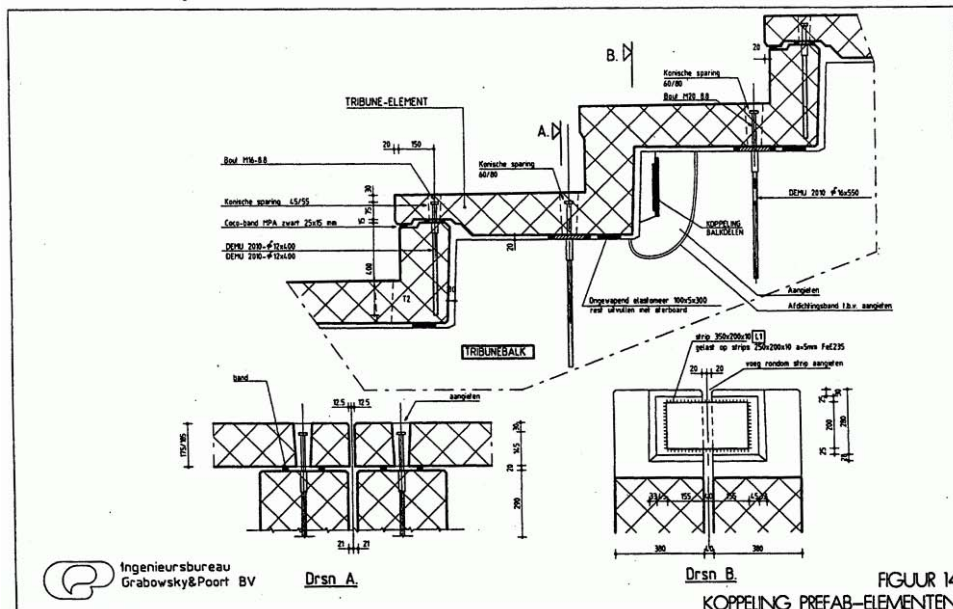
afb. P.01 Bouwdelen en dilataties



afb. P.02 Doorsnede slappe spant



afb. P.03 Doorsnede standaard spant met stabiliteitswand



afb. P.04 Doorsnede tribune element

1 Inleiding

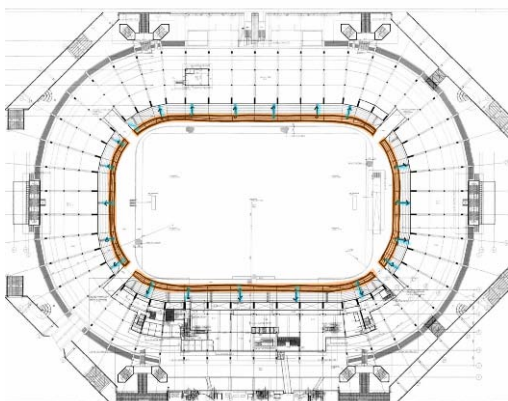
Sinds het jubileumjaar 2006 is de Amsterdam ArenA druk met verbouwingen en verbouwingsplannen. Zo kan het stadion met haar tijd meegaan. Er worden namelijk steeds meer eisen aan stadions gesteld, zowel qua gebruikersgemak als capaciteit. Terwijl de ArenA bij de bouw een uiterst modern stadion werd gevonden, was het binnen 10 jaar nodig om nieuwe roltrappen toe te voegen; de mensen moesten namelijk te veel traplopen. Ook de capaciteit moet in de gaten gehouden worden, want evenementen worden steeds groter aangepakt.

Dit afstudeerwerk is het vervolg van een eerder gedaan onderzoek door ARCADIS. In 2006 is het bureau door de Amsterdam ArenA namelijk gevraagd de mogelijkheden te onderzoeken voor een uitbreiding van de huidige toeschouwerscapaciteit met ± 10.000 zitplaatsen (20% extra capaciteit!). Na de uitbreiding zou het stadion een toeschouwerscapaciteit van ruim 60.000 zitplaatsen hebben.

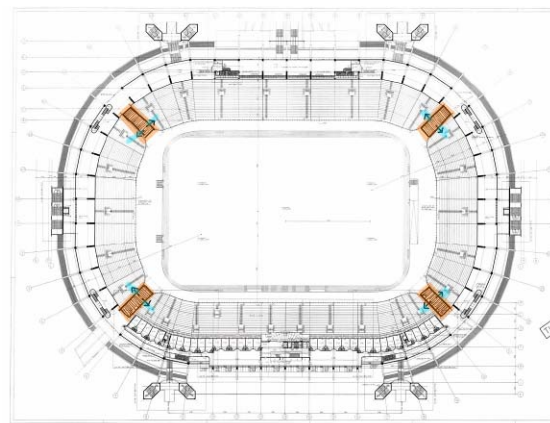
ARCADIS heeft in dit onderzoek² een vijftal varianten opgesteld om deze uitbreiding te realiseren. Deze zullen kort samengevat worden, om zo duidelijk te maken waarom ervoor gekozen is één variant verder uit te werken in dit afstudeerwerk, namelijk een 'derde ring met opvijzelen van bestaande dakconstructie'.

1.1 Varianten voor uitbreiding

De onderzochte mogelijkheden zijn in het volgende schema samengevat:



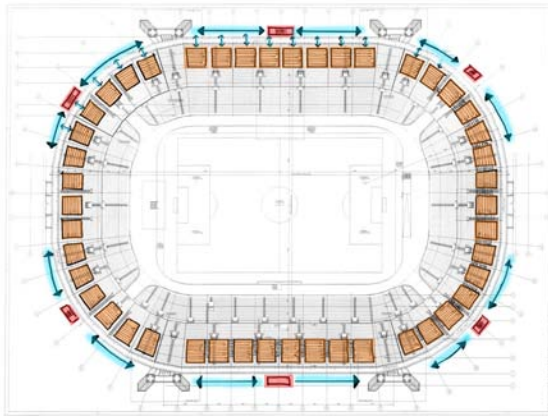
Variant 1 "Gracht..."



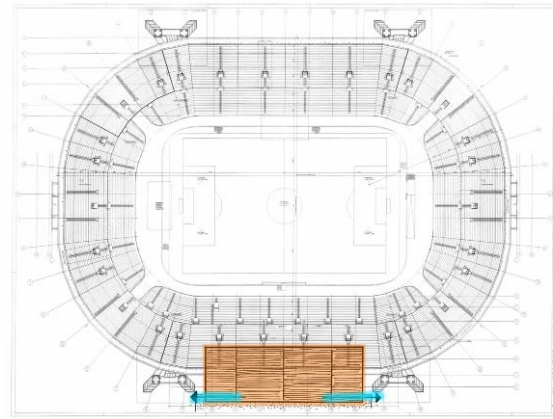
Variant 1 "... en wangen"

Variant 2 "Verlaagd veld"
(geen afbeelding aanwezig)

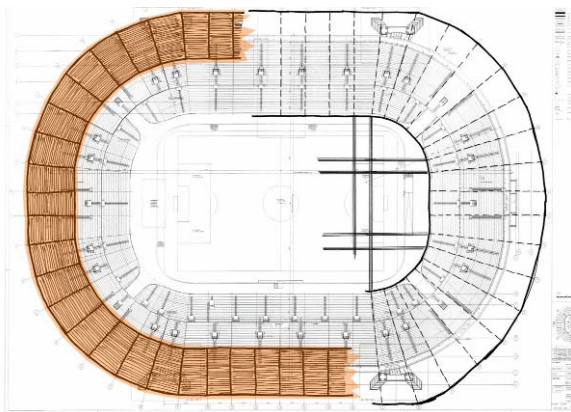
² ARCADIS: *Haalbaarheidsstudie varianten uitbreiding toeschouwerscapaciteit*, 24 augustus 2006. Dit onderzoek heeft ook het nieuws gehaald, namelijk in de Telegraaf van 23-01-2007, waar gesproken wordt over een uitbreiding tot 65.000 toeschouwers.



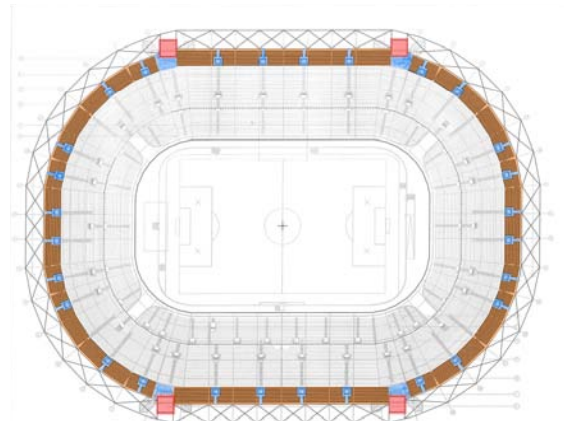
Variant 3 "Gefragmenteerde derde ring"



Variant 4 "Tribune lange zijde"



Variant 5 "Derde ring"



Variant 5A "Opvijzelen bestaande dakconstructie"



Legenda

afb.1.01 Varianten uitbreiding Arena

VARIANT 1: GRACHT EN 'WANGEN'

In de praktijk worden soms al extra stoelen geplaatst in de gracht en wangen, maar hiermee wordt niet de benodigde capaciteit gehaald.

VARIANT 2: VERLAAGD VELD

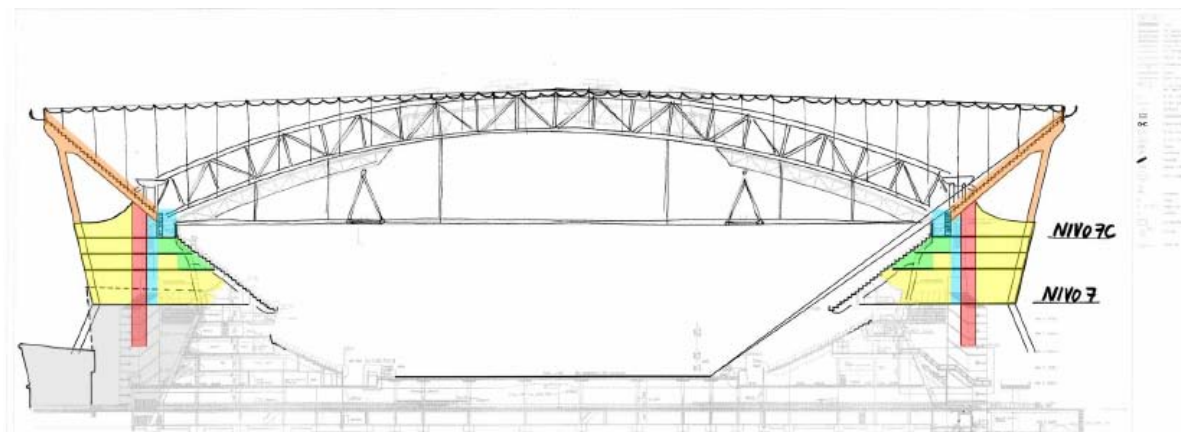
Binnen deze variant wordt het veld verlaagd en de mogelijkheden onderzocht om in de gracht meerdere rijen toe te voegen. Een verlaging van het veld met ± 1 meter heeft een acceptabele invloed op het onderliggende transferium en rijwegen. Deze variant biedt onvoldoende extra capaciteit (gelijk aan variant 1).

VARIANT 3: GEFRAGMENTEERDE DERDE RING

Uit onderzoek blijkt dat 5.500 extra zitplaatsen gecreëerd kunnen worden met behulp van een gefragmenteerde derde ring. Dit is onvoldoende voor de doelstelling. Een grote constructie aan de buitenzijde is nodig om de tribune te laten uitkragen over de bestaande tweede ring. Het toevoegen van infrastructuur ten behoeve van de derde ring voorkomt belasting van de bestaande infrastructuur. Het realiseren van extra vloeren en doorbraken ter plaatse van niveau 7, heeft een gunstige invloed op de bestaande infrastructuur.

VARIANT 4: TRIBUNE LANGE ZIJDE

Aan beide lange zijden wordt een tribune geplaatst, met beide ongeveer 5.400 stoelen. Dit komt neer op een toename van de capaciteit met ruim 10.000 toeschouwers.



afb. 1.02 Drsn variant 4 met uitbreiding dak

Zichtlijnen

De tribunedelen worden verhoogd aan de buitenzijde van het huidige stadion toegevoegd, waardoor de zichtlijnen van de toeschouwers op de huidige eerste en tweede ring niet worden beïnvloed. Om de toeschouwers op deze tribune zicht te verschaffen op het veld dient een deel van het bestaande dak te worden verwijderd. In het bovenaanzicht betreft dit de twee rechte stukken aan de lange zijden. De beweegbare delen verliezen hierdoor hun functie.

Toeschouwers op de bovenste rijen van de nieuwe tribune kunnen de bovenzijde van de overgebleven bestaande (beweegbare) dakdelen zien. Het dak tussen de boogspanten is te vervangen door een nieuw, hoger dak. Op deze manier wordt tevens de betrokkenheid van de toeschouwers bij de wedstrijd vergroot.

Het is echter voor toeschouwers aan de uiterste zijden van de tribune (ongeveer 1 á 1,5 vak) niet mogelijk om de korte zijden van de bestaande tribune en voorliggende gracht te zien. Bij voetbalwedstrijden is dit niet zo'n probleem, maar tijdens evenementen met een podium aan die zijde natuurlijk wel.

De betrokkenheid bij het stadion wordt ook verminderd door de plaatselijke verandering van de dakconstructie aan de lange zijden, waardoor men deels "buiten de kuip" zit. Immers de dakconstructie (en vorm) aan de korte zijden van het veld kan gehandhaafd blijven.

Zowel het aanzicht van de uitwendige schil als de uniformiteit van de bestaande tribune worden in deze variant té sterk aangetast.

VARIANT 5: DERDE RING

Binnen deze variant worden de 10.000 extra zitplaatsen gerealiseerd in een complete derde ring en een nieuw dak. Deze derde ring wordt ontsloten door een eigen infrastructuur en koppeling met een bestaande omloop is mogelijk.

Constructie

Voorgesteld wordt om de huidige dakconstructie te vervangen door een nieuwe dakconstructie. Het ontwerp van een nieuwe dakconstructie kan dan optimaal worden afgestemd op de behoefte aan

voorzieningen voor evenementen en concerten. Tevens kan er een meer samenhangende stadionvorm ontstaan, dan bij variant 4 het geval is. Aan de doelstelling van 10.000 extra zitplaatsen kan worden voldaan. Binnen deze variant bestaat de derde ring uit vakken van 8 rijen met verschillende breedten.



afb. 1.03 Nieuwe ring variant 5



afb. 1.04 Uitbreiding nieuw bouwdeel en nieuw dak

Routing en veiligheid

De nieuwe tribunedelen worden, in verband met de zichtlijnen voor de toeschouwers, zo'n 4,5 meter achter de bestaande kuiprand geplaatst, enigszins verhoogd.

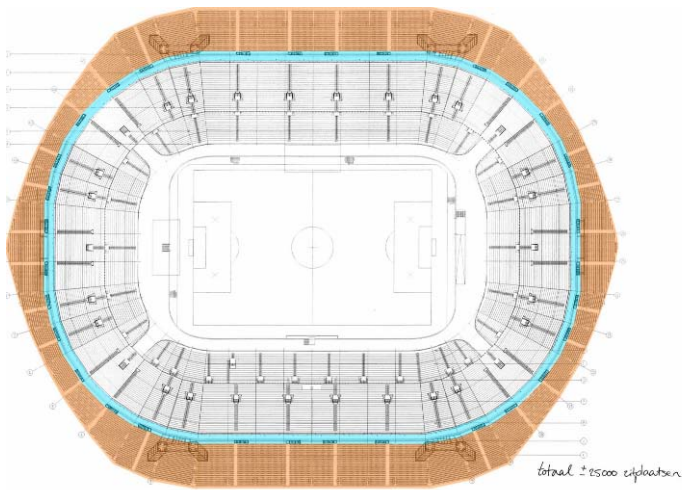
De ruimte die ontstaat tussen de betonnen kuiprand achter de tweede ring en voor de nieuwe tribune (ter plaatse van de huidige gootconstructie), wordt voor de ontsluiting van de tribunes gebruikt. Er ontstaat hierdoor een nieuwe omloop.

Constructie

Beoogd wordt een betonnen constructie toe te voegen van kolommen en vloeren, welke haar stabiliteit verkrijgt door middel van de betonnen kernen, waarin de stijpunten zijn voorzien.

De constructie bevindt zich in hoofdzaak buiten de footprint van het huidige stadion, maar tussen de bestaande trappenhuisen. In deze zone rondom het stadion zijn diverse gebouwelementen gesitueerd, welke voor de nieuwe constructie een belemmering (kunnen) zijn. Denk hierbij aan de voetgangersbruggen, (recentelijk gerealiseerde) roltrappen, de doorgaande weg, installatievoorzieningen en de aanvalsroute voor de diverse hulpdiensten. Bij het ontwerp van de nieuwe constructie dient hiermee rekening gehouden te worden.

Binnen dit voorstel komt de gehele dakconstructie in haar huidige vorm te vervallen. De oorzaak hiervan ligt in het feit dat de nieuwe derde ring, niet wordt onderbroken en de toeschouwers goed zicht op het speelveld dienen te hebben. Het vervallen van de huidige dakconstructie geeft ruimte voor een nieuwe dakconstructie.



afb. 1.05 Optimalisatie tribune variant 5

Doorontwikkeling

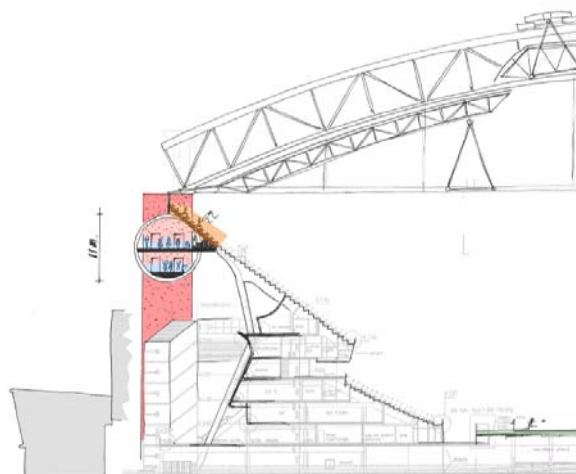
Bij het zien van de derde ring rijst de vraag of er geen mogelijkheden zijn deze maximaal te benutten. Binnen de maximale afstanden van zitplaats tot veld is het zelfs mogelijk de derde ring te voorzien van zo'n 25.000 zitplaatsen, zie links. Onderzocht dient te worden of de behoefte aan een dergelijk aantal extra plaatsen bestaat. De verwachting bestaat dat de overige voorzieningen aan (tribune)constructie en dakconstructie niet buitenproportioneel hoger zullen zijn dan bij de oorspronkelijke variant 5, waardoor een lagere investeringsprijs per zitplaats kan ontstaan.

VARIANT 5A: OPVIJZELEN BESTAANDE DAKCONSTRUCTIE

Omdat een nieuw dak zoals in variant 4 naar verwachting erg duur zal zijn, wordt in deze variant het bestaande dak gehandhaafd. De bestaande dakconstructie wordt verstevigd, opgevijseld en vindt vervolgens haar plaats op nieuw te bouwen torens. Tussen de nieuwe torens wordt een constructie geplaatst, ten behoeve van de nieuwe derde ring.



afb.1.06 Omloop onder tribune



afb.1.07 Nieuwe 'torens' en draagstructuur variant 5A

Routing en veiligheid

De zitplaatsen bieden toegang tot trappen, welke naar de verkeersruimte (omloop) leiden onder de tribunes. De omloop onder de tribunes biedt toegang tot de stijgpunten, welke zijn gesitueerd in de nieuwe torens (zie afbeelding 1.07). Nader onderzocht dient te worden of er naast de vier stijgpunten in de nieuwe torens, stijgpunten moeten worden toegevoegd aan de korte zijden van het stadion.

Constructieve consequenties

De bestaande dakconstructie dient te worden verstevigd. Bij het ontwerp van de verstevigingen voor het dak, kan rekening gehouden worden met (toekomstige) wensen om de draagcapaciteit van het dak te vergroten ten behoeve van evenementen en concerten. Tevens zijn de verstevigingen nodig in verband met de grotere windkrachten welke door het dak moeten worden opgenomen, nadat het is opgevijseld.

Tussen de bestaande trappenhuizen worden nieuwe "torens" gebouwd, waarop het dak nadat het is opgevijseld wordt afgesteund. In deze torens bevinden zich tevens de stijgpunten. Tussen de nieuwe torens worden aan de lange zijden van het stadion driehoeksliggers geplaatst, welke de tribunes dragen en tevens dienstdoen als omloop. Deze driehoeksliggers kunnen rondom het stadion worden doorgezet, de ondersteuning van deze liggers, langs de korte zijden van het stadion, dient nader te worden onderzocht. In plaats van driehoekige liggers kan ook gekozen worden voor een ronde variant (zie plaatje hierboven), die iets duurder zal zijn, maar meer aansluit bij de aanwezige tunnelvormige roltrappen.

Opgemerkt moet worden dat deze variant het aanzicht van de Arena het minst aantast.

1.2 Meest realistische variant

In eerste instantie bestond het idee om het aantal stoelen uit te breiden tot 80.000. In het licht van de gedane haalbaarheidsstudie is het verstandig te bekijken of dit wel haalbaar is.

De enige variant die in de buurt komt, is een doorontwikkeling van *Variant 5: Derde ring* (zie afbeelding 1.05). Hierbij wordt een geheel nieuw dak gerealiseerd, zodat de tribune zo ver mogelijk naar buiten uitgebouwd kan worden. Volgens het onderzoek kunnen hierdoor ongeveer 25.000 stoelen toegevoegd worden. Blijkbaar is de voorgestelde uitbreiding van 28.000 stoelen niet haalbaar.

Daarom wordt de gewenste capaciteit heroverwogen. Hiertoe wordt teruggegrepen op een adviserende paragraaf uit een publicatie van de FIFA, opgesteld in samenwerking met de UEFA. Deze paragraaf geeft advies over de benodigde capaciteit:

Technical Recommendations and Requirements for the Construction or Modernisation of Football Stadia

23. Spectator areas

Capacity:

The capacity of each stadium will, of course, depend upon whatever may be required locally, but it should be kept in mind that, if it is hoped that the stadium will be used occasionally for major international football events, capacities of 30,000 and upwards will need to be provided. To stage major international matches like confederation cup finals for example, 50,000 and upwards could be required, with the final of the FIFA World Cup™ needing 60,000 plus. Obviously, those places that can sustain a stadium with a capacity of 80,000 or more find themselves in an advantageous position when it comes to the allocation of big football events. However, it must be appreciated that even the biggest stadium is of little use for major international matches if the city concerned does not have a hotel infrastructure, international airport facilities and the organisational ability and experience to stage such an event, bearing in mind that the bulk of the audience may be travelling from abroad and that most of them will probably want to arrive a few hours before the match and depart immediately after it.

Blijkbaar is het minimum om een WK voetbal te kunnen organiseren een capaciteit van 60.000 zitplaatsen. Om met de tijd mee te gaan adviseert de FIFA echter 80.000.

Aangezien de verbouwing gebeurt met in het achterhoofd het WK Voetbal van 2018, moet de eis van 60.000 zitplaatsen zeker gehaald worden. Anders mist de verbouwing haar doel. Uit het variantenonderzoek blijkt echter dat wanneer naar 80.000 zitplaatsen gestreefd wordt, het stadion zó enorm aangepast moet worden dat dit vanwege esthetische, constructieve of financiële overwegingen niet haalbaar is. Daarom wordt de doelstelling teruggebracht tot een uitbreiding met 10.000 stoelen.

Variant 3: Gefragmenteerde derde ring biedt niet voldoende extra capaciteit om deze 10.000 zitplaatsen te creëren.

Variant 4: Tribune lange zijden komt voor mij niet in aanmerking omdat hierdoor zowel uitwendig als inwendig de integriteit van het bestaande dak en de tribune aangetast wordt.

Omdat naar verwachting een nieuw dak aanzienlijk meer gaat kosten dan opvijzelen (en plaatselijk versterken) van het bestaande dak, wordt voor deze *Variant 5A: Opvijzelen bestaande dakconstructie* gekozen.

In dit afstudeerwerk zal gekeken worden of variant 5A nog uitgebreid kan worden met extra zitplaatsen. Wanneer de tribune namelijk iets naar binnen wordt geplaatst, kunnen meer rijen toegevoegd worden onder het bestaande dak. Wel moet het dak dan hoger opgevijzeld worden.

2 Aanpak probleemanalyse

In de inleiding is de aangepaste doelstelling van het afstudeerwerk gegeven: de capaciteit moet met 10.000 stoelen uitgebreid worden. Deze probleemanalyse bespreekt de optredende moeilijkheden hierbij.

Allereerst worden aan de tribune zelf bepaalde eisen gesteld. Dit betreft haar afmetingen en positionering ten opzichte van de bestaande tribunes en het veld, en routing en veiligheid.

De belangrijkste eisen worden gehaald uit de volgende publicaties:

- § Technical Recommendations and Requirements for the Construction or Modernisation of Football Stadia, opgesteld door de FIFA in samenwerking met de UEFA.
- § NEN-EN 13200-1 Toeschouwersaccommodaties Deel 1: Criteria voor de inrichting van tribunes.
- § Kwaliteitsnormen voetbalstadion: normen, eisen en aanbevelingen voetbalaccommodaties. Door N. van Gorp in samenwerking met de KNVB.
- § Het Programma van Eisen van de Amsterdam ArenA, 30 september 1992.

Ten tweede zijn er beperkingen van buitenaf, namelijk tijdsbeperkingen (evenementen moeten zoveel mogelijk doorgang vinden) en bouwbeperkingen (bestaande bouw en haar sterktecapaciteit).

Tenslotte wordt gekeken naar de ruimte die beschikbaar is voor de nieuwe constructie. Dit wil natuurlijk nog niet zeggen dat het wenselijk is al deze ruimte te gebruiken. Maar de verbouwing moet binnen deze ruimte gerealiseerd worden.

Samen met de uitgangspunten, randvoorwaarden en aannames uit het werkplan, vormt dit rapport het Programma van Eisen voor dit afstudeerwerk. Hiermee zijn meerdere aspecten blijven liggen die niet in beschouwing worden genomen. Dit afstudeerwerk heeft namelijk tot doel een constructief ontwerp te leveren voor de verbouwing. De besproken eisen hebben direct betrekking op de consequenties voor de constructie en de bouw daarvan.

Eisen ten aanzien van licht en geluid, klimaatbeheersing, financiële haalbaarheid e.d. worden niet meegenomen. Deze verdienen apart de aandacht mocht het ontwerp gerealiseerd gaan worden.

Enkele van deze zaken hebben echter direct invloed op de vorm van de constructie, zoals breedte van gangpaden i.v.m. brandveiligheid. Dan wordt er wel enige aandacht aan besteed.

3 Eisen

3.1 Capaciteit

De nieuwe capaciteit moet 62.000 stoelen bedragen. Dit betekent een uitbreiding met minstens 10.000 stoelen.

3.2 Hellingshoek van tribune

De hellingshoek is van invloed op de beleving van een evenement maar ook op het benodigde ruimtebeslag. Deze twee tegengestelde eisen vragen om een compromis.

Volgens het bestaande Programma van Eisen (zie bijlage) geldt dat een tribunedeel niet steiler mag zijn dan 40° . Deze eis betekent dat de raaklijn langs verschillende aantredes van de tribune-elementen een hoek van 40° maakt. Deze hoek heeft dus invloed op de kijkhoek van de toeschouwers.

Als de helling van de tribune steiler is, betekent dit dat de tribune dichter op het veld kan. Het gevolg is dat de verticale afstand ook groter wordt, dus dat het dak verder opgetild moet worden.

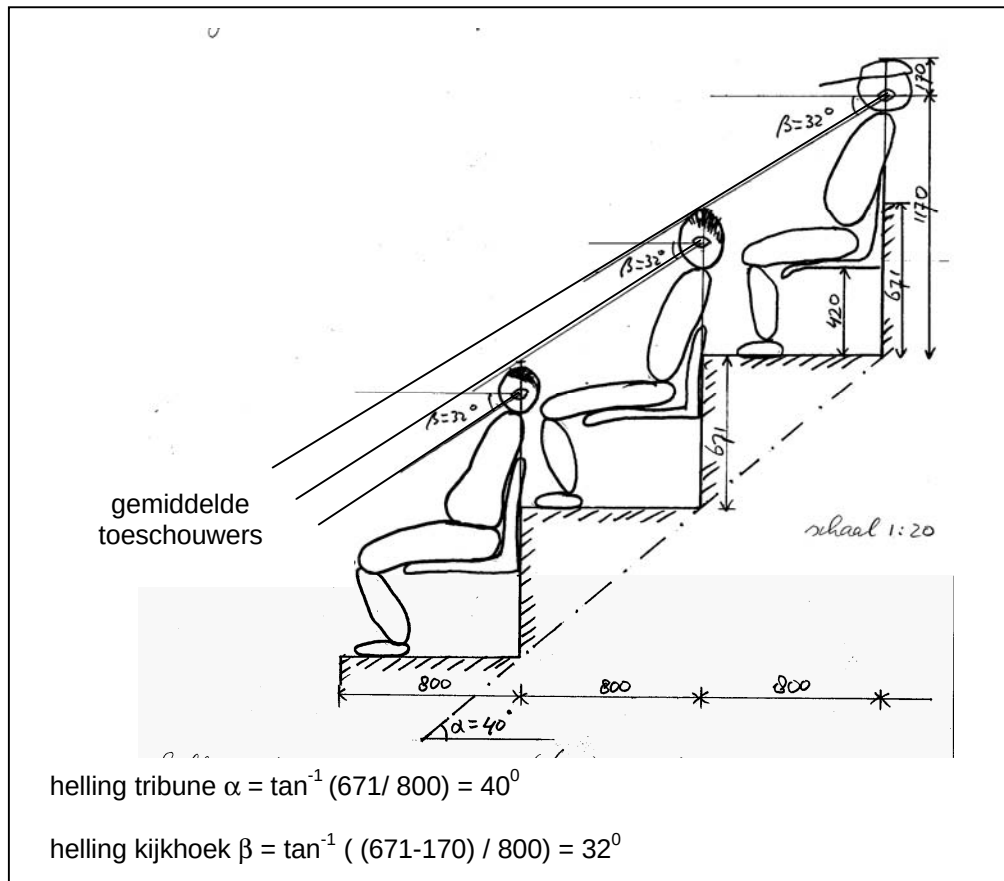
Een flauwere tribune moet meer naar de buitenkant, maar komt minder hoog.

Opgemerkt moet worden dat bij een steile hellingshoek misselijkheid en duizeligheid kan ontstaan. Voor sommige mensen is de huidige hellingshoek van de tweede tribunering (deze is 36 graden) al aanleiding om stewards te verzoeken om een alternatieve plek binnen het stadion. Vooral vanwege de grotere hoogte van de nieuwe tribune wordt aangeraden een extra railing of stang achter elke stoelenrij te plaatsen. Dit verhoogt het veiligheidsgevoel van de toeschouwers en voormindert zo hopelijk het aantal klachten.

3.3 Zichtlijnen

Het is belangrijk dat alle toeschouwers de wedstrijd of het concert goed kunnen zien. Als basis is aangenomen dat men zicht moet hebben op het voetbalveld, één meter rondom de zij- en achterlijnen. Daarom worden er eisen gesteld aan de zichtlijnen.

De hoek van de tribune is niet gelijk aan de maximale kijkhoek. Dit wordt getoond in afbeelding 3.1.



afb.3.1 Zichtlijnen

BENODIGDE KIJKHOEK

Uitgegaan is van de maximale helling van een tribune $\alpha = 40^{\circ}$. De aantrede is 800 mm, de optrede is dan 671 mm. Het bovenste mannetje kijkt over de persoon heen die voor hem zit. Diens stoel is wel met 671 mm gezakt, maar ten opzichte van de ogen van de bovenste toeschouwer is de kruinhoogte maar met (671-170) mm gezakt. De kijkhoek is dus

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{671-170}{800}\right) = 32^\circ$$

Wanneer toeschouwers over de kruinhoogte van hun voorganger moeten kijken, is de kijkhoek dus niet gelijk aan de helling van de tribune.

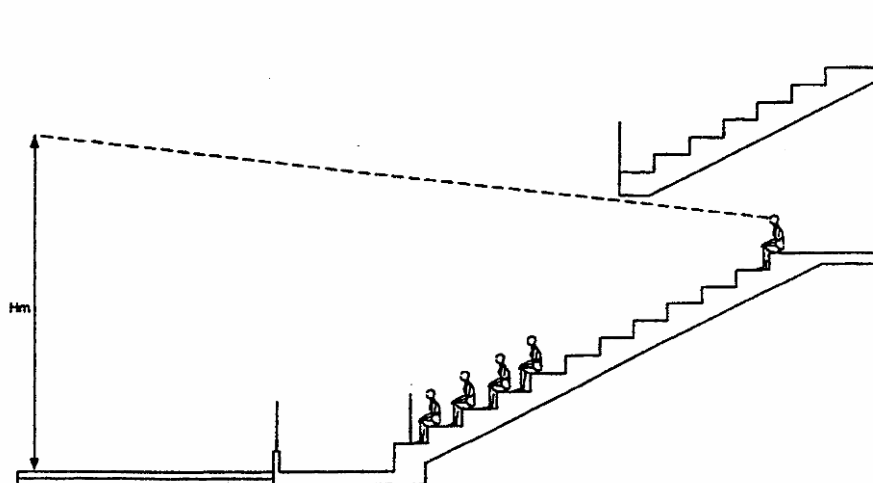
Volgens het Programma van Eisen moet met dit effect wel op de eerste ring rekening gehouden worden (er moet 'over de kruinlijn' gekeken kunnen worden); op de tweede ring hoeft dat niet (die eis spreekt alleen over 'gemiddelde ooghoogte').

Er wordt dus vanuit gegaan dat de toeschouwers ook tussen de voor hen zittende mensen door kunnen kijken. Vandaar dat voor de derde ring dezelfde kijkhoek als de tribunehoek wordt aangehouden: 40 graden.

BENODIGDE KIJKHOOGTE

Tevens geldt een eis voor de minimale hoogte die de toeschouwers moeten kunnen zien. Zo kunnen ze bijvoorbeeld hoge ballen volgen. Daarom mogen overstekende tribunes of daken het zicht niet hinderen.

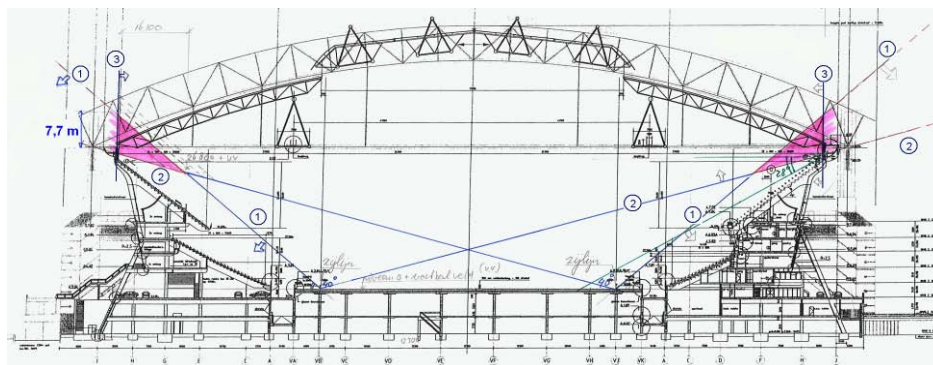
Voor voetbal geldt dat de hoogte H_m , vanuit het centrum van het speelveld, minimaal 15 m moet zijn en vanuit alle punten van het spelersveld minimaal 7,5 m.



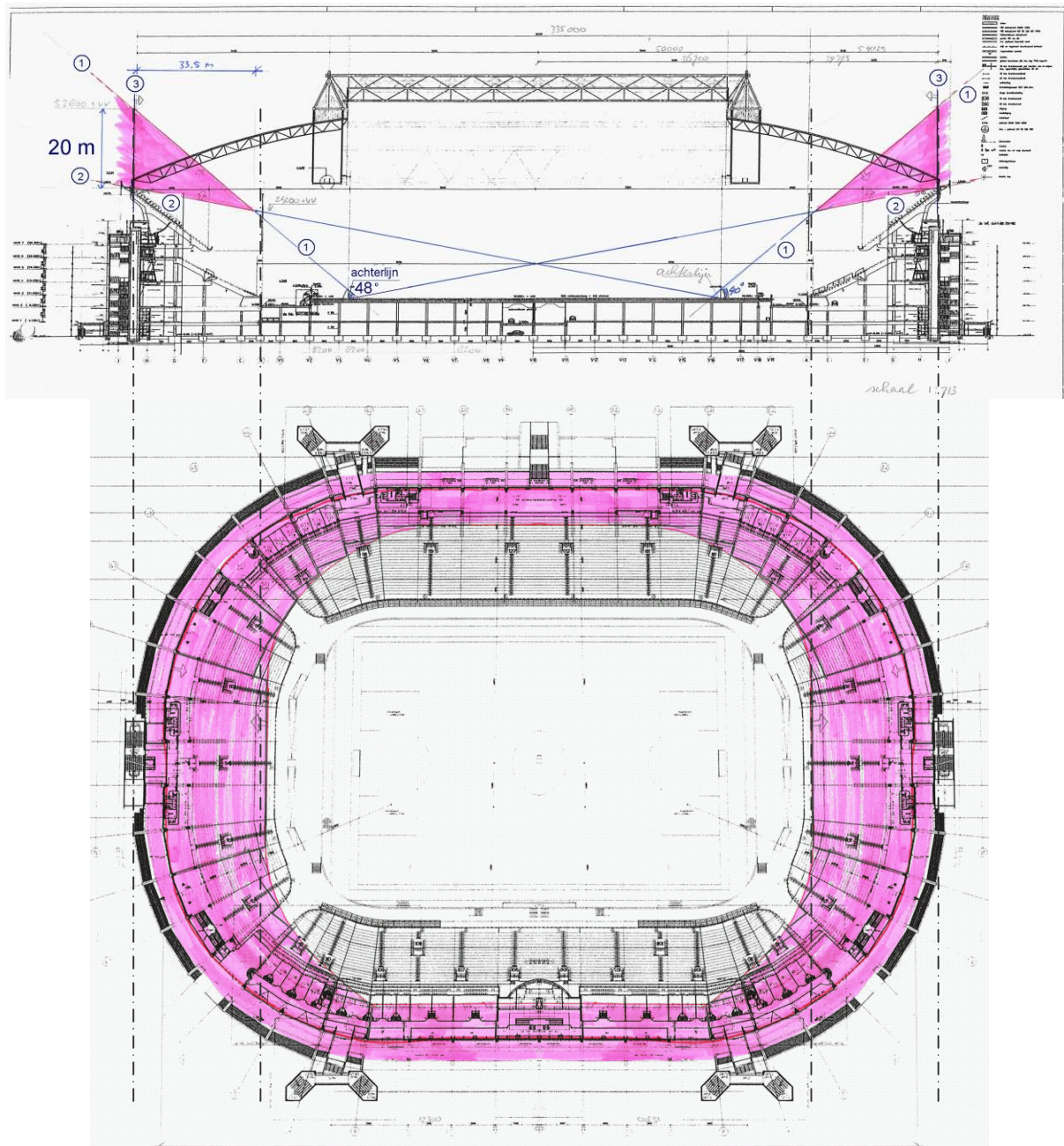
afb.3.2 Minimale kijkhoogte vanaf tribune

POSITIE VAN TRIBUNE

Met deze zichteis in het achterhoofd, kunnen we bepalen op welke positie de nieuwe tribune mag komen. In de tekeningen van de doorsneden (afbeelding 3.3 en 3.4) is de maximale kijkhoek van 40° (lijn 1) uitgezet vanaf de zij- en achterlijnen. De nieuwe tribune moet op zijn beurt niet het zicht van de bovenste rij van ring twee belemmeren. Vandaar dat hij boven lijn (2) moet vallen. In eerste instantie wordt gekeken of de nieuwe tribune onder het bestaande dak past (lijn 3). Het dak hoeft dan alleen opgetild te worden. In bovenaanzicht is dan te zien dat aan de smalle kanten dan de meeste ruimte is.



afb.3.3 Ruimte voor nieuwe tribune, korte doorsnede

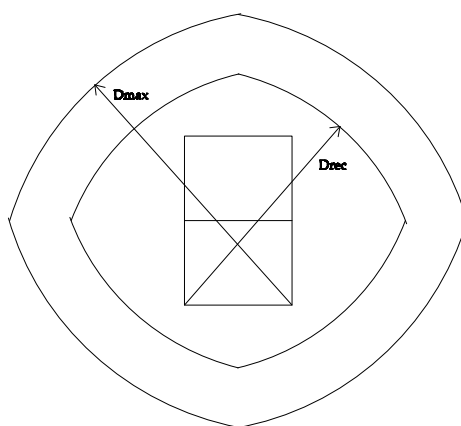


afb.3.4 Ruimte voor nieuwe tribune, lange doorsnede en bovenaanzicht

Wanneer de nieuwe tribune niet onder het bestaande dak hoeft te vallen, mag de tribune tussen de gestippelde lijn (1) en (2) uitgebreid worden. Op de constructieve aspecten hiervan wordt in § 5.2 ingegaan.

Opgemerkt moet wel worden dat er ook nog ruimte voor constructie nodig is, die ook binnen de aangegeven lijnen moet vallen.

De aanbevolen maximale afstand tot het uiterste punt van het speelveld (gemeten in het horizontale vlak) is $D_{rec} = 150$ meter. De maximale afstand $D_{max} = 190$ meter (zie afbeelding 3.5).



afb.3.5 Maximale en aanbevolen afstand van tribune tot speelveld

3.4 Routing en veiligheid

De routetechnische maatregelen zijn erop gericht om een ordelijke, beheersbare stroom van toeschouwers mogelijk te maken. Hierbij moet niet alleen rekening worden gehouden met de normale stroom vóór en na de wedstrijd, maar ook met mogelijke noodsituaties. Naast routing van de toeschouwers moet er rekening gehouden worden met de toegankelijkheid van delen van het stadion voor de stewards, politie, brandweer, GGD en andere hulpverleningsdiensten. Daarom worden er eisen gesteld aan het maximale aantal zitplaatsen op rij en de minimale breedten voor vluchtroutes.

De ontsluiting van de huidige tribunes mag door de toename van het aantal bezoekers niet overbelast raken. Aangezien boven in ring twee al problemen zijn met de capaciteit, verdient het de voorkeur nieuwe ontsluitingen te maken die de drukte van ring twee juist verlichten.

De ontruiming van het publiek binnen de gestelde tijd, in geval van calamiteiten, is maatgevend voor de breedte van trappen, doorgangen en looppaden. Volgens het Programma van Eisen geldt de formule voor minimale breedte:

$$B_e = \frac{A}{T \cdot C}$$

met

B_e = effectieve breedte in meters

A = het aantal te verwerken personen

C = de capaciteit, vastgesteld op

$C = 1,28$ voor een trap en een doorgang

$C = 1,88$ voor een looppad.

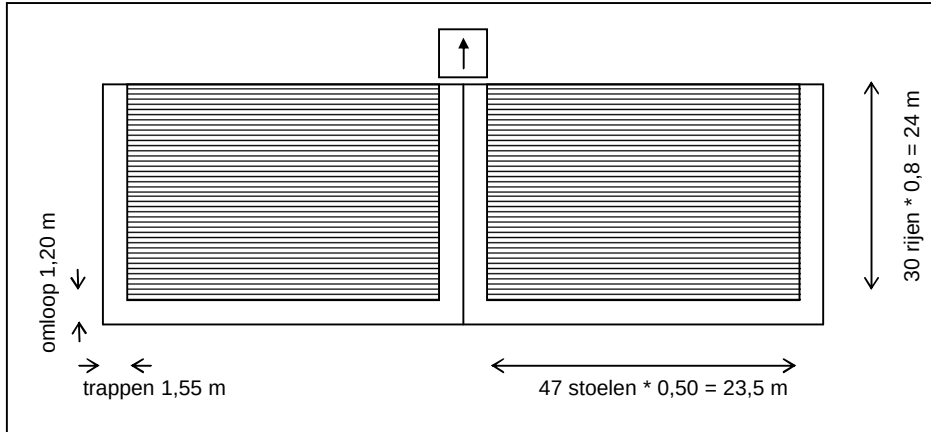
T = passagetijd in seconden, nodig om, in geval van calamiteiten in een veilig gebied te komen, bijvoorbeeld van de bovenste ring naar het aangrenzende circulatieniveau; deze is voor tribune-opgangen, tribune-uitgangen en trappen gesteld op: $T = 360$ seconden

Verder gelden de eisen:

- § De stoelen op de hoofdtribune staan h.o.h. 500 mm.
- § Een rij mag maximaal 47 stoelen op rij hebben.
- § Elk toeschouwersvak moet een eigen ontsluiting hebben op een vluchtweg.
- § De vrije doorgangsbreedte dient minimaal 1,20 m te bedragen.
- § Elk vak dient aan het eind van de rijen een ontsluitingsweg te hebben van minimaal 1,20 m.
- § Tussen een vak van 30 rijen en de andere plaatsen ervoor of erachter moet voorzien zijn in een ontsluitingsweg van minimaal 1,20 m.
- § Trappen die breder zijn dan 2,40 m dienen door een tussenleuning te worden opgesplitst in delen die niet smaller zijn dan 1,20 m.

- § Voor elke toeschouwerplaats (met stoel) geldt dat de som van de rijlengte en de dwars-ontsluitingsweg tot de dichtstbijzijnde uitgang maximaal 45 m is.
- § Vluchtdeuren dienen een minimale vrije doorloophoogte van 2,20 m te hebben.
- § De menigte mag nooit recht op een trap af kunnen komen. De trap en de aanlooprouten naar de trap moeten haaks op elkaar staan.

Deze eisen samenvoegend, komen we tot een volgend ontwerp:



afb.3.6 Indeling standaard tribune voor ArenaA

De trappen (met leuning ertussen) verzorgen de capaciteit van het halve blok. De breedte is

$$Be = \frac{A}{TC} = \frac{30 \cdot 47 / 2}{360 \cdot 1,28} = 1,53 \text{ m}$$

Om wat ruimte voor de leuning te hebben, wordt 1,55 m aangehouden. Dit leidt tot een efficiëntie van het ruimtegebruik (horizontaal gezien) van

$$\text{efficiëntie tribune} = \frac{\text{oppervlak stoelen}}{\text{oppervlak toeschouwervak}} = \frac{564}{670} = 0,84 \text{ [-]}$$

Met deze eis in het achterhoofd kunnen in de volgende fase de paden en doorgangen ontworpen worden.

3.5 Constructieve eisen

Dit afstudeerwerk beperkt zich tot het berekenen van de hoofddraagstructuur, het dak en de tribune-elementen. Zaken als balustrades, schermen e.d. worden niet berekend.

UITGANGSPUNTEN

De uitgangspunten voor de berekening van de hoofddraagstructuur zijn als volgt.

- § milieuklasse: 2
- § brandwerendheid: 120 min

BELASTINGEN

Voor de tribunes geldt een veranderlijke belasting voor personen van 6 kN/m^2 . Dit is equivalent aan $7,5 \text{ personen/m}^2$.

De volgende veranderlijke belastingen gelden voor

Zitgedeelten tribune	$\phi = 0,25$	$p = 4 \text{ kN/m}^2$
Loopgedeelten		$p = 5 \text{ kN/m}^2$
Vloer nivo 3 - nivo 7		$p = 5 \text{ kN/m}^2$
Vloer nivo 2		$p = 10 \text{ kN/m}^2$
Vloer nivo 1		$p = 2 \text{ kN/m}^2$
Tunnel		$p = 15 \text{ kN/m}^2$

DOORBUIGINGEN

Aan de doorbuigingen worden geen speciale eisen gesteld. Hiervoor gelden de NEN normen.

$$u_{\text{eind}} \leq 0,004 \cdot \bullet_{\text{rep}}$$

$$u_{\text{bijk}} \leq 0,003 \cdot \bullet_{\text{rep}}$$

TRILLINGEN

De dynamische belasting, in horizontale en verticale richting, kan aanzienlijk zijn wanneer de bewegingen van het publiek synchroon gaan. Deze belasting varieert met het type activiteit en de mate van coördinatie van de toeschouwers.

Zowel periodieke belasting als stootbelasting moeten in aanmerking genomen worden.

Resonantie kan de responsie van de constructie aanzienlijk versterken bij genoemde dynamische belastingen. Resonantie moet vermeden worden door in het ontwerp van de constructie zowel de aard van de belasting als de eigenfrequentie van de constructie in overweging te nemen.

Voor dynamisch gedrag moeten de volgende grenzen aangehouden worden:

- § laagste laterale frequentie > 6 Hz (berekend met massa van de toeschouwers)
- § laagste verticale frequentie > 2,5 Hz (berekend voor lege tribune)

4 Bouwbeperkingen

Belangrijk voor de haalbaarheid van de uitbreiding is de doorgang van evenementen. Vandaar dat in dit hoofdstuk het gewenste tijdsschema voor de verbouwing gegeven wordt.

Tevens biedt de bestaande bouw een beperking van de aanvoermogelijkheden. De bouwmaterialen moeten aangevoerd worden en in positie gebracht. Bovendien moet er een bouwplaats dichtbij de ArenA ingericht kunnen worden.

In dit hoofdstuk worden kort de beperkingen van deze twee factoren besproken.

4.1 Tijdsbeperkingen

Hoogstwaarschijnlijk zal tijdens de verbouwing het stadion een bepaalde periode gesloten moeten worden. Afhankelijk van de complexiteit van de werkzaamheden kan dit weken tot maanden duren. Er zal echter ook een periode zijn dat er kleine werkzaamheden verricht worden, die in één dag of enkele dagen gedaan kunnen worden. Voor beide soorten werkzaamheden is het handig om globaal een idee te hebben van het verloop van evenementen in de ArenA.

De constructieve variant die het best in dit schema te passen is, is het meest gewenst. Het criterium om een keuze te maken is immers *dat zo min mogelijk belangrijke evenementen verhinderd worden*.² Het is een lastig probleem, omdat ik nu eigenlijk op de stoel van de directie moet gaan zitten om te bepalen welke evenementen het meeste belang hebben om doorgang te vinden. Maar aangezien dit als uitgangspunt is genomen, moet duidelijk worden hoeveel evenementen ongeveer geannuleerd zullen worden bij de verschillende concepten.

Om een beeld van de dichtheid van evenementen in de ArenA te krijgen, is een steekproef genomen van een half jaar. In de tabellen hieronder zijn de evenementen en de dagen weergegeven waarop de ArenA bezet is.

Belangrijke evenementen 2006-2007 in de ArenA

dag	datum	tijd	evenement
vrij	20 april	20:00	Admirals - Rhein Fire
zon	22 april	14:30	Ajax - Sparta
zon	06 mei	15:00	Admirals - Frankfurt Galaxy
vrij	18 mei	20:00	Admirals - Hamburg Sea Devils
vrij	25 mei	20:00	Admirals - Cologne Centurions
vrij	01 juni	21:15	Toppers in Concert
zat	02 juni	21:15	Toppers in Concert
zon	03 juni	21:15	Toppers in Concert
wo	06 juni	21:15	Toppers in Concert
do	07 juni	21:15	Toppers in Concert
vrij	08 juni	21:15	Toppers in Concert
zat	16 juni	19:00	Justin Timberlake
zat	23 juni	16:30	It's showtime
di	26 juni	19:30	George Michael
zon	01 juli	20:15	Genesis
zat	07 juli	22:00	Sensation White
zat	14 juli	22:00	Sensation Black
zat	21 juli	20:00	Saturday Night Fever
do	13 sept.	19:00	The Police
vri	14 sept.	19:00	The Police

De afgelopen tien jaar vonden in Amsterdam ArenA ruim 500 grootschalige evenementen plaats. Ajax neemt als hoofdbespeler van het stadion uiteraard de belangrijkste plaats in. Vanaf de eerste wedstrijd in 1996 tot de zomerstop van 2006 is Ajax goed geweest voor totaal 235 wedstrijden, waarvan 169 voor de Eredivisie en 25 voor de Champions League. Het Nederlands Elftal was 22 maal te gast; met als hoogtepunt het EK in 2000. ID&T tekent sinds 2000 elke zomer voor het spectaculaire dance-event Sensation. Daarnaast zorgde Mojo Concerts het afgelopen decennium met 40 popconcerten voor de muzikale hoogtepunten.

Tabel 4.1 Evenementen 2007

Bron: <http://www.amsterdamarena.nl/evenementen/>

Samenvatting evenementdagen

<u>dag</u>	<u>aantal</u>
ma	0
di	1
wo	1
do	2
vrij	6
zat	6
<u>zon</u>	<u>4</u>
	20

Tabel 4.1

Hieruit is het volgende op te merken:

- § Van de algemene evenementenagenda blijkt dat maar liefst 80% evenementen (genomen van april t/m september) in het weekend worden gehouden.
- § Uit deze lijst heeft 85 % van de evenementen 's avonds plaats.
- § In de zomer worden de grote dance-evenementen Sensation gehouden.
- § Door het jaar bezien zijn de meeste evenementen redelijk gelijkmatig verspreid.

Concluderend wordt gesteld:

- § Er is weinig winst te halen uit het kiezen van bepaalde maanden voor de bouwwerkzaamheden.
- § In goed overleg met de ArenA kan wel gekozen worden om van maandag tot vrijdagmiddag te bouwen. Zo is het weekend vrij voor evenementen.
- § Elk jaar zijn er wel enkele grote evenementen. Het zou voordelig zijn wanneer de verbouwing elk jaar een (korte) periode gestopt kan worden, opdat er ruimte is om deze concerten of wedstrijden te organiseren.

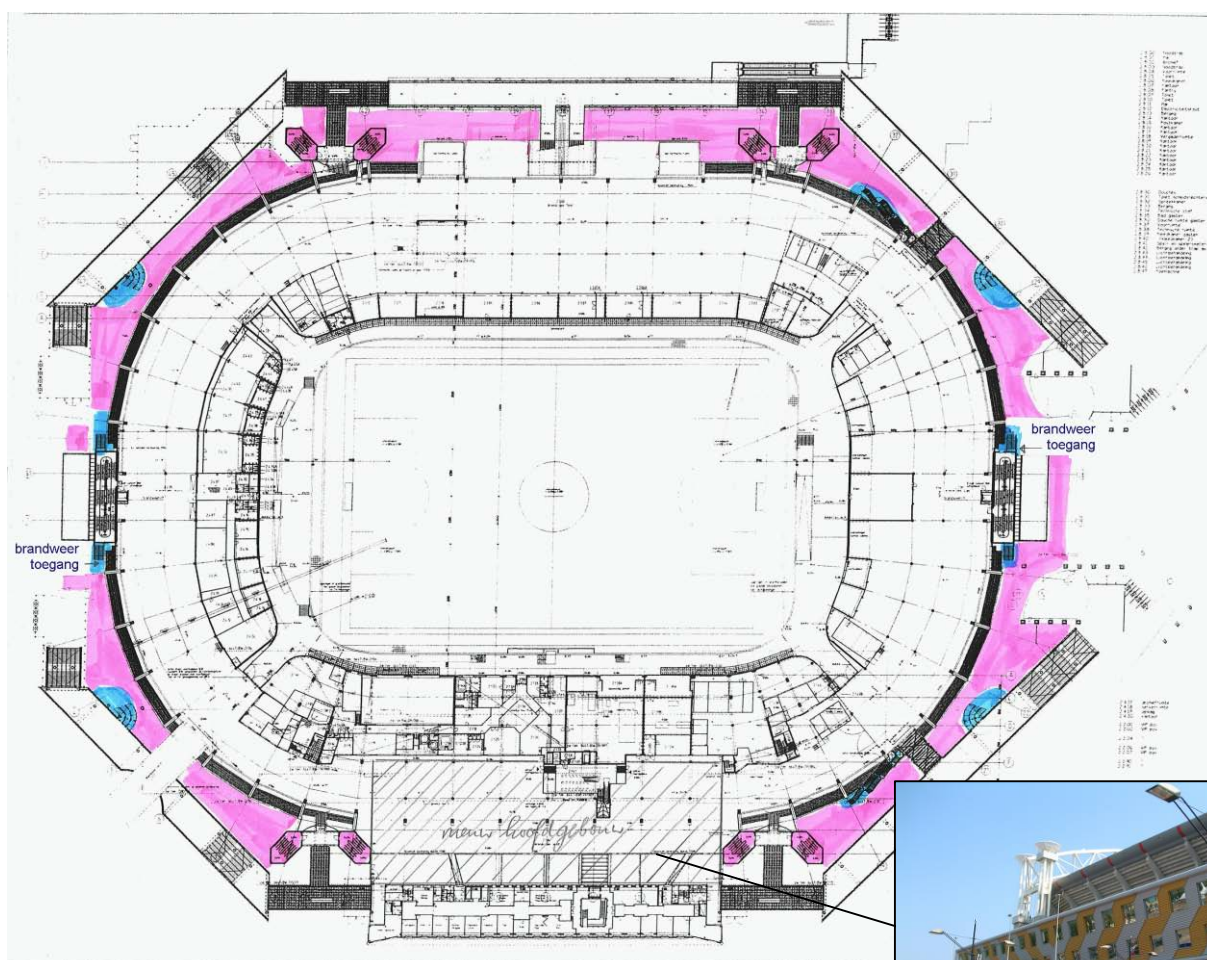
4.2 *Bestaande bouw*

Deze paragraaf volgt nog, en wordt opgesteld in overleg met de hoofdconstructeur van de ArenA, dhr. J. Roodenburg. Tijdens het schrijven van dit rapport was hij nog op vakantie. Besproken wordt of er nog reservecapaciteit in de bestaande constructie aanwezig is.

5 Oplossingsruimte

5.1 Ruimte voor nieuwe draagstructuur

Als uitgangspunt is genomen dat de bestaande constructie niet extra belast wordt. Daarom zal er een nieuwe constructie gemaakt moeten worden voor het dragen van de nieuwe tribune. Voor de hand liggend is om bij het bestaande stramien aan te sluiten. Achter de betonnen gordingen kunnen extra kolommen geplaatst worden. Deze worden apart gefundeerd. In de onderstaande figuur is weergegeven waar ruimte is voor kolommen (paars). Bij de voetgangersgebieden (blauw) mag geen hinder ontstaan door de nieuwe draagstructuur.



Afb.5.1 Ruimte voor kolommen en fundering



Inzet: bestaande hoofdgebouw

Aan de zuidzijde is het over een grote lengte niet mogelijk extra kolommen toe te voegen (105 m). Dit komt omdat achter de bestaande overspanning van de weg (zie foto) een nieuw Hoofdgebouw gebouwd gaat worden. Deze is op de plattegrond gearceerd weergegeven. Deze ruimte zal overspannen moeten worden. Mogelijk is een overspanning in staal tussen de twee 'torens' een oplossing.

5.2 Ruimte voor nieuwe tribune

De nieuwe tribune kan niet onbeperkt naar buiten uitgebreid worden. Het bestaande dak dient immers gehandhaafd te worden. Daarbij moet ook nog rekening gehouden worden met de dakgoot. Aangenomen wordt dat de benodigde regenafvoer niet verandert. De goot moet dus dezelfde breedte behouden, en moet binnen de oplegpunten blijven (zie foto). Wellicht kan de tribune tussen de steunpunten wel uitgebreid worden. Dit maakt de vorm echter een stuk gecompliceerder.



Afb.5.2 Oplegging hoofdtragers



Afb.5.3 Oplegging gordingen

Een ander aandachtspunt is de gordingen onder het dak. Deze moeten bij verhoging van het dak ook een nieuwe oplegging krijgen. Ophangen met behulp van een nieuw vakwerk aan de hoofdtragers van het dak is een optie, maar is niet volgens het uitgangspunt om de bestaande constructie niet te verzwaken. Er moet dus iets voor bedacht worden om de gordingen op de rand van de nieuwe tribune te laten rusten.

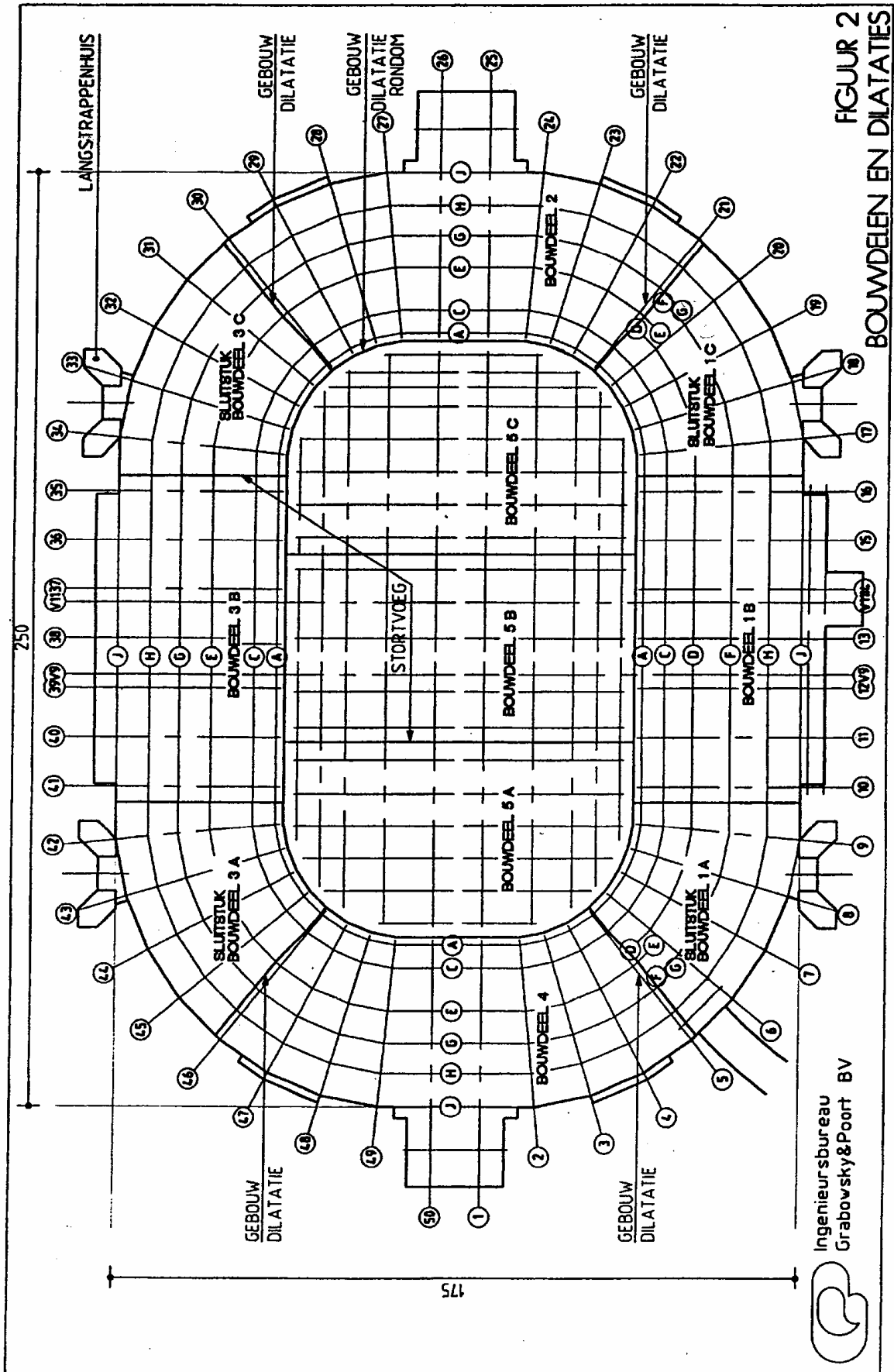
Zoals we zagen in § 3.3 werd de binnengrens van de tribune door de zichtlijnen bepaald. De buitengrens wordt bepaald door de oplossing voor de gordingen. Alleen wanneer de gordingen verlengd kunnen worden, kan de tribune naar buiten uitgebreid worden. In onderstaande tekening is hiervan een idee gegeven. Het bestaande dak is hierin een stuk verhoogd en de tribune naar buiten uitgebreid (het groene deel steekt uit). De gordingen zijn in dit idee verlengd (de rode lijnen). De oplegging kan hetzelfde blijven als in de bestaande situatie.

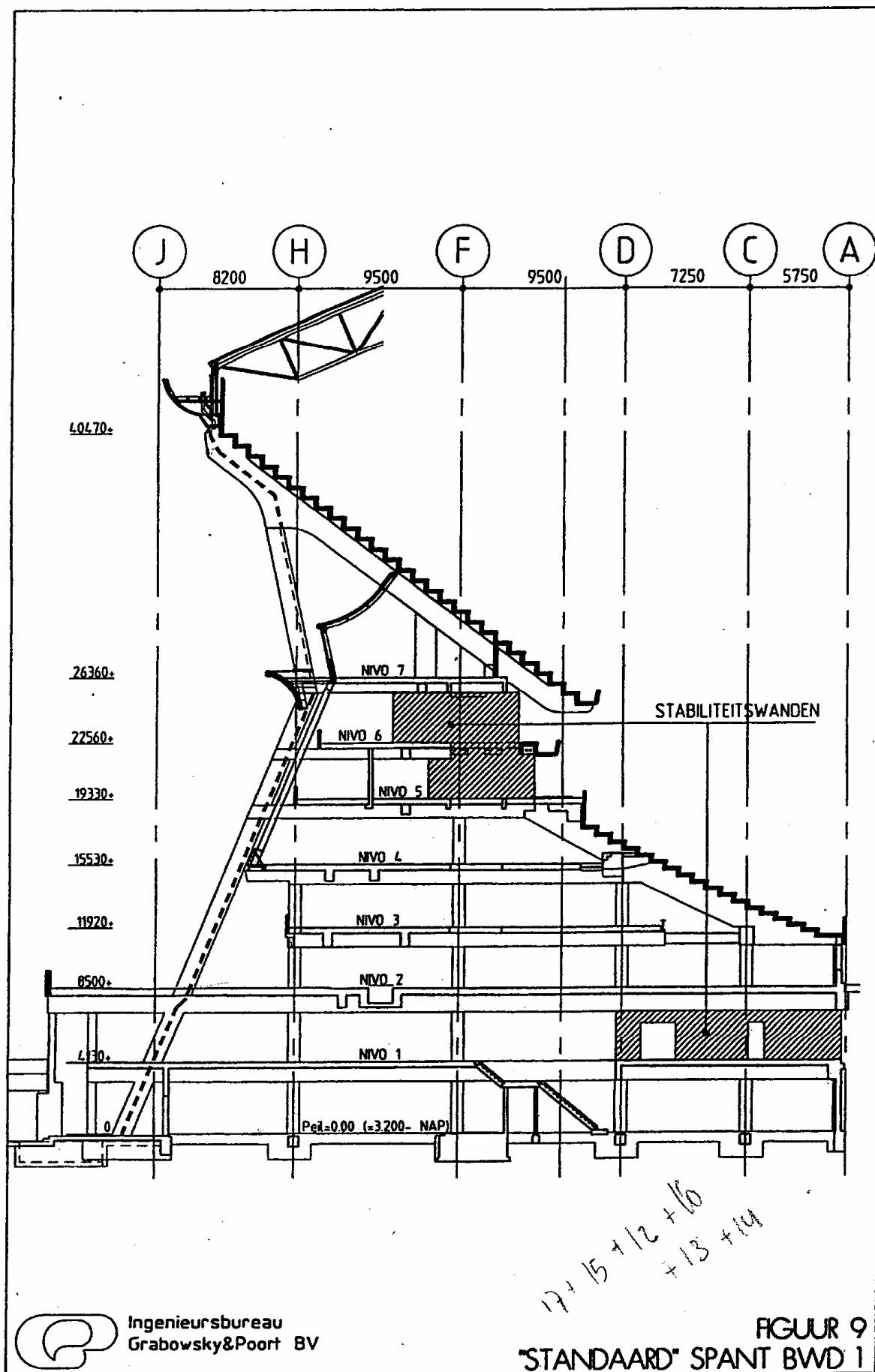
6 Gebruikte literatuur

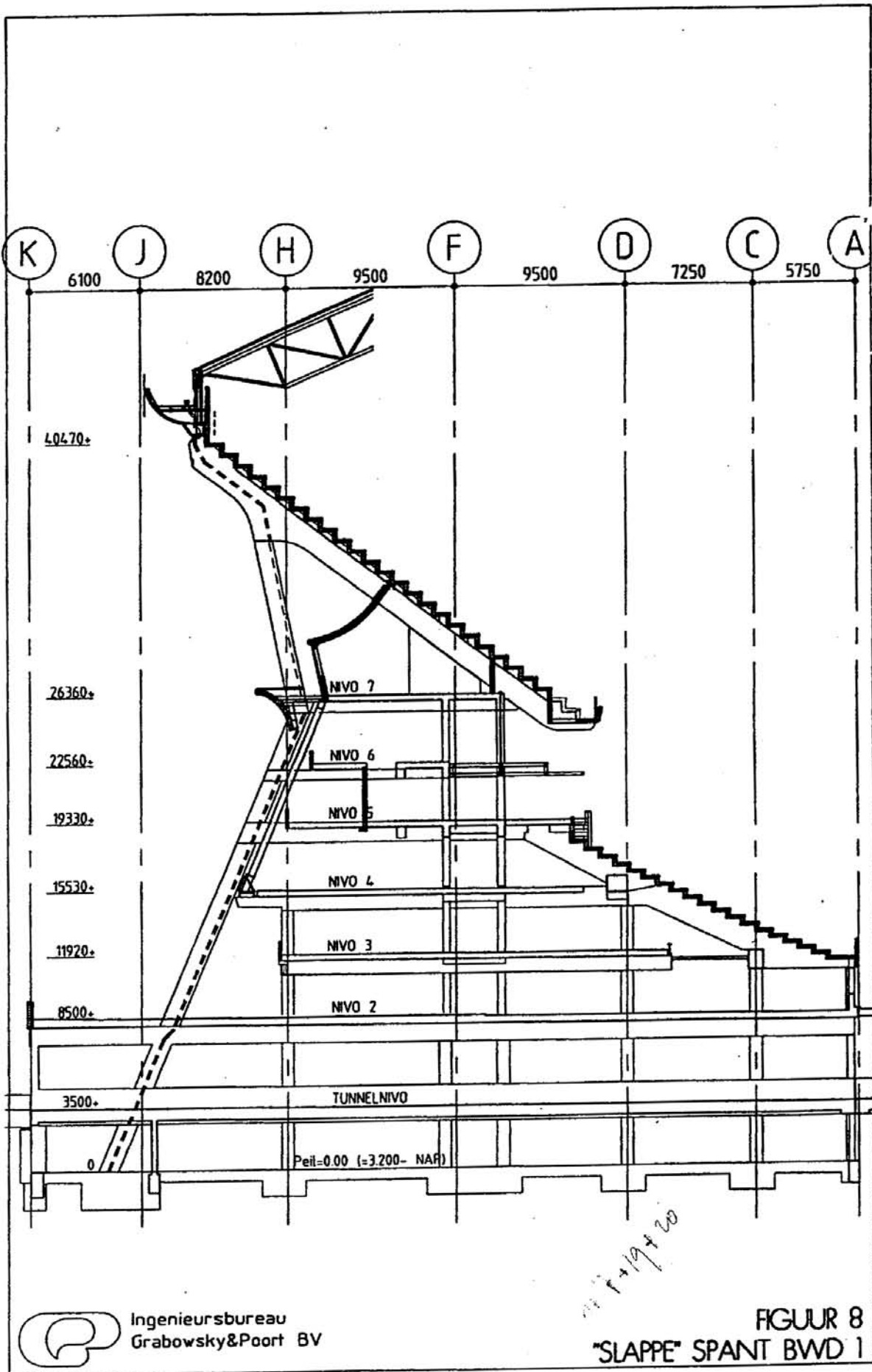
- § ARCADIS: *Haalbaarheidstudie varianten uitbreiding toeschouwerscapaciteit*. Den Haag, 24 augustus 2006.
- § ARCADIS: *Programma van Eisen Amsterdam ArenA*, 30 september 1992.
- § Gorp, N. van, in samenwerking met de KNVB: *Kwaliteitsnormen voetbalstadion: normen, eisen en aanbevelingen voetbalaccommodaties*. Delft, 1997.
- § Janssen, ir. J.F.G.: *Amsterdam ArenA*; Projecten college 7T641. Technische Universiteit Eindhoven, Vakgroep Bouwkundig Constructief Ontwerpen. Eindhoven, 1997.
- § Rodenburg, J.: *Constructief ontwerp Stadion Amsterdam ArenA*. Ingenieursbureau Grabowsky & Poort te Den Haag.
- § FIFA: *Technical Recommendations and Requirements for the Construction or Modernisation of Football Stadia*, opgesteld in samenwerking met de UEFA.
- § NEN-EN 13200-1 *Toeschouwersaccommodaties Deel 1: Criteria voor de inrichting van tribunes*.

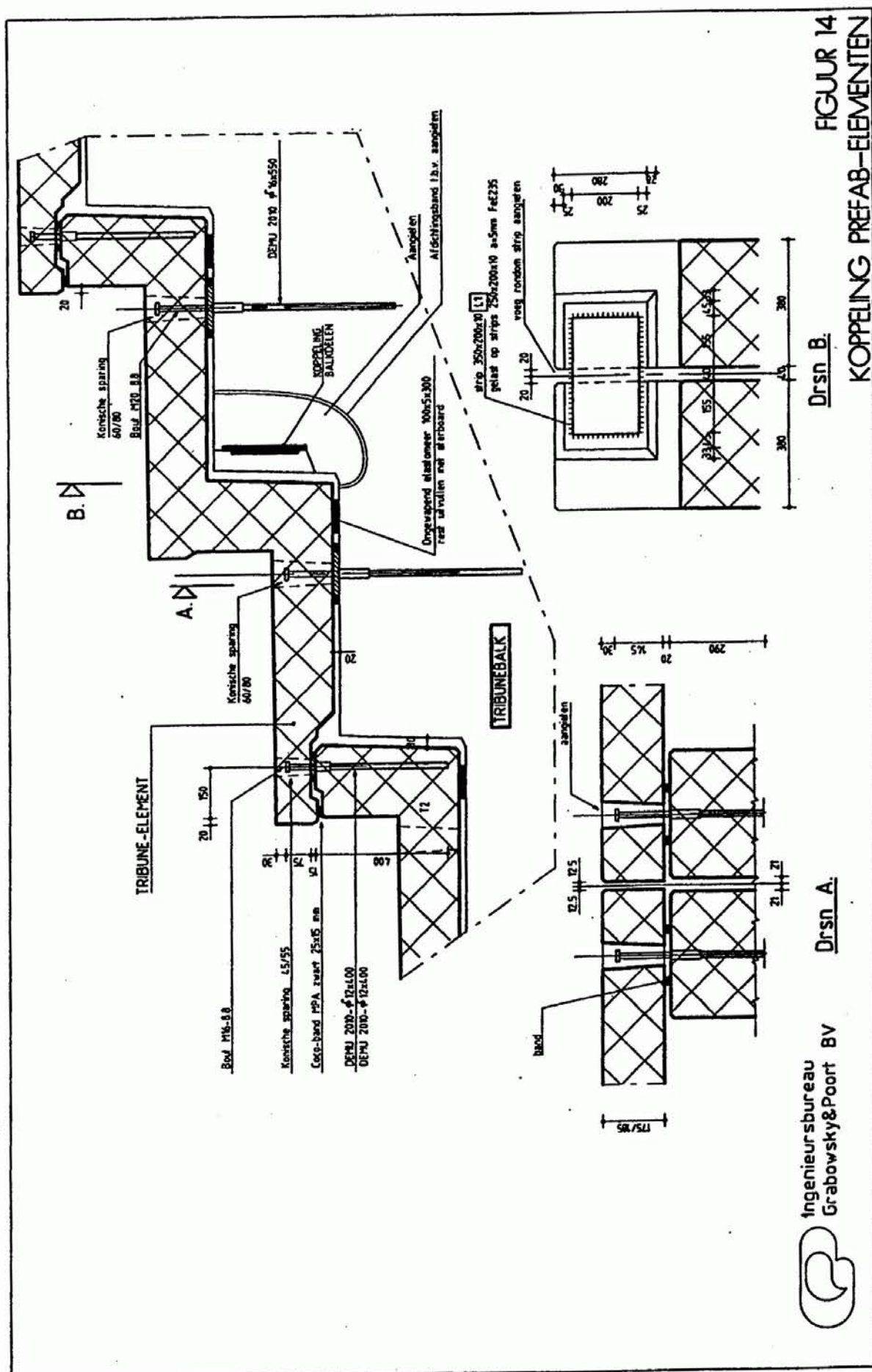
7 Bijlagen

- § Tekening bouwdelen
- § Tekeningen tribune-elementen
- § Deel uit het *Programma van Eisen Deel 1: Stadion*, opgesteld door Ingenieursbureau Grabowsky & Poort B.V., 30 september 1992
overgenomen uit: Janssen, J.F.G.: *Amsterdam ArenA*; Projecten college 7T641. Technische Universiteit Eindhoven, Vakgroep Bouwkundig Constructief Ontwerpen. Eindhoven, 1997.
- § H. 5 Tribune-elementen
uit: Rodenburg, J.: *Constructief ontwerp Stadion Amsterdam ArenA*. Ingenieursbureau Grabowsky & Poort te Den Haag.
- § Artist Impression 'open view' van ArenA
- § Plattegrond met ruimte voor nieuwe kolommen op begane grond
- § Tekening met zichtlijnen
- § Doorsneden bestaande tribune
- § Herziene planning afstuderen











Uit: Programma van Eisen

4.3

Toeschouwers/tribunes/dak

De aantrede van de tribune-elementen is 800 mm. De optrede van het tribune-element varieert zodanig dat een optimaal zicht op het veld verkregen wordt. Binnen iedere optrede van een tribune-element 3 gelijke optreden voor de trappen op de tribune te realiseren.

Het optimale zicht wordt grafisch weergegeven middels de zichtlijnen, welke worden bepaald op basis van de volgende uitgangspunten:

- De gemiddelde toeschouwer op de onderste ring ziet, over de kruinlijn van de voor hem zittende eveneens gemiddelde toeschouwers, minimaal de zij- en achterlijnen van het veld;
- Voor de bovenste ring geldt dat de zij- en achterlijnen van het veld zichtbaar zijn door de lijn van de gemiddeld ooghoogte;
- De zithoogte van de stoelen is 42 cm;
- De ooghoogte van de gemiddelde toeschouwer bevindt zich 75 cm boven de stoelzitting oftewel 117 cm boven de aantrede;
- De ooghoogte van de toeschouwers op de onderste rij zitplaatsen bevindt zich 1,67 meter boven het veld, dat wil zeggen de eerste aantrede ligt 50 cm boven het veld;
- Er dient rekening te worden gehouden met een gemiddelde kruinhoogte, van oog tot bovenkant hoofddekseel, van 17 cm;
- Reclameborden tot 90 cm hoog, langs de gehele omtrek van het veld;
- Een tribunedeel mag niet steiler zijn dan 40°.

De treden van trappen zijn:

- maximaal 200 mm voor optrede en
- minimaal 200 mm voor aantrede.

Het totaal van 2x optrede + 1x aantrede dient te liggen tussen 580 en 650 mm.

Het aantal stoelen tussen twee tribunetrappen hangt af van de vrije ruimte tussen de stoelen (van voorzijde zitting tot achterzijde van de voorliggende zitting).



De vrije ruimte is in overleg met de Brandweer bepaald en dient minimaal 40 cm te bedragen bij:

- maximaal 47 stoelen op een rij en
- dimensionering van de tribunetrappen en
- uitgangen volgens de voorschriften met betrekking tot ontvluchten

De sky-boxen inclusief de bijbehorende balkons dienen de volgende afmetingen te hebben:

- Founders-boxen circa 50 m² per box (totaal 5 boxen);
- VIP-boxen circa 36 m² per box (maximaal 60 boxen).

De standaard zitplaatsen, h.o.h. 500 mm, zijn voorzien van:

- een harde stoelbekleding;
- een zithoogte van 420 mm;
- rugleuningen;
- voorgevormde zittingen en indien aanwezig rugleuningen.

De zitplaatsen van de hoofdtribune, h.o.h. 550 mm, 1500 plaatsen, zijn inklapbaar en zijn voorzien van:

- voorgevormde zittingen en rugleuningen;
- een stoffen stoelbekleding;
- eenzijdig een armleuning;
- voetverwarming.

De zitplaatsen op de balkons van de sky-boxen dienen minimaal dezelfde voorzieningen te hebben als de hoofdtribune en zijn bovendien voorzien van twee armleuningen.

Alle zitplaatsen dienen te zijn voorzien van een duidelijk leesbaar stoelnummer. De tribunes en de ingangen dienen voorzien te zijn van bewegwijzering naar de zitplaatsen.

Op de volgende plaatsen dienen de tribunes voorzien te worden van railings:

- de voorzijde van de beide ringen en de balkons van de sky-boxen;
- langs de uitsparingen in de tribunes;
- in het midden van tribunetrappen breder dan 1,20 meter;
- waar nodig dranghekken om de bezoekersstromen te scheiden.



De vakafscheidingen dienen "vriendelijk", wegneembaar en vandaalbestendig in staal en/of glas uitgevoerd te worden:

- rondom de vakken van de supporters van de bezoekende club;
- rondom het vak van de risicogroep van de thuis-club;
- rondom het vak voor de clubleden en donateurs;
- tussen de perstribune en het overige publiek;
- tussen de hoofdtribune en het overige publiek.

De minimale afmetingen van de vaste NOB-camera opstelplaatsen zijn:

- hoofdplatform, groot circa 9 meter lang en 2 meter breed,
- platforms achter doelen, groot 3 x 2 meter,
- platforms bij doelgebieden, groot 3 x 3 meter.

In het dak boven de podia de benodigde voorzieningen voor het ophangen van het lichtplafond op te nemen.

Maximale afmetingen 15 x 25m en maximaal gewicht 450 kN.

J. Rodenburg: Constructief Ontwerp Arena

5. TRIBUNE-ELEMENTEN

De tribune-elementen moeten voldoende sterkte, maar vooral voldoende stijfheid bezitten. De belastingen van het publiek kunnen een sterk dynamisch karakter hebben. Om de vergrotingsfactoren en de resonantie te beperken, wordt een hoge eigen frequentie nagestreefd. De samenhang van het ontwerp van de tribune-elementen met de keuze van de spantafstand is hiermee nog explicieter.

De aantreden van de tribunes zijn op beide ringen 800 mm; de optreden variëren van 340 via 380 tot 420 mm op de eerste ring; op de 2e ring is deze maat constant namelijk 600 mm.

In de ontwerpfase zijn verscheidene vormen voor tribune-elementen bestudeerd. Enkele varianten zijn weergegeven in figuur 15.

De tribune-elementen zijn na zorgvuldige afweging van alle voorwaarden uitgevoerd als zgn. dubbele trede-elementen volgens figuur 14.

In de rechte delen van de tribunerings bedraagt de overspanning 12.3 m. Door hier de tribune-elementen over twee velden als een geheel uit te voeren ontstaan er liggers van circa 25 m op drie steunpunten. Daarmee wordt het aantal prefab elementen aanzienlijk verlaagd. Bovendien wordt daarmee de stijfheid aanzienlijk vergroot, hetgeen voor de elementen van de eerste ring noodzakelijk is.

In de bochten varieert de overspanning van 6.6 tot 11.2 meter ter plaatse van de eerste ring, en van 9.5 tot 14.0 meter voor de 2e ring. Hier worden liggers op twee steunpunten toegepast. De stijfheid is hier voor de eerste ring voldoende vanwege de kleinere overspanning. De langste elementen boven in de tweede ring worden verstijfd door ze te koppelen aan de achterwand van de tribune.

Aan deze wandelementen, die eigenlijk een bijzonder soort tribune-elementen zijn, is ook de dakgoot bevestigd voordat de elementen op de tribuneliggers zijn geplaatst. Bovendien rusten op deze elementen ook de secundaire liggers van het dak via pendelkolommen. Op de figuren van de spanten is dit linksboven getekend.

De tribune-elementen worden door middel van doekverbindingen aan elkaar en aan de tribunebalken bevestigd, zie figuur 14. Zo ontstaat er een soort schijf die alle spanten aan elkaar koppelt.

Bij bouwdeel 1 eerste ring is geen schijfwerking; dit is reeds is beschreven in hoofdstuk 2.

De werkvoorspankracht bedraagt 150 tot 180 kN per kabel. Afhankelijk van de overspanning en hoogte van de balken wordt een opwaartse kracht geleverd van ongeveer 80 kN/m¹, voldoende om het eigen gewicht van balk en kanaalplaatvloer te dragen. Het resterende deel van de belasting (eigen gewicht toplaag en veranderlijke belasting) wordt door betonstaal opgenomen.

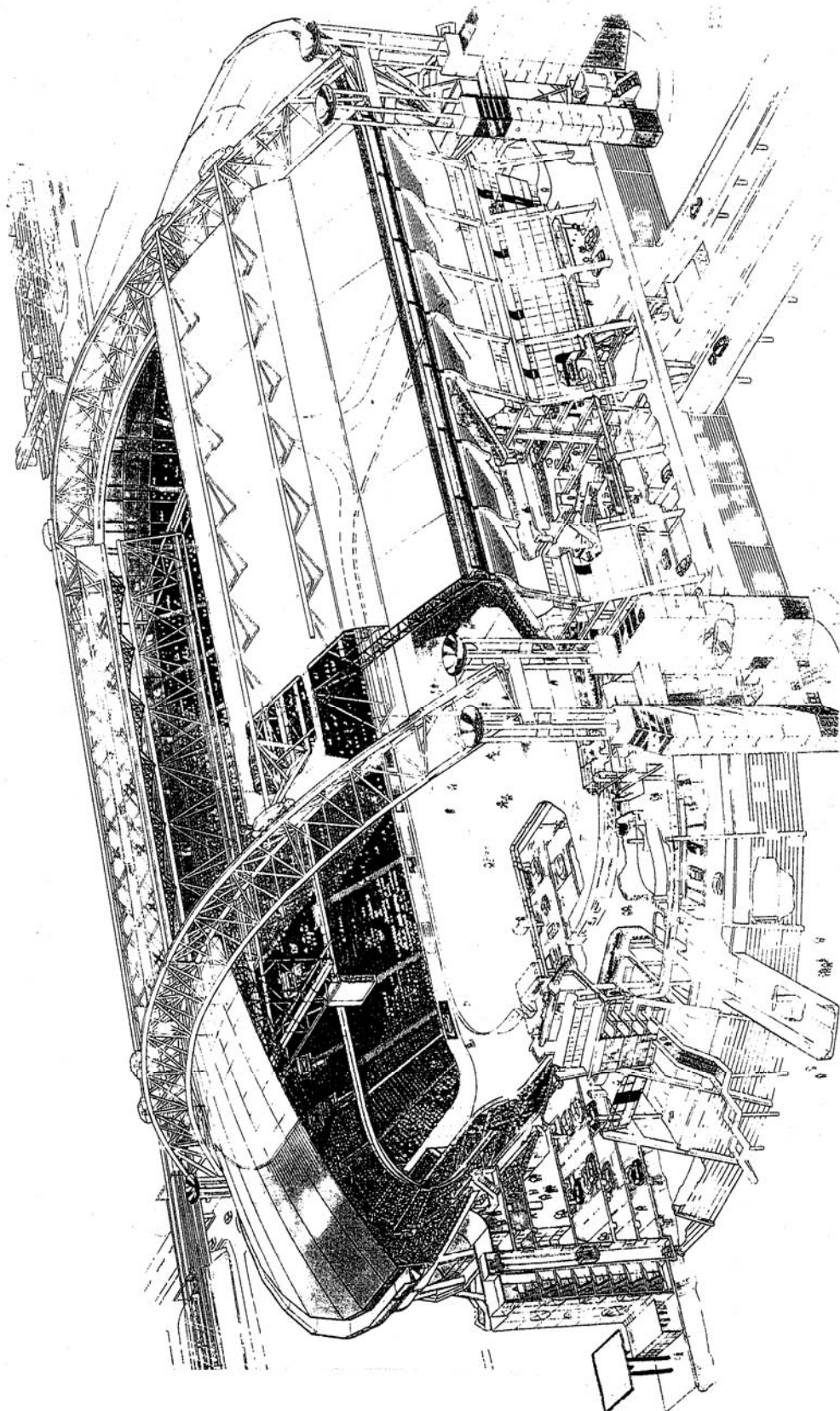
Boven niveau 4 is, zoals vermeld, gekozen voor uitvoering in prefab.

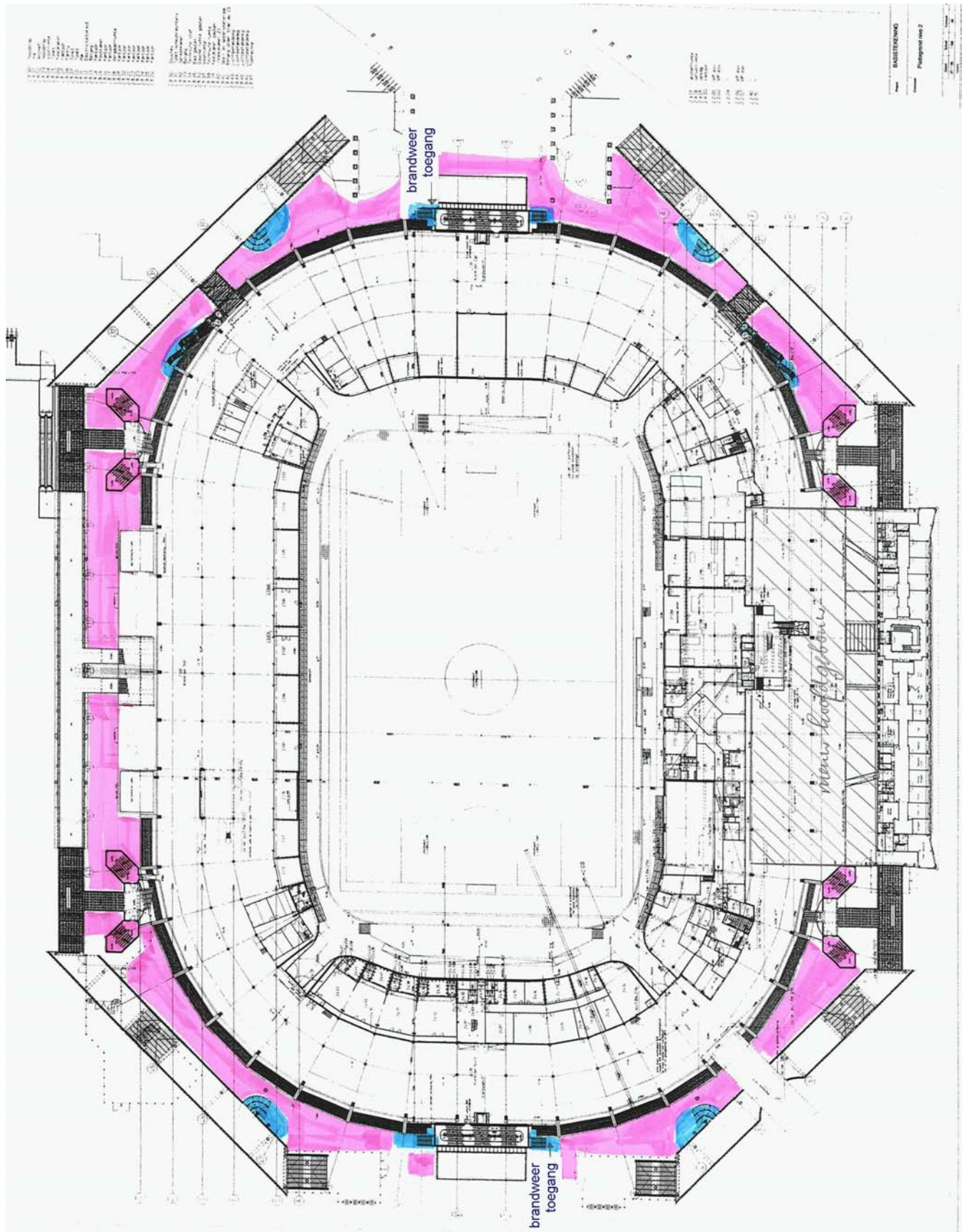
Alle tribunebalken zijn ter beperking van de hijsmassa uitgevoerd in twee evenwijdige balkdelen, die in het werk zijn gekoppeld, zie figuur 14. Het gewicht van ieder balkdeel bedraagt ca. 300 kN. De tribunebalken van de 1e ring worden vanaf de veldzijde gemonteerd, die van de 2e ring vanaf de buitenzijde van het stadion.

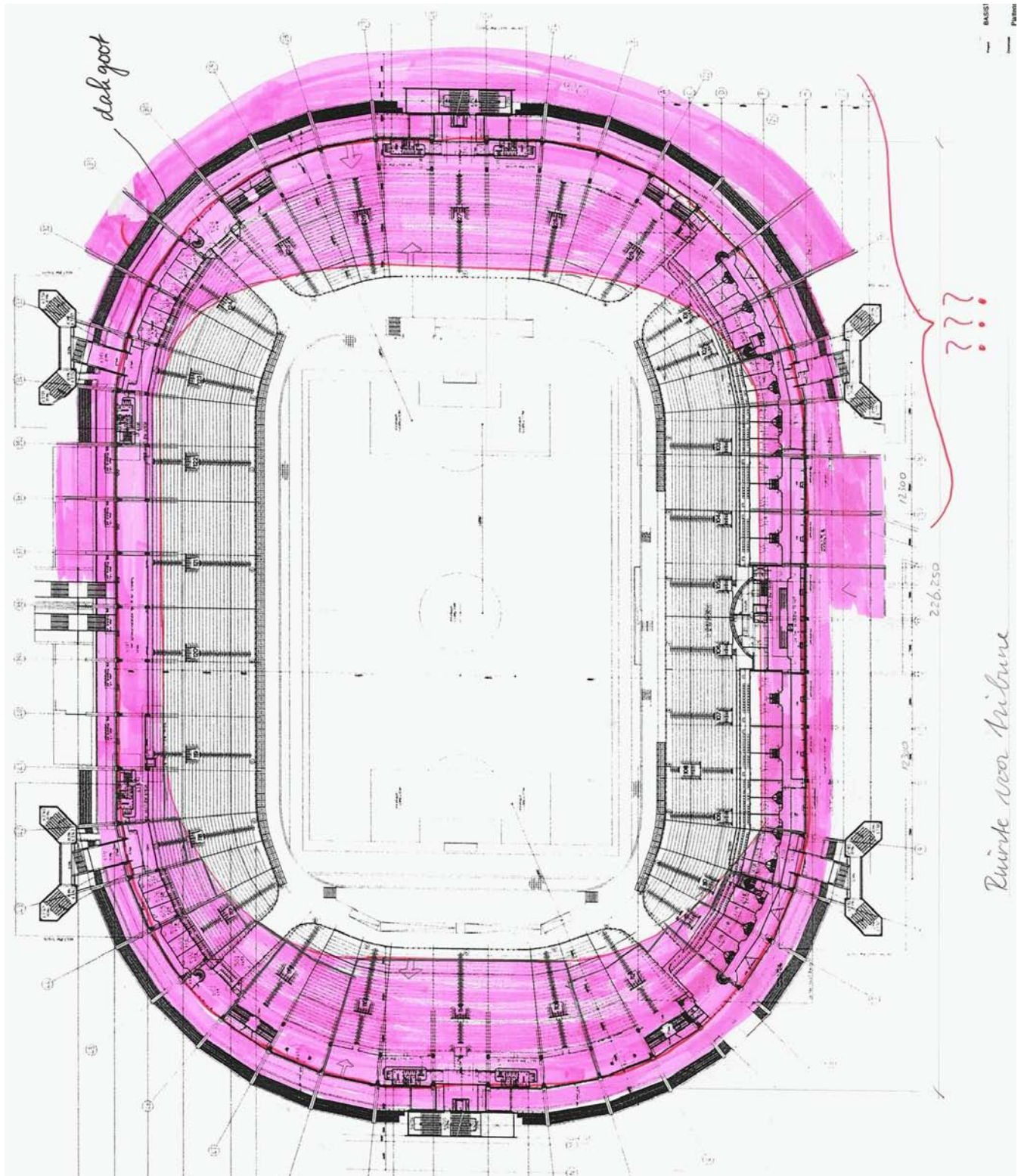
De afmetingen per balkdeel bedragen 380 x 1200 mm². Een aantal balken in het hoofdgebouw wijkt hiervan af, de hoogte is 1400 mm.

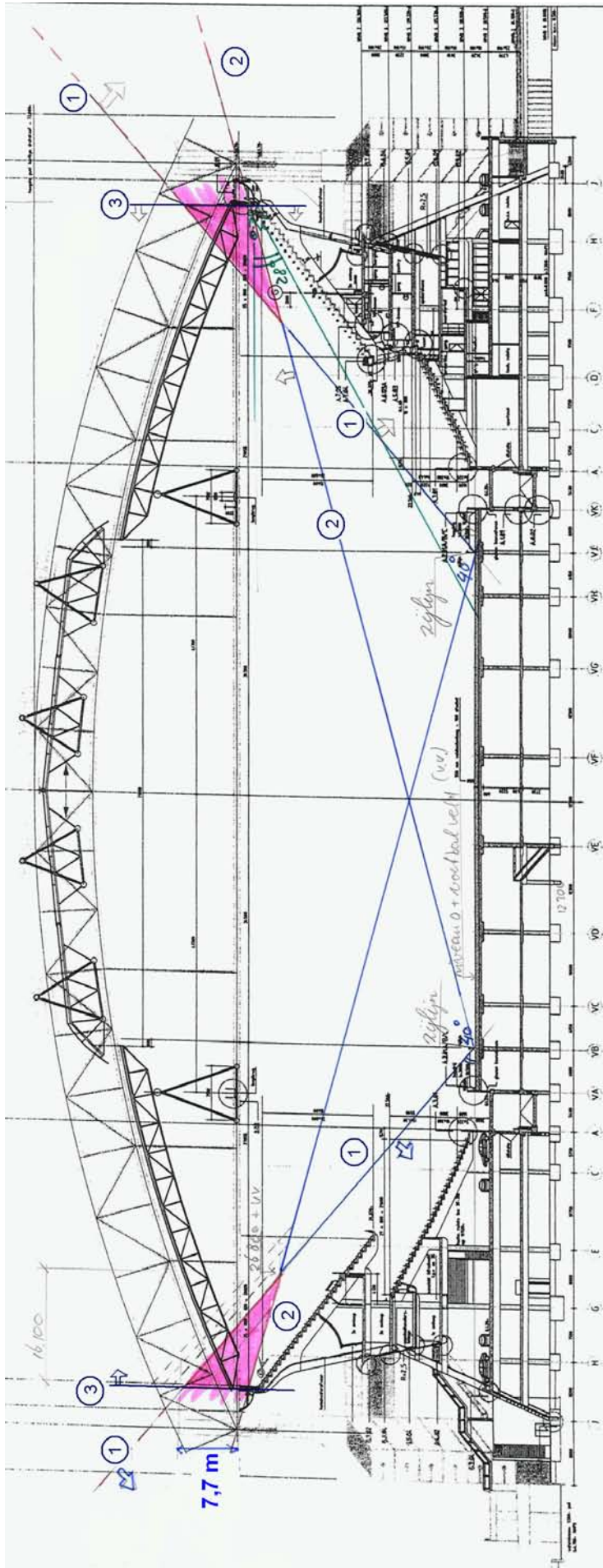
De tribunebalken zijn voorgespannen door middel van voorspanning met aanhechting (voorgerekt staal). Het voorspanniveau van deze balken bedraagt ca. 5 N/mm².

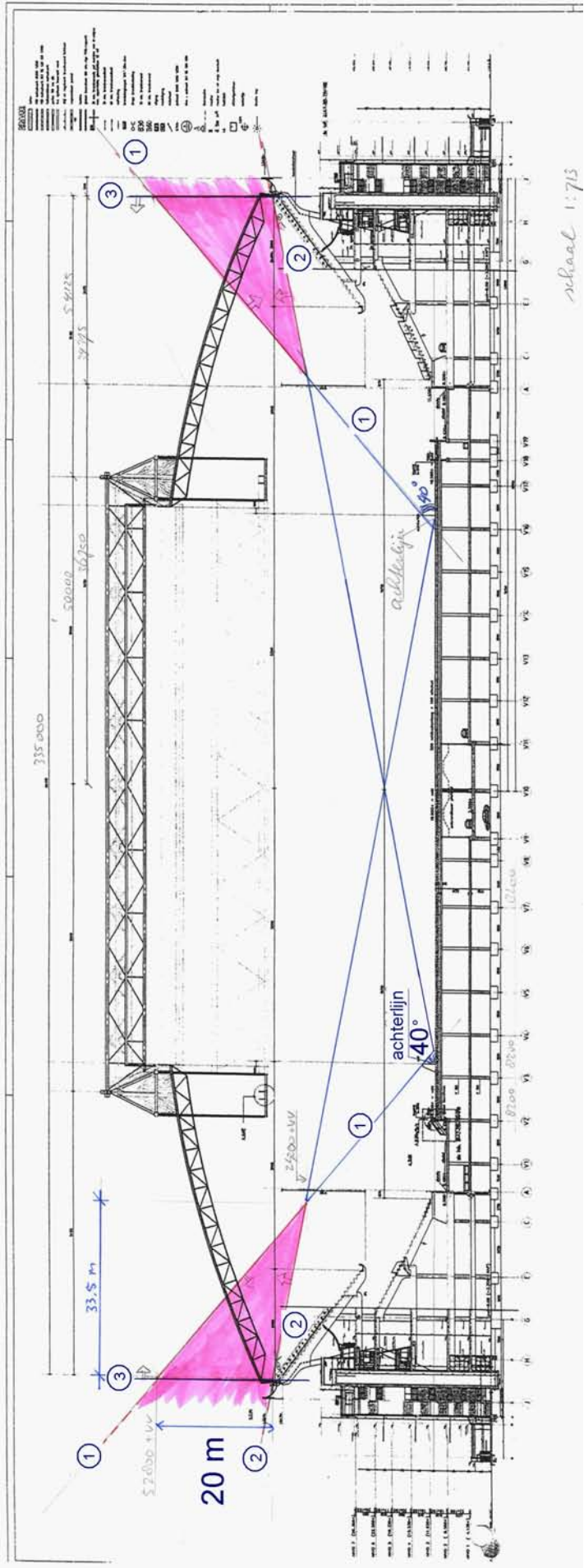
De geprefabriceerde spantbalken en kolommen boven niveau 4 zijn gewapend met betonstaal FeB 500.

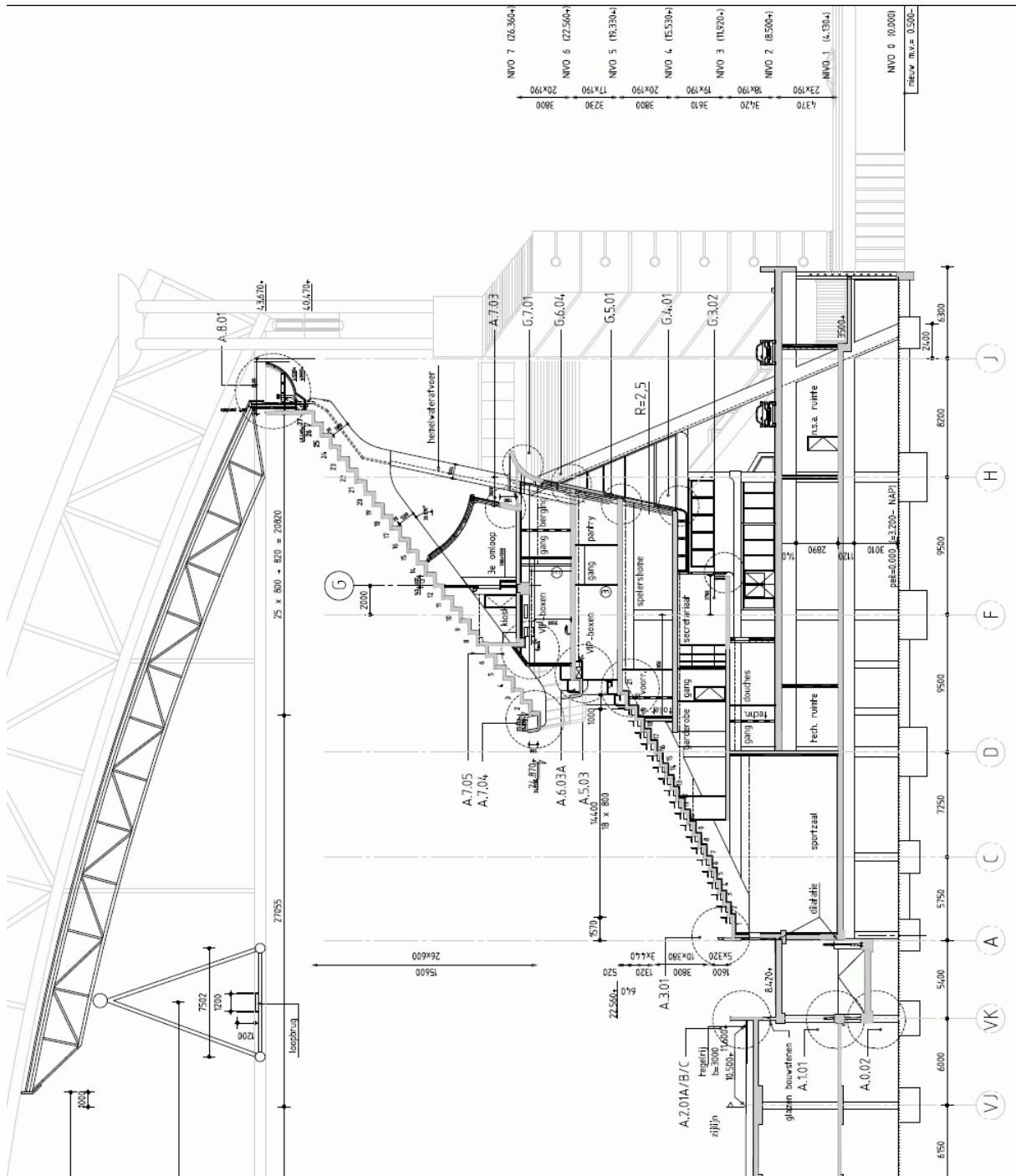


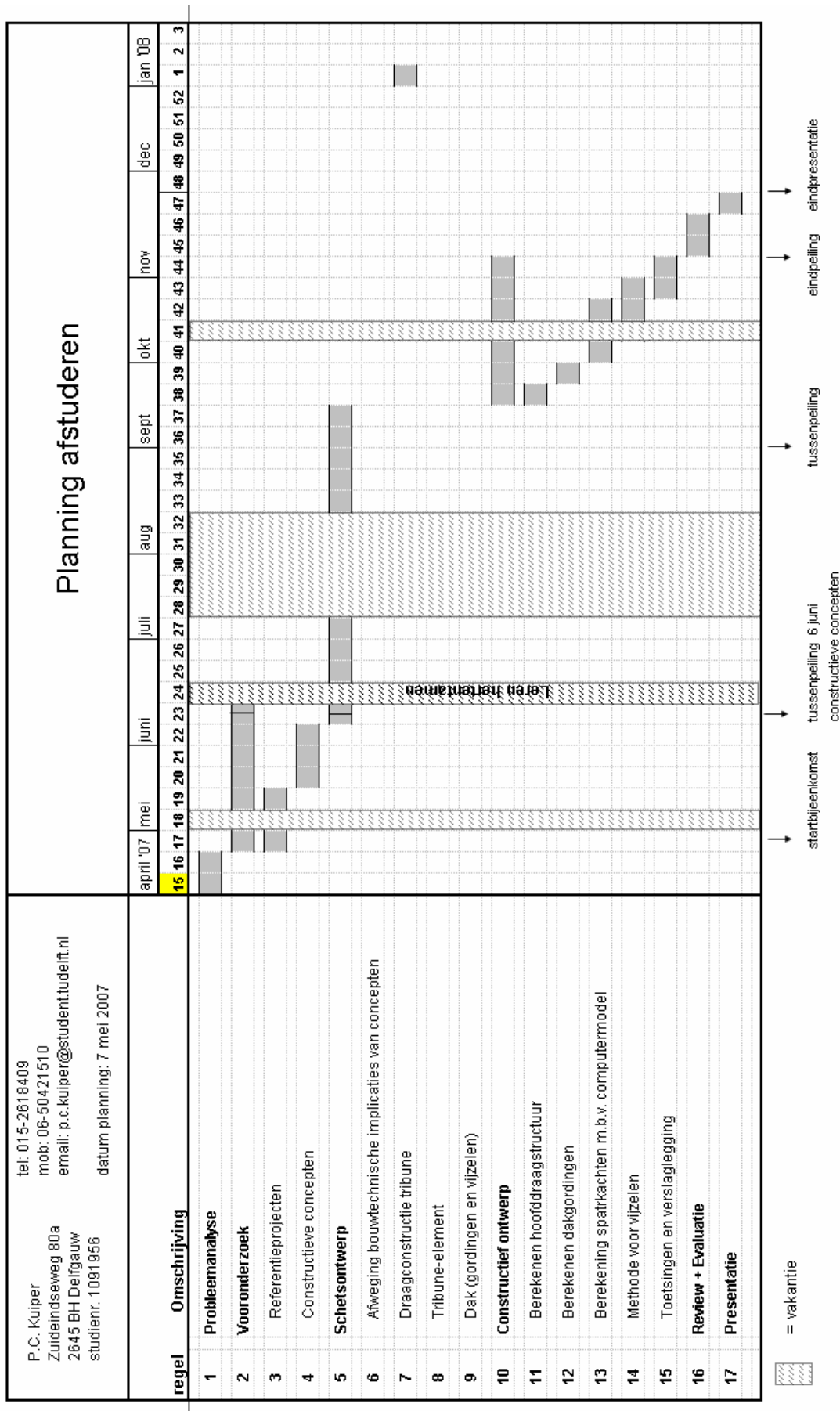














Uitbreiding Amsterdam ArenA

Ct5060 Afstudeerwerk

Fase 2 van 4

Vooronderzoek

Afstudeerder: **P.C. Kuiper**
Studienummer: 1091956
Datum: 14-01-2008

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen



Afstudeerbedrijf:
ARCADIS Bouw en Vastgoed



Studentgegevens

Naam:	P.C. Kuiper
Studienummer:	1091956
Master-variant:	Building Engineering
Beginjaar studie:	2001
Adres:	Zuideindseweg 80a
PC + woonplaats:	2645 BH Delfgauw
Email:	p.c.kuiper@student.tudelft.nl
Telefoon:	015-2618409
Mobiel:	06-50421510

Voorwoord

Dit is het rapport van fase 2 van totaal 4 fasen van het afstudeerwerk 'Uitbreiding Amsterdam ArenA'. Onderzoek wordt gedaan naar de mogelijkheid om voetbalstadion Amsterdam ArenA uit te breiden tot een capaciteit van 70.000 zitplaatsen. Dit wordt gedaan met een extra tribune – de derde ring – die boven de bestaande tribune geplaatst wordt. De benodigde ruimte hiervoor komt vrij door het bestaande dak op te vijzelen. Zo kan de ArenA uitbreiden terwijl het bestaande dak gespaard blijft.

Deze studie wordt gedaan in het kader van mijn studie Civiele Techniek aan de TUDelft, afdeling Gebouwen en Civieltechnische Constructies. Het afstuderen wordt gedaan in samenwerking met ARCADIS Bouw en Vastgoed in Den Haag.

In dit rapport wordt de fase van het Vooronderzoek behandeld. Hierin wordt onderzocht welke mogelijkheden er zijn voor de uitbreiding en welke beperkingen. Tevens worden de eisen aan het ontwerp scherper geformuleerd.

De verschillende fasen betreffen een chronologische verslaglegging, waardoor alle gemaakte keuzes terug te lezen zijn. In het Eindrapport wordt het eindproduct nogmaals gepresenteerd; hier zal de nadruk liggen op de samenhang tussen alle gemaakte ontwerpkeuzes.

Pieter Kuiper

Scheveningen, januari 2008

Samenvatting

In dit vooronderzoek - fase twee van het afstudeerwerk - zijn 3 concepten opgesteld voor de uitbreiding van de ArenA.

1. Uitbreiding buiten de bestaande dakrand.
2. Uitbreiding binnen de bestaande dakrand.
3. Grootschalige uitbreiding met een nieuw dak, een nieuwe ombouw e.d.

Van de verschillende concepten is het volgende onderzocht:

- § mechanisch gedrag
- § plaatsing van de oplegpunten
- § uitvoeringsaspecten
- § benodigde ruimte voor 10.000 zitplaatsen en meer

Uitbreiding naar buiten (concept 1) heeft de meest eenvoudige uitvoering, omdat de hoofddraagconstructie recht onder de nieuwe tribune komt. Hierdoor wordt zo min mogelijk torsie opgewekt.

Uitbreiding naar binnen (concept 2) heeft het voordeel dat de toeschouwers dichterbij het speelveld zitten. Deze ambitie leidt tot een duurder concept, omdat de voorgestelde constructie het nadeel heeft dat er een grotere torsie ontstaat. Maar bij optimalisatie kan deze torsie, en dus extra kosten, vooral in de bochten gereduceerd worden.

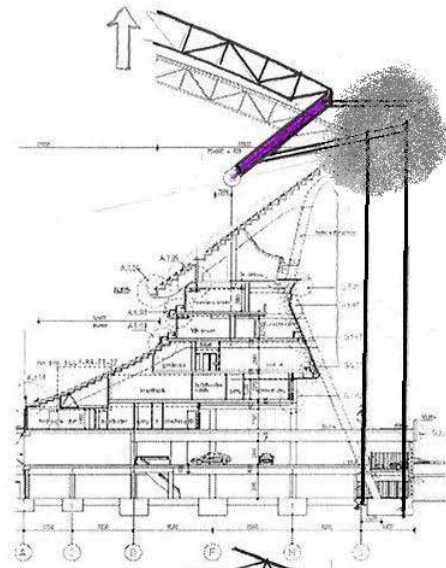
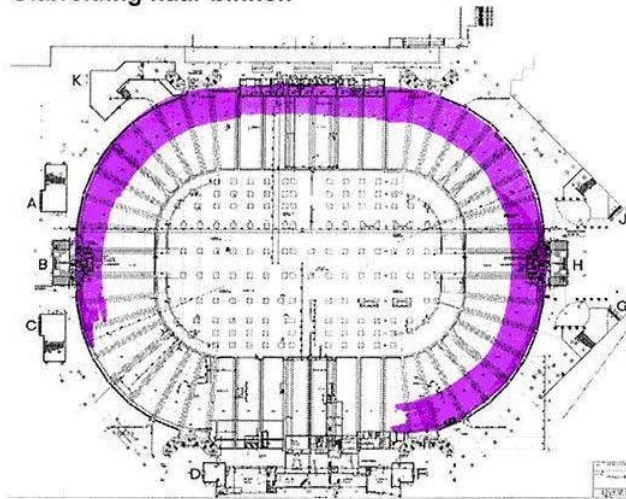
Concept 3 getuigt van een hoog ambitieniveau, en tijdens het schrijven van dit rapport lijkt dit nog niet haalbaar. Hier wordt niet verder op ingegaan.

In de volgende fase wordt een optimalisatie in de constructie gezocht, en verschillende zaken worden verder onderzocht. Deze zijn in het nawoord beschreven.

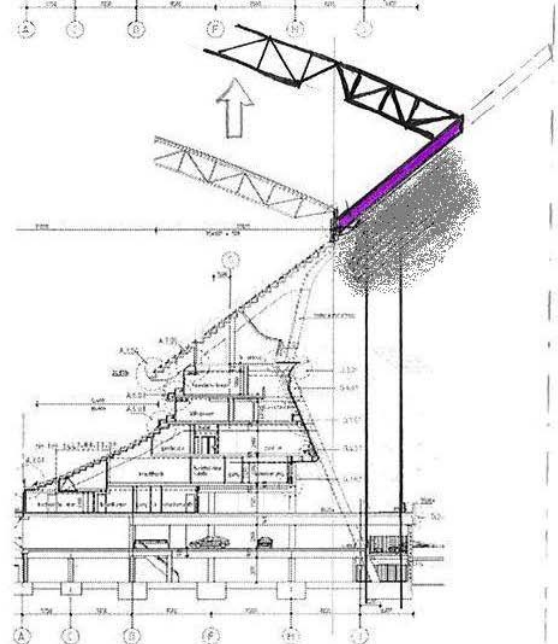
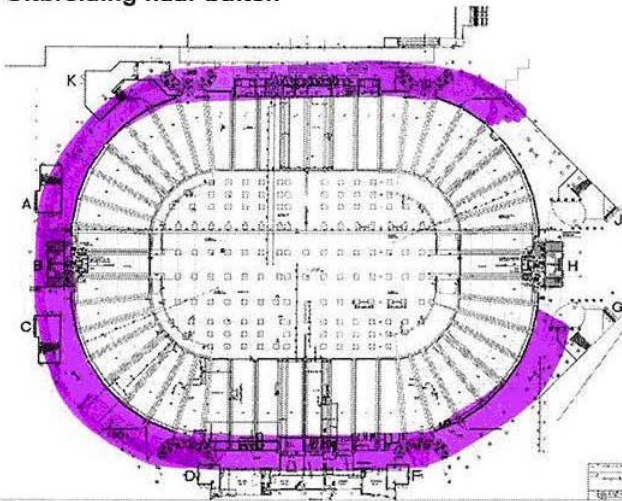
Inhoudsopgave

Studentgegevens	1
Voorwoord	2
Samenvatting	4
Inhoudsopgave	6
1 Inleiding	8
2 Referentieprojecten	12
2.1 Olympia Stadion Berlin: nieuw dak	12
2.2 Hydraulisch liften van stadiondak	16
2.3 Lightrail Beatrixlaan: ruimtelijk vakwerk met grote overspanning	20
2.4 Onderzoek naar toepassingsmogelijkheden Artdeck®	24
3 Belangrijke uitgangspunten	28
3.1 Breedte en positie nieuwe tribune	28
3.2 Kolomvrije ruimte aan lange zijden	31
4 Belastingen algemeen	32
5 Concept 1: Uitbreiding naar buiten	34
5.1 Idee	34
5.2 Mechanica	34
5.3 Variant 1: Stalen netkous	38
5.4 Variant 2: Betonnen koker	46
5.5 Uitvoeringsproces Concept 1	49
6 Concept 2: Uitbreiding naar binnen	54
6.1 Idee	54
6.2 Concept in staal	54
6.3 Uitvoeringstechniek	55
6.4 Vergelijking met concept 1	55
6.5 Conclusie	55
7 Concept 3: Nieuw dak	58
7.1 Omschrijving idee	58
7.2 Conclusie	61
8 Afweging concepten	62
8.1 Voor- en nadelen voor het bouwproces	62
8.2 Voor- en nadelen van het eindproduct	63
8.3 Conclusie	63
9 Nawoord	64
10 Literatuuropgave	66
11 Bijlage	68
11.1 Artikel over kandidaatstelling WK 2018	68
11.2 Zichtlijnen	69
11.3 Berekening concept 1 – variant 1 Stalen netkous	70
11.4 Berekening concept 1 – variant 2 Betonnen koker	108

Uitbreiding naar binnen

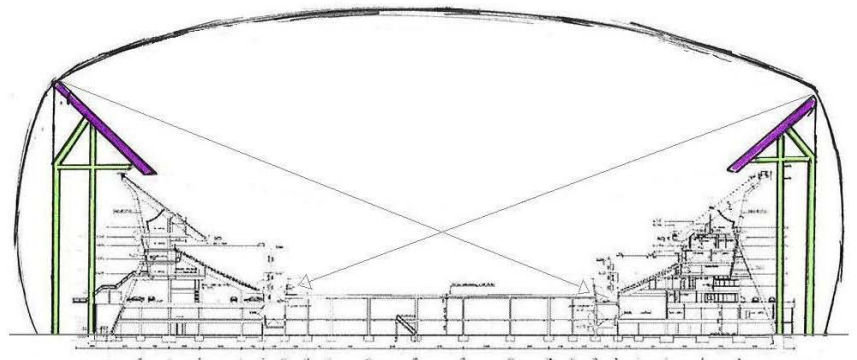
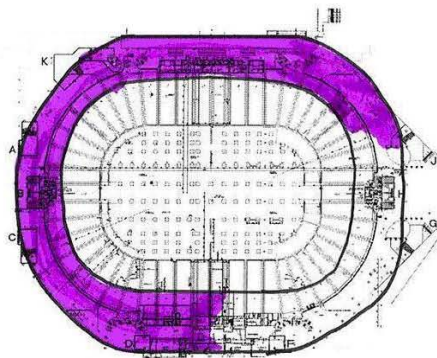


Uitbreiding naar buiten



afb. 1.1 Twee varianten voor een uitbreiding met 10.000 zitplaatsen

Grootschalige uitbreiding met nieuw dak



afb. 1.2 Concept voor grootschalige uitbreiding

1 Inleiding

Dit rapport is fase 2 uit het afstudeerwerk 'Uitbreiding Amsterdam ArenA'. De doelstelling van dit afstudeerwerk is een ontwerp te maken waarmee de ArenA met 10.000 zitplaatsen uitgebreid kan worden. Het vooronderzoek betreft een oriënterende fase betreffende de grove vorm van de nieuwbouw.

SAMENVATTING VORIGE FASE

De vorige fase betrof de Probleemanalyse. Hierin is onderzocht aan welke eisen de uitbreiding van de ArenA moet voldoen. Aan de orde zijn gekomen:

- § Gewenste capaciteitsuitbreiding: 10.000 zitplaatsen. Bij het uiteindelijke concept wordt gekeken tegen welke meerprijs extra zitplaatsen gecreëerd kunnen worden.
- § Aanbevolen is het bestaande dak op te vijzelen, en dan een extra ring te maken. Met kleinschalige aanpassing van het dak wordt de benodigde capaciteit niet gehaald.
- § Zichtlijnen vanaf de tribune: vanaf elke zitplaats moet 1,0 m rondom de veldlijnen zichtbaar zijn.
- § Hellingshoek van de tribune: maximaal 40 graden.
- § Routing en veiligheid: breedte van gangpaden e.d.
- § Constructieve eisen:
 - o Bestaande constructie wordt niet extra belast, hooguit om de nieuwe constructie horizontaal te steunen.
 - o Bestaande fundering wordt niet extra belast, dus bij gewichtsvermeerdering dienen extra palen geslagen te worden.
- § Trillingseisen: laagste laterale frequentie > 6 Hz (berekend met massa van de toeschouwers)
laagste verticale frequentie > 5 Hz (berekend voor lege tribune)
Volgens NEN6702:10.5.2 wordt hieraan voldaan als $\bullet_{\text{momentaan}} < 12$ mm
- § Ruimte voor draagstructuur: aan één lange zijde van de ArenA mogen geen kolommen naar de grond komen omdat daar een nieuw hoofdgebouw komt.
- § De afweging van alternatieven wordt voornamelijk gedaan op de mogelijkheden voor uitvoering.

HOOFDVRAAG

Nu de eisen en randvoorwaarden vastgelegd zijn, wordt in deze tweede fase een begin gemaakt met het ontwerpproces. Belangrijke vraag is: welk *ambitieniveau* heeft de directie van de Amsterdam ArenA? Het antwoord op deze vraag is van verschillende factoren afhankelijk is. Bijvoorbeeld de positie van Ajax in de Nederlandse competitie; de economische situatie van de club; de mogelijkheden om met uitbreiding van de ArenA een groot (voetbal) evenement binnen te halen, enzovoort. Deze vraag kan niet door de afstudeerder beantwoord worden, en dat is ook niet de pretentie van dit rapport. De vraag die hier gesteld wordt is:

Welke mogelijkheden zijn er voor uitbreiding van de toeschouwerscapaciteit van de ArenA bij verschillende ambitieniveaus?

De vooronderzoeksfase is een oriënterende fase, waarin drie concepten besproken worden. De eerste twee hebben het uitgangspunt van een bescheiden ambitieniveau; het derde heeft een groot ambitieniveau.

- § Het is mogelijk extra zitplaatsen te creëren door middel van een derde ring en verder weinig toeters en bellen. Het bestaande dak wordt opgevijseld zodat er een extra tribune onder kan

komen. In concept 1 wordt de nieuwe tribune *aan de buitenzijde* van de bestaande tweede ring geplaatst. Hierbij is de meest eenvoudige constructie mogelijk.

- § In concept 2 wordt het bestaande dak ook opgevijseld, maar wordt de tribune *boven* de bestaande tweede ring gehangen. Het voordeel is dat de toeschouwers dichter op het veld zitten. De moeilijkheid zit in een complexere tribuneconstructie die naar binnen moet uitkragen.
- § Concept 3 beoogt een grootschalige uitbreiding te doen waarbij 20.000 of 30.000 extra zitplaatsen gecreëerd worden. Hierbij wordt het dak vervangen en komt er een nieuw bouwdeel om het bestaande stadion. Dit bouwdeel bevat extra oppervlakte voor faciliteiten, zodat het complex financieel meer oplevert. Het betreft dan bijvoorbeeld verhuurbaar oppervlak voor vergaderruimtes, winkels, kantoren, enz. Tevens draagt deze nieuwe ombouw het nieuwe dak. Een nieuw dak kan gedimensioneerd worden op een hogere belasting van installaties voor licht en geluid; en het kan de kwaliteit van het gras beter waarborgen. Het voordeel van een grootschalige uitbreiding is dat een hele lijst met ongenoegens weggewerkt kan worden. In dit rapport wordt een dergelijk nieuw concept schetsmatig weergegeven.

DOELSTELLING

In dit rapport worden dus verschillende concepten voor uitbreiding getoond, waaruit de directie van de ArenA kan kiezen al naar gelang haar wensen. Het doel is het aantonen van de constructieve haalbaarheid van deze concepten, en niet het geven van compleet uitgewerkt programma. In de volgende fase wordt een optimalisatie gegeven van het constructieve gedrag van deze hoofdlijnen. Ter ondersteuning van de concepten wordt een referentiestudie gedaan naar projecten met vergelijkbare aspecten.

VOLGENDE FASE

In fase 3 - het schetsontwerp - wordt een concept met ongeveer 10.000 extra stoelen uitgewerkt. Een grootschalige uitbreiding is té omvangrijk voor één afstudeerder, aangezien een dergelijk ontwerp gemaakt moet worden in overleg met een architect en adviseurs voor geluid, belichting, gras, routing, veiligheid en financiën. Het ambitieniveau ligt dan immers zó hoog dat de aanwezige ergernissen zo veel mogelijk opgelost dienen te worden. Er moet dan als het ware een geheel nieuw concept, inclusief een nieuw dak, neergezet worden.

Een kleinschaliger uitbreiding van 10.000 extra zitplaatsen behoeft geen herziening van infrastructuur en grondoppervlak en handhaaft het bestaande dak. Het is dus behapbaar binnen de tijd die voor het afstuderen staat.

In dit Vooronderzoek wordt uitgelegd hoe het concept voor 'kleinschalige' uitbreiding tot stand is gekomen. In de fase 3 wordt het verder uitgewerkt wat betreft berekeningen, afmetingen, detaillering, uitvoeringstechniek en tekeningen.

AANPAK VAN DIT RAPPORT

Allereerst wordt een referentiestudie gedaan naar enkele aspecten die belangrijk kunnen zijn voor de verbouwing van de ArenA. In de oriëntatiefase zijn zowel bij de afstudeerder als bij ARCADIS al enkele ideeën ontstaan over hoe de verbouwing kan plaatsvinden. Daarom zijn vergelijkbare projecten opgezocht om een idee te krijgen van de mogelijkheden.

- § Voor uitvoeringsaspecten van de verbouwing van een bestaand stadion wordt een vergelijking getrokken met het Olympia Stadion Berlin. Dit stadion heeft in 2006 een nieuw dak gekregen terwijl enkele grote activiteiten toch doorgang vonden.
- § Een honkbalstadion in Amerika is een goed voorbeeld hoe een dak opgevijseld kan worden.
- § Zowel voor de constructie, voor voetgangersstromen als architectonisch is een ruimtelijk vakwerk een geschikte oplossing. De Lightrail in Rotterdam is een goed voorbeeld hoe een dergelijk 'netkous' gebouwd wordt en hoe het eruit komt te zien.
- § Als extra onderzoek is gekeken naar de mogelijkheid om een stalen tribune toe te passen.

Genoemde punten geven de achtergrond aan van waar het in dit vooronderzoek werkelijk om draait: het opstellen van enkele constructieve concepten.

- § Voor een uitbreiding van grofweg 10.000 stoelen zijn twee richtingen waarin ontworpen kan worden: binnen de bestaande dakrand en buiten de bestaande dakrand (zie afbeelding 1.1). In eerste instantie wordt alleen naar de positie van de tribune gekeken en niet naar de draagconstructie. Vandaar dat deze als een wolkje is weergegeven. Pas daarna wordt een variant in staal en een variant in beton uitgewerkt.
- § Voor de grootschalige uitbreiding wordt een nieuwe tribune gemaakt die zover mogelijk naar binnen en zover mogelijk naar buiten steekt. Naar binnen wordt de afstand door zichtlijnen begrensd, naar buiten door de maximale afstand tot het eind van het speelveld. Dit is in de Probleemanalyse uitgelegd. Een idee van deze verbouwing geeft afbeelding 1.2.

Per concept wordt in dit rapport omschreven wat het idee is, en wat de belangrijkste constructieve aspecten zijn. In de bijlage wordt de berekening hiervan verder uitgewerkt. In dit rapport wordt enkel de conclusie gegeven.

Voor het opstellen van de concepten is het nodig eerst de belangrijkste uitgangspunten uit te werken. Daarvan is een apart hoofdstuk gemaakt. Tevens zijn de belastingen in een apart hoofdstuk opgenomen.

Ten slotte wordt een afweging van de verschillende concepten gemaakt. Doorslaggevend zijn de uitvoeringsaspecten van de verschillende concepten. In een studie naar de uitbreiding van de ArenA dient immers niet te lang bij wilde ideeën stilgestaan te worden, maar moet de haalbaarheid centraal staan.

2 Referentieprojecten

2.1 Olympia Stadion Berlin: nieuw dak

Het Olympia Stadion in Berlijn is een interessant referentieproject, aangezien het, evenals dit afstudeerwerk, de verbouwing van een bestaand stadion betreft.

Het oorspronkelijke stadion is gebouwd voor de Olympische zomerspelen van 1936 door architect Werner March. De capaciteit was toen 110.000 zitplaatsen. In het jaar 2000 is begonnen het stadion te renoveren voor de FIFA World Cup van 2006. Belangrijkste onderdelen van de verbouwing zijn een nieuwe overkapping en een vernieuwing van de onderste tribunerings. De kosten voor de verbouwing en uitbreiding bedragen 242 miljoen euro.



afb. 2.1 Overzichtsfoto's Olympia Stadion

BOUWPROCES

Op 3 juli 2000 werd ceremonieel het startsein voor de verbouwing gegeven, waarbij onder andere bondskanselier Gerhard Schröder en Franz Beckenbauer aanwezig waren.

De renovatie van het oude stadion werd stap voor stap gedaan. Voor de herbouw werd het stadion opgedeeld in 19 sectoren, beginnend bij noordoost. De bovenste ring werd grotendeels onberoerd gelaten, maar de onderste ring van zitplaatsen werd volledig herbouwd. Deze nieuwe ring vereiste ook dat het speelveld met 2,65 m werd verlaagd, zodat twee extra stoelrijen mogelijk werden en een kleinere afstand tussen het speelveld en de zitplaatsen gerealiseerd werd. In de omloop tussen de bovenste en de onderste ring werden 76 nieuwe VIP boxen geplaatst.

De renovatie werd uitgevoerd zonder het stadion te sluiten. Hoewel het stadion één grote bouwplaats was, vonden de wedstrijden in de nationale voetbalcompetitie van de voetbalclub Hertha BSC plaats, evenals de jaarlijkse DFB -Cup Finale en vanaf 2003 de thuiswedstrijden van het NFL-Europe team. De aannemer Walter Bau-AG garandeerde 55.000 zitplaatsen voor sportevenementen, en voor de DFB-Cup finales waren zelfs 70.000 zitplaatsen beschikbaar. Op 8 september 2004 werd de openingswedstrijd gehouden. De afronding van de werkzaamheden vond hierna plaats, zodat het stadion gereed was voor de FIFA World Cup in juli 2006.

DAKOPLOSSING

Het westelijk deel van de nieuwe overkapping is opengelaten omdat de historische opening bij de Marathon Gate behouden moest worden. Op deze manier bleef het zicht op het Maifeld en de Glockenturm behouden. Het schijnbaar zwevende dak is ondersteund door 20 ranke staalkolommen die in de bovenste ring staan. Binnenin het dak is één van de meest geavanceerde lichttechnieken toegepast, waaronder een "glare-free floodlight system" en een audio systeem met een vermogen van meer dan 150.000 Watt.

Het oppervlak van het dak beslaat 37.000 vierkante meter. Met 20 dakondersteunende kolommen is het totaalgewicht aan staal 3500 ton. Het dak is opgebouwd uit ranke stalen vakwerkliggers waarover een doek is gespannen. Aan de onderkant is het geheel afgesloten met semi-transparante platen.



juli 2002
inhijzen nieuwe oplegging



augustus 2002
slopen onderste ring



september 2002
plaatsing dakelementen



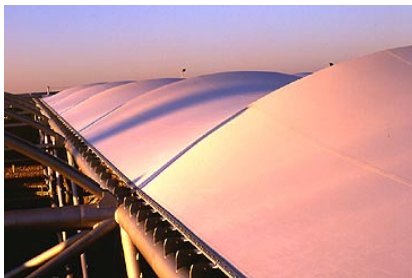
augustus 2003
kranen staan langs het veld



oktober 2003
bevestiging dak



september 2003
dakstructuur



januari 2004
het doek van het dak zit erop



april 2004
afwerking van semi-transparante
onderkant van het dak



september 2004
klaar!

afb. 2.2 Foto's van de verbouwing van het Olympia Stadion. Bron: www.olympiastadion-berlin.de

De onderste tribune is volledig opnieuw gebouwd, met een nieuwe hellingshoek. Hierdoor kwam de tribune dicht op het speelveld te liggen. Na de verbouwing was de capaciteit 76.000 zitplaatsen.

Wat kan hiervan leerzaam zijn voor de verbouwing van de Amsterdam ArenA?

Tijdsduur	Dit project heeft 4 jaar gekost. Naar verwachting is de verbouwing van de ArenA kleinschaliger, aangezien niet een hele ring afgebroken hoeft te worden en het veld niet ontgraven hoeft te worden.
Evenementen	Olympia Stadion Berlin laat zien dat het mogelijk is te verbouwen en toch een aantal belangrijke evenementen door te laten gaan.
Licht	Wanneer er voor een nieuw dak voor de ArenA gekozen wordt, kan dit stadiondak op enkele punten een voorbeeld vormen: Het glazen dak laat extra licht door voor het gras. Ook de semi-transparante delen geven extra licht in het stadion en zijn zeer strak afgewerkt. Met de juiste vormgeving kan met de dak dus een mooi ontwerp gemaakt worden. Naast de toetreding van licht is overigens ook de circulatie van lucht van belang.



afb. 2.3 Het geopende dak: rechts zijn drie dakpanelen 'opgestapeld', links twee



afb. 2.4 Het dak wordt bij het omcirkelde punt opgetild om een onderstel te vervangen



afb. 2.5 Een deel van één van de tien tweewielige onderstellen is vervangen

2.2 Hydraulisch liften van stadiondak

In South-Central Milwaukee ligt het Miller Park, een honkbal-stadion in de vorm van een waaier. Het dak bestaat uit 5 beweegbare delen die elk op twee rijdende onderstellen rusten. Zo kan het dak worden geopend en gesloten. De spanwijdte van het dak bedraagt 183 m en het oppervlak dat door de bewegende delen wordt afgesloten is 42.000 m². Vanwege een reparatie was het nodig elk dakdeel op te tillen met behulp van hydraulische vijzels. Vandaar dat dit project interessant vergelijkmateriaal is voor het geval het dak van de ArenA opgetild moet worden.

VERVANGING WIELOPLEGGINGEN

De dag nadat de Milwaukee Brewers in september 2006 hun laatste wedstrijd van het seizoen hadden gespeeld in Miller Park kwam een ander team in actie: metaalbewerkers, staalbouwmonteurs, bedrijfsingenieurs en werknemers. De taak waarop zij zich hadden voorbereid was een grote reparatie aan het beweegbare dak van het stadion: de vervanging van de tien onderstellen (aangedreven karretjes) waardoor de vijf beweegbare delen van het dak werden gedragen. Het 12.000 ton wegende dak is ontworpen in de vorm van een waaier. Elk van de vijf beweegbare delen draait om de "thuisplaat" en aan het andere uiteinde, dat 183 meter verder ligt, kan het op twee rijdende onderstellen worden bewogen.

De 6,7 meter lange, originele, rijdende onderstellen, waarvan er twee zich in de verre hoeken van elk waaivormig gedeelte bevinden, zijn voorzien van dubbele flenswielen die rijden over een 20 centimeter breed, cirkelvormig spoor dat zich ongeveer 42 meter boven de grond bevindt. Het originele onderstel van de wielen bleek ontoereikend te zijn voor de enorme last, en de dag na de thuisfinale van de Brewers in september moest het dak gedeeltelijk open worden gelaten toen een geleidingsrol van een onderstel verbrijzelde. Daar kwam nog bij dat de oude onderstellen cilindrische loopvlakken hadden. Dit effect kan het knarsende geluid veroorzaakt hebben, dat te horen was als de onderstellen over het spoor rolden. Het gevolg was dat de wielen vervangen moesten worden.

De nieuwe onderstellen zijn 7,3 meter lang en wegen, afhankelijk van hun positie, 49 of 66 ton. Het nieuwe onderstelontwerp bevat vier wielen, in twee paren opgesteld, in plaats van het vorige tweewielige ontwerp.



afb. 2.6 Een oud onderstel wordt weggevoerd. Twee cilinders heffen tegen voor dit doel aangebrachte klemmen, net als de andere twee cilinders aan de andere kant van het spoor.

HET DAK OPTILLEN

De vervanging van elk onderstel was ongecompliceerd: til het dak op, verwijder het oude onderstel, plaats vervolgens het nieuwe onderstel en laat het dak zakken. Het uitvoeren was iets ingewikkelder. "De voorbereidingen voor het heffen van de dakpanelen vroeg veel werk," zei ingenieur Ronning, terwijl hij uitlegt dat de klemmen van de hefcilinders apart moesten worden ontworpen, gemaakt en geïnstalleerd, net als de platforms.

Volgens Dale Anderson, voorman metaalbewerkers /projectmanager voor Price Erecting, de aannemer die het grootste gedeelte van het werk uitvoerde, moest er ook rekening worden gehouden met zijdelings bewegen tijdens het hefproces. Bij de werkzaamheden op 183 meter afstand van het thuisplaatscharnier, werd thermische uitzetting en inkrimping geconstateerd en kon ook het effect van de wind niet worden genegeerd.

De afzonderlijke dakdelen van het stadion werden in tien afzonderlijke hefacties geheven waarbij ieder keer een van de onderstellen werd vervangen. Elke keer werd het dak 102-152 mm geheven. Het oude onderstel kon op eigen kracht worden weggereden en de nieuwe onderstellen werden eronder gerold waarna het dak werd neergelaten op een aslager en zo op de plaats terugkwam. Een hijskraan van 500 ton bracht de oude onderstellen naar beneden en hief de nieuwe onderstellen naar boven.

HYDRAULICA BIEDT HEFKRACHT

Het gewicht dat werd getild liep op tot ongeveer 800 ton, zodat het gebruik van vier 300 ton, 700 bar, 300 mm Enerpac-slagcilinders voor elke heffing voor een veiligheidsmarge in de capaciteit zorgde. De cilinders werden verbonden door een normaal verdeelstuk en gevoed door een 9,3 kW 700 bar elektrische pomp van Enerpac.

De cilinders waren voorzien van blokkeringsringen om te garanderen dat de last werd vastgehouden. En in de leiding tussen de pomp en het verdeelstuk werd een afsluitventiel gebruikt. Het afsluitingsventiel bevatte een controleventiel met een handmatig bestuurbare terugslag.

Bij de 300 ton cilinders ging het om cilinders van het type enkelwerkend met last retour. Om te zorgen voor actief neerlaten was de Enerpac-pomp uitgerust met een ventiel met een Venturi-functie om voor de negatieve druk te zorgen wanneer dat nodig was. Het hydraulische systeem werd voor het werd ingezet, eerst opgebouwd en uitvoering getest.

Jim Ronning legt uit dat de cilinders op een 38 mm dikke stalen plaat, een Teflonplaat, en vervolgens een plaat van gepolijst, roestvast staal leunden om zijdelings bewegen tijdens de heffingen op te vangen.



afb. 2.7 In deze lift waren de cilinders in een groep van vier opgesteld. De cilinders zijn voorzien van ronde koppen en rusten op een Teflon-"sandwich" om het zijdelingse bewegen op te vangen.

TEN SLOTTE

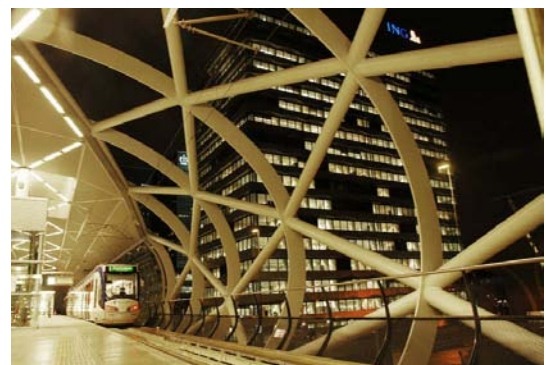
Alle tien nieuwe onderstellen staan op hun plaats en verwacht wordt dat al het werk af is voor de opening in 2007. De totale kosten worden geschat op 10-11,5 miljoen euro, een nauwkeuriger schatting is niet mogelijk als gevolg van het feit dat er te weinig inzicht is in de precieze arbeidskosten gedurende het winterseizoen.

Miller Park biedt plaats aan een schare trouwe fans. In een onderzoek onder fans in 2005 van de Sports Illustrated werd het honkbalveld als beste beoordeeld, gebaseerd op de waarde per uitgegeven dollar. Stadionofficials zijn trots dat niet een van de meer dan 550 evenementen die gedurende het

zesjarige bestaan plaatsvonden, vanwege het weer werd afgezegd. Het is dus zeer begrijpelijk dat zij blij zijn met het nieuwe en betrouwbaarder werkende dak.



afb. 2.8 Randstadrailstation Beatrixlaan, Den Haag, 800 m lang



afb. 2.9 Fabriek, verbouwing aug.2005, in bedrijf

2.3 Lightrail Beatrixlaan: ruimtelijk vakwerk met grote overspanning

In de *Haalbaarheidsstudie varianten uitbreiding toeschouwerscapaciteit* door Arcadis (augustus 2006) werd in het adviesontwerp een ronde draagstructuur gebruikt. Als referentieproject laat Lightrail Beatrixlaan zien wat er zoal mogelijk is op dit gebied: namelijk een slanke en zeer transparante constructie, een fraai stukje architectuur.

CONSTRUCTIE

Het ontwerp van de lightrail is van Zwarts en Jansma. Op hun website ¹ beschrijven ze de constructie:

Station en viaduct voor Randstadrail

constructeur: Gemeentewerken Rotterdam
opdrachtgever: Stadsgewest Haaglanden
ontwerp: 1999 | 2006
bouwsom: euro 31.285.100,- (exclusief spoor, bovenleidingen en beveiliging)

Randstadrail is een project voor een nieuwe railverbinding voor het gebied tussen Den Haag en Rotterdam. De verbinding loopt gedeeltelijk over bestaand tram- en treinspoor en wordt aangevuld met nieuwe deeltrajecten. In het centrum van Den Haag, in kantorenwijk Beatrixkwartier, moet een verbinding komen tussen het tramviaduct bij halte Ternoot en de NS-spoordijk nabij station Laan van NOI. Daarvoor wordt over de lengte van de Beatrixlaan een viaduct gebouwd, met halverwege een nieuw station.

De ruimtelijke buisconstructie van het viaduct volgt de curve die Joan Busquets heeft vastgelegd voor de rooilijnen en de wegen in de Beatrixlaan. Voor de aansluiting op het bestaande tramviaduct over de Utrechtse Baan zal de bestaande halte Ternoot worden verplaatst. Ook voor Ternoot is een volledig nieuwe halte ontworpen. Over een lengte van vierhonderd meter bestaat het viaduct uit een ruimtelijke constructie van ringen van plaatstaal met een doorsnede van circa tien meter, door diagonaal geplaatste buizen met elkaar verbonden tot een open buisconstructie. Deze elementen werden gemonteerd in delen van 5 stramienen (zie afbeelding 2.9, middelste foto). De relatief grote constructieve hoogte van de buis maakt het eenvoudig om de hier benodigde overspanning te maken. De constructie wordt gedragen door V-vormige kolommen en biedt ruimte aan twee sporen voor passerende railvoertuigen. Dankzij de grote overspanningen van veertig en vijftig meter staan op maaiveldniveau relatief weinig kolommen. Het zicht op ooghoogte wordt nauwelijks belemmerd, zodat de verkeersveiligheid niet in het gedrang komt.

Het nieuwe station Beatrixlaan krijgt een middenperron. De sporen buigen uit elkaar ter plaatse van het perron. De ontsluiting van dit type perron is compact; trappen en lift worden door reizigers voor beide richtingen gebruikt. De ruimtelijke vorm van het station volgt uit een combinatie van het alignement en het profiel van vrije ruimte. Dat wil zeggen dat het stationsgebouw precies genoeg ruimte maakt om de railvoertuigen in de ideale curve om het perron te laten rijden. Bovendien is het perron breed waar mensen staan te wachten en smaller ter plaatse van de toegangstrappen.

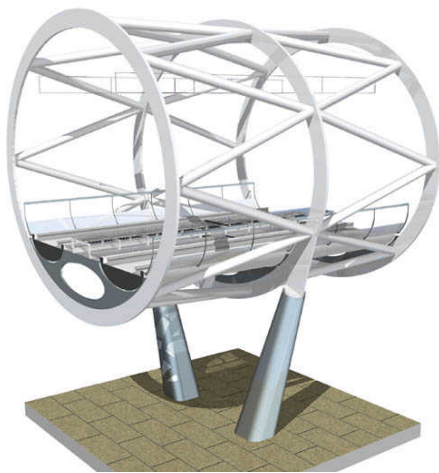
Ter plaatse van het station bestaat de constructie uit betonnen spoorliggers, waartussen het perrondek wordt opgehangen. Op deze spoorliggers worden ook de spanten gemonteerd die het dak en de glazen windschermen dragen. De ruimtelijke buisconstructie van het viaduct en het station lopen vloeiend in elkaar over.

De overkapping is als dicht deel van de constructie asymmetrisch over het station gepland en volgt de spiraalvorm van de constructie. Railvoertuigen stoppen aan de voorzijde van het perron, ook wanneer ze korter zijn dan maximaal. Aan weerszijden van het perron zal het grootste aantal wachtenden dus diagonaal tegenover elkaar op het middenperron staan te wachten. Daar waar de meeste wachtende reizigers te verwachten zijn, is het overdekte oppervlak van het perron het grootst.

¹ Zie www.zwarts.jansma.nl/artefact-588-nl.html



afb. 2.10 Overzichtstekening



afb. 2.11 Tekening van de oplettingen

Het ontwerp voor de lightrail heeft veel positieve waardering gekregen, want:

- § Beatrixkwartier Den Haag is genomineerd voor de Neprom-prijs 2007 voor locatieontwikkeling.
- § Lightrailstation Beatrixlaan is genomineerd voor BNA Gebouw van het Jaar 2007, een prijs uitgereikt door de Nederlandse vakorganisatie van architecten BNA

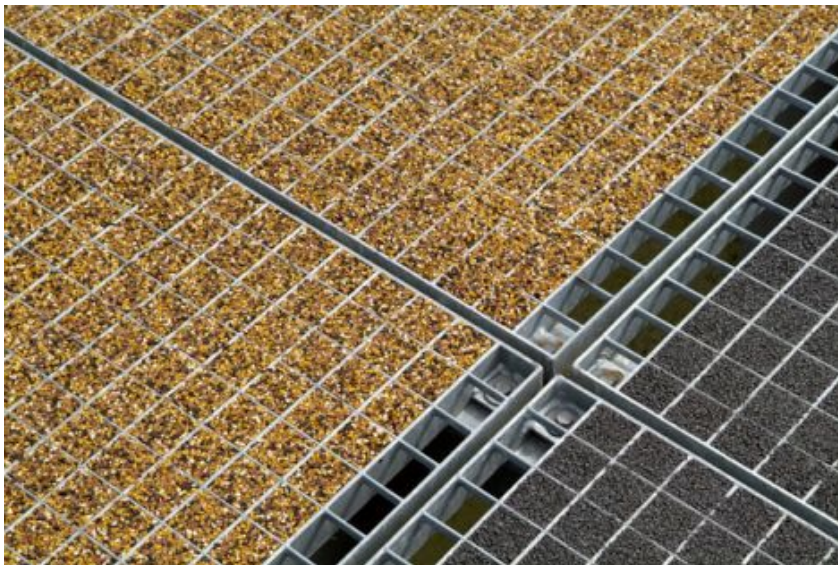
EVALUATIE

constructie	Om een mooie rond vorm te krijgen, worden cirkels van plaatstaal toegepast, met daartussen de diagonalen. In deze cirkel worden de krachten ingeleid. Overspanningen van 50 m kunnen gemakkelijk gerealiseerd worden. Voor dit rapport zou het te ver voeren om precies de belastingen van de tram te achterhalen; deze belasting wordt iets lager geschat dan de personenbelasting van een tribune. Wanneer de constructie voor de ArenA, zoals in concept 1 t/m 3, een overspanning van 100 m heeft, zullen dus zwaardere profielen dan bij deze lightrail gebruikt moeten worden.
uitvoering	Delen van ongeveer 20 meter werden in één keer ingehesen en aan elkaar gemonteerd.
kosten	De 'netkous' van 800 m lang kost 31 miljoen euro. Ter vergelijking: de omtrek van de ArenA is 675 m.

2.4 Onderzoek naar toepassingsmogelijkheden Artdeck®

Soms is het wenselijk om een lichte constructie te gebruiken, bijvoorbeeld wanneer er zeer grote overspanningen zijn. Voor een tribune wordt meestal beton gebruikt, maar voor een goede vergelijking wordt in deze paragraaf gekeken naar de mogelijkheid van toepassing van stalen tribunes.

WAT IS ARTDECK?



afb. 2.12 Artdeck

Onder de naam Artdeck® levert BRS een gepatenteerd product waarbij stalen roosters geheel of gedeeltelijk gevuld zijn met EPDM of bandengranulaat. Met Artdeck kunnen waterdoorlatende zelfdragende beloopbare oppervlakken worden gemaakt, die mensen met hoogtevrees een veilig gevoel geven. Sinds kort is er ook Artdeck 'Drain Controlled', een eveneens gepatenteerd product, waarbij het regenwater wordt opgevangen.

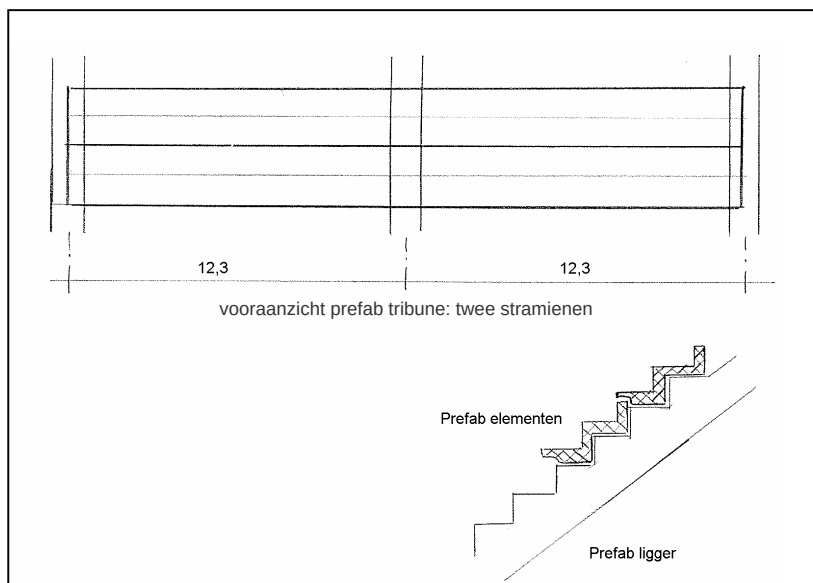
De firma BRS brengt ook Lightdeck® op de markt. Dit product bestaat uit aluminiumprofielen die ook gevuld zijn met bandengranulaat. De vulling van de profielen is brandwerend, maar aangezien aluminium heel snel smelt bij heftige brand, is het niet veilig genoeg voor toepassing als tribune. Artdeck bestaat uit stalen profielen, en is dus langer tegen hoge temperaturen bestand. Maar ook met Artdeck moeten maatregelen ter verbetering van de brandwerendheid genomen worden.

PRODUCTEIGENSCHAPPEN

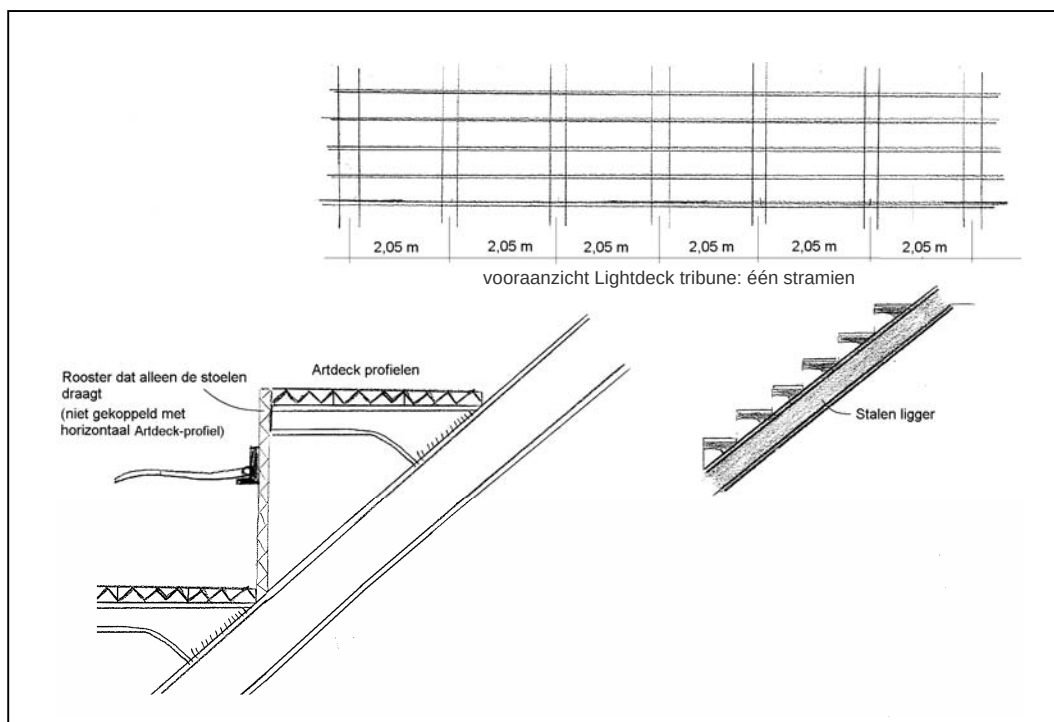
Stalen roosters of houten dekken, worden in ons klimaat snel glad. Artdeck blijft echter stroef en is daarom veiliger. Door de openingen van de roosters te vullen met gegraneerde autobanden of EPDM ontstaat het voor Artdeck zo karakteristieke oppervlak. Naast zwart bandengranulaat is Artdeck verkrijgbaar in vele kleuren en kleurmengsels. Het EPDM kunststof granulaat levert een 'door en door' gekleurd oppervlak op, echter een lichte verkleuring onder invloed van UV-straling is mogelijk. Het granulaat is vlamdovend, en indien nodig, te reinigen onder hoge druk. Het is ook mogelijk de roosters te vullen met glaskorrels of grind!



Afb. 2.13 Brug te IJburg, trappen op tunneltracé Sytwende en 'Vliegende tapijten' in Maastricht



afb.2.14 Tribuneontwerp in prefab beton



afb. 2.15 Tribuneontwerp in staal en Artdeck profielen

TOEPASSINGSGEBIEDEN

Artdeck is toe te passen in traptreden, bordessen, brugdekken of galerijen. Oppervlakken die geschikt zijn voor voetgangers en fietsers, maar bij het gebruik van het juiste type rooster zijn ook zware belastingen mogelijk. Overigens kan BRS ook de gehele trappen of bruggen leveren.

MILIEU EN GELUID

Doordat het product een lange levensduur heeft en de onderhoudskosten laag zijn is Artdeck een milieuvriendelijke oplossing. De verwachting is dat schoon bandengranulaat op termijn beschikbaar is. Naast de bekende eigenschappen van Artdeck bezit dit materiaal trillingdempende en contactgeluiddempende eigenschappen.

MOGELIJKHEDEN VOOR EEN STADION

In vergelijking met conventionele betonnen tribunes kan Artdeck interessante mogelijkheden geven. Om een afweging tussen beide te kunnen maken, wordt een schetsontwerp in staal (Artdeck) gemaakt. Deze wordt vergeleken met de bestaande betonnen tribune.

Stel dat gekozen wordt voor een rooster met maaswijdte 33 mm x 66 mm (dragende en haakse strips), hoogte 40 mm en dikte 1,5 mm. Het stalen profiel heeft dan de volgende eigenschappen (per strip):

$$\begin{aligned} I_{zz} &= \frac{1}{12} b h^3 = 8000 \text{ mm}^4 \\ W &= \frac{1}{6} b h^2 = 400 \text{ mm}^3 \\ A &= 60 \text{ mm}^2 \\ b &= 33 \text{ mm} \\ f_y &= 235 \text{ N/mm}^2 \\ M_u &= W \cdot f_y = 400 \cdot 235 = 94\,000 \text{ Nmm} = 0,094 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Voor de personenbelasting op een tribune geldt een verdeelde variabele last (i.p.v. een puntlast):

$$\begin{aligned} p &= 5,0 \text{ kN/m}^2 \\ b_{\text{profiel}} &= 0,033 \text{ m} \\ q &= 5,0 \cdot 0,033 = 0,165 \text{ kN/m} \\ M_{\text{var}} &= \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 \end{aligned}$$

Voor overspanning L wordt het bestaande stramien van 12,3 m opgedeeld in 6 delen, dus $L = 2,05 \text{ m}$. Voor het maatgevende moment geldt dan:

$$\begin{aligned} M_{\text{var}} &= \frac{1}{8} \cdot 0,165 \cdot 2,05^2 = 0,087 \text{ kNm} \\ M_{\text{var}} &< M_u \quad \text{dus voldoet} \end{aligned}$$

Het voorgestelde staalprofiel voldoet bij een overspanning van 2,05 m hebben. In dit stadium wordt ervan uitgegaan dat de haakse profielen genoeg stabiliteit geven. Dit moet nog proefondervindelijk worden vastgesteld.

Het vergelijkende ontwerp is links weergegeven in afbeeldingen 2.14 en 2.15.

Het belangrijkste voordeel van staal t.o.v. beton is de gewichtsbesparing van ongeveer een factor 10 (zonder gordingen):

$$\begin{aligned} \text{eigen gewicht prefab tribune (zie bijlage berekening concept 1, p.6)} & \quad p = 8,6 \text{ kN/m}^2 \\ \text{eigen gewicht Artdeck (hor.+ vert.deel)} & \quad p = 0,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

CONCLUSIE

Wanneer een stalen tribune van Artdeck toegepast wordt, zijn 6x zoveel gordingen nodig als bij het bestaande prefab betonontwerp. Een hart op hart afstand van 2,05 is ongeveer het maximaal mogelijke bij profielen van 4 cm dik.

De belasting van het eigen gewicht op de gordingen is ongeveer een factor 10 kleiner. In het uiteindelijke ontwerp moet gekeken worden of deze besparing van de permanente belasting belangrijk genoeg is ten opzichte van de andere belastingen. Aangezien zowel de variabele belasting op de

tribune als de belasting op het dak beide erg groot zijn, valt de gewichtsbesparing misschien in het niet.

Tevens moet worden overwogen of de gewichtsbesparing opweegt tegen de extra tijd en dus kosten voor de bouw ervan. Zes keer méér liggers dan een betonnen tribune is aanzienlijk meer werk, aangezien er bij staal ook veel tijd voor bouten en lassen nodig is.

De voor- en nadelen van Artdeck wordt voor verschillende toepassingen vergeleken in onderstaande tabel.

Toepassing	Voordelen	Nadelen
Tribunes	Minder eigen gewicht dan beton.	Óf er is een primaire draagstructuur nodig om de treden van de tribune te kunnen maken, óf er moeten speciale traptreden gemaakt worden die constructief dragend kunnen zijn. Beton kan gemakkelijk constructief uitgevoerd worden.
	Architectonisch vernieuwend t.o.v. beton.	Lager eigen gewicht geeft eerder problemen met eigen frequentie.
	Snelle montage mogelijk en dus besparing bouwkosten.	Niet waterdicht, dus als iemand zijn drinken laat vallen, sijpelt het door naar beneden.
Trappen	Hogere geluidsdemping dan open roosters.	Moet architectonisch wel aansluiten bij de rest van het ontwerp.
	Snelle montage.	Waterdoorlatend
Loopplatforms	Goede oplossing: stroef en licht.	Waterdoorlatend. Afhankelijk of hieronder ook mensen lopen/zitten is dit een minder groot probleem.

tabel 2.1 Voor- en nadelen van Artdeck

Een definitieve afweging kan pas gemaakt worden wanneer het concept-ontwerp klaar is.

3 Belangrijke uitgangspunten

Bij het ontwerpproces zijn twee belangrijke uitgangspunten die nu eerst behandeld moeten worden. Ten eerste de vraag hoe breed de tribune moet zijn om het gewenste aantal zitplaatsen te creëren. Ten tweede het feit dat de twee lange zijden van de ArenA vrij van kolommen moeten blijven, aangezien aan één kant een nieuw hoofdgebouw komt.

3.1 Breedte en positie nieuwe tribune

Voordat er een concept gemaakt wordt, wordt gekeken welke ruimte nodig is voor de uitbreiding. De doelstelling is allereerst om 10.000 stoelen te realiseren. Wanneer tegen geringe kosten méér stoelen geplaatst kunnen worden, wordt deze optie overwogen.

Voor de uitbreiding zijn drie opties, zoals beschreven in de Aanpak:

1. Onder de bestaande rand blijven, zodat het dak 'slechts' opgetild en niet naar buiten uitgebreid hoeft te worden;
2. Vanaf de bestaande rand naar buiten uitbreiden;
3. Zowel boven de bestaande tweede ring als aan de buitenkant de ruimte gebruiken.

In deze paragraaf worden twee tabellen getoond die de benodigde ruimte berekenen voor uitbreiding naar binnen en naar buiten. De uitgangspunten voor deze berekening zijn:

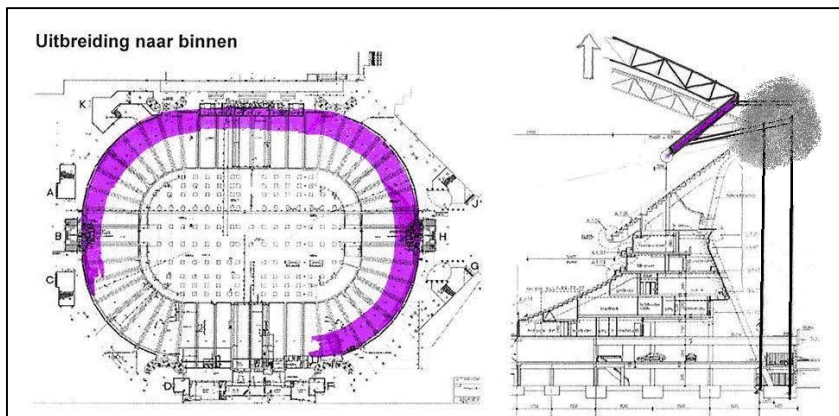
- § oppervlakte-efficiënte = 0,85 (zie probleemanalyse). Wordt bepaald door benodigde gangpaden en entree-openingen.
- § aantrede = 800 mm
- § h.o.h. stoelen = 0,50 m
- § De breedte van de tribune is gelijk, zodat er geen verspringende delen zijn.

Ter vergelijking wordt de breedte van de bestaande tribunes gegeven:

	Aantal rijen	Aantal stoelen
Ring 1	17	23.000
Ring 2	26	28.000

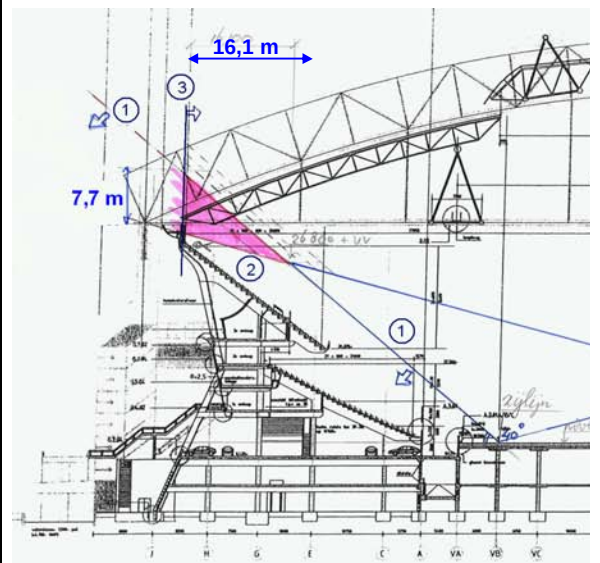
tabel 3.1 Bestaande tribunes

UITBREIDING NAAR BINNEN



afb. 3.1 Uitbreiding binnen het bestaande dak

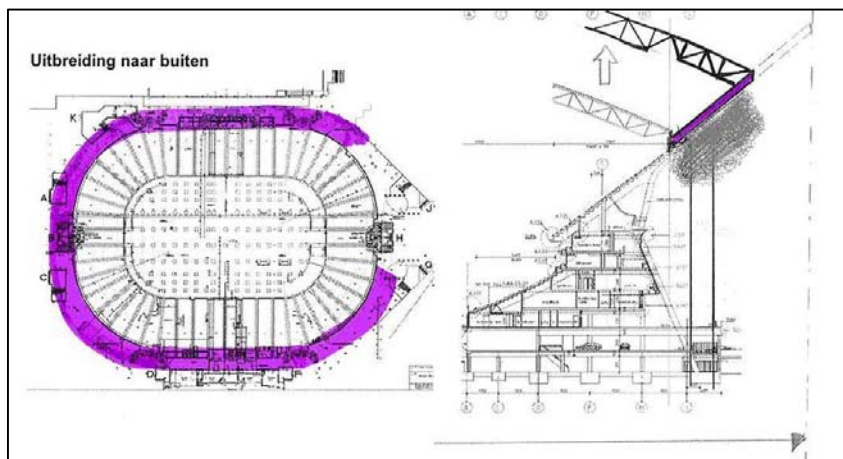
Uitbreiding naar binnen				
rij <i>n</i>	cum. breedte <i>B</i> [m]	totale rijlengte <i>L</i> [m]	eff. aantal stoelen [-]	cum. stoelen [-]
1	0,8	659	1120	1120
2	1,6	654	1112	2232
3	2,4	649	1103	3335
4	3,2	644	1095	4430
5	4,0	639	1086	5517
6	4,8	634	1078	6594
7	5,6	629	1069	7664
8	6,4	624	1061	8724
9	7,2	619	1052	9777
10	8,0	614	1044	10821
11	8,8	609	1035	11856
12	9,6	604	1027	12883
13	10,4	599	1018	13901
14	11,2	594	1010	14911
15	12,0	589	1001	15912
16	12,8	584	993	16905
17	13,6	579	984	17889
18	14,4	574	976	18865
19	15,2	569	967	19832
20	16,0	564	959	20791
$=0,8 \cdot n$			$=L \cdot 0,85 / 0,50$	



tabel 3.1 Benodigde ruimte bij uitbreiding van de tribune onder het bestaande dak

- § Wanneer het maximale uit de beschikbare ruimte onder het dak gehaald wordt, heeft men effectief ongeveer 15 m voor stoelen over. Er wordt een breedte van ongeveer 1,0 m voor constructie gereserveerd. De beschikbare ruimte wordt bepaald door zichtlijnen, hetgeen in de Probleemanalyse al is besproken. In deze ruimte passen 19 rijen = 19.832 stoelen. Deze maximale uitbreiding onder het dak brengt het totaal aantal stoelen op ongeveer 71.500, een uitbreiding van 38 %. Dit is enkel gewenst bij een hoog ambitieniveau, aangezien er wel een zware constructie nodig zal zijn om de uitkraging te realiseren.
- § Met een hellingshoek van 40° wordt de totale hoogte van de tribune 12,8 m. Het dak dient bij een uitbreiding van 20.000 stoelen dus 12,8 m opgevijseld te worden. De opening die dan ontstaat, zal afgedicht moeten worden op een architectonisch verantwoorde wijze.
- § Voor een uitbreiding van 10.000 stoelen is de benodigde breedte = 8,0 m. Het dak moet dan 6,7 m opgevijseld worden. Zowel de verticale- als torsiebelasting is dan de helft minder.
- § De benodigde constructie bij uitbreiding naar binnen wordt buiten het bestaande bouwwerk geplaatst, en kan er ongeveer uitzien zoals afbeelding 3.1 is aangegeven.

UITBREIDING NAAR BUITEN



afb. 3.2 Uitbreiding buiten het bestaande dak

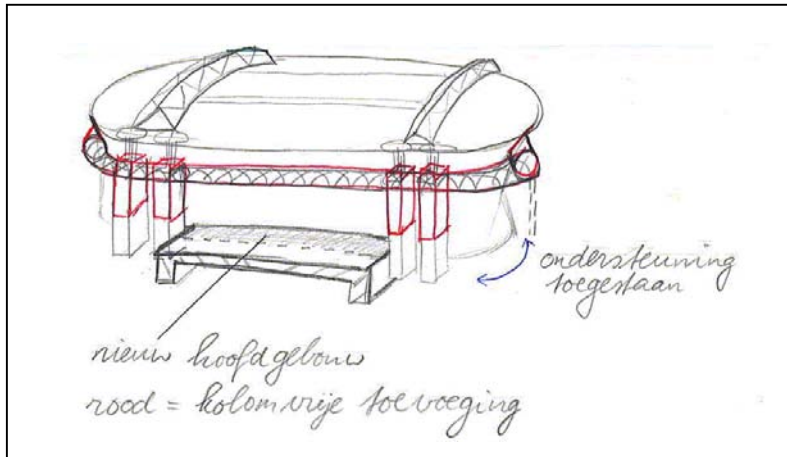
Uitbreiding naar buiten				
rij <i>n</i>	breedte B [m]	totale rijlengte L [m]	eff. aantal stoelen [-]	cum. stoelen [-]
1	0,8	669	1137	1137
2	1,6	674	1146	2283
3	2,4	679	1154	3437
4	3,2	684	1163	4600
5	4,0	689	1171	5772
6	4,8	694	1180	6951
7	5,6	699	1188	8140
8	6,4	704	1197	9336
9	7,2	709	1205	10542
10	8,0	714	1214	11756
11	8,8	719	1222	12978
12	9,6	724	1231	14209
13	10,4	729	1239	15448
14	11,2	734	1248	16696
15	12,0	739	1256	17952
16	12,8	744	1265	19217
17	13,6	749	1273	20490
18	14,4	754	1282	21772
19	15,2	759	1290	23062
20	16,0	764	1299	24361
21	16,8	769	1307	25668
22	17,6	774	1316	26984
23	18,4	779	1324	28308
24	19,2	784	1333	29641
=0,8*n		=L*0,85/0,50		

tabel 3.2 Benodigde ruimte bij uitbreiding van de tribune buiten het bestaande dak

- § Benodigde breedte voor 10.000 stoelen = 7,2 m. Vanwege de grotere straal is er één rij minder nodig dan bij uitbreiding onder het bestaande dak.
- § Extra breedte i.v.m. ruimte voor oplegging en afstand van bestaande constructie = 0,8 m
- § Totale uitbreiding naar buiten 9 rijen = 8,0 m.

3.2 Kolomvrije ruimte aan lange zijden

Zoals in de probleemanalyse al is vermeld, komt aan één lange zijde van de ArenA een nieuw hoofdgebouw. Voor de eenvoud wordt er voorlopig vanuit gegaan dat het ontwerp symmetrisch is en dat beide zijden een kolomvrije overspanning moeten hebben die de tribune draagt. Dus zowel met aanpassing van het dak als met een nieuw dak geldt deze eis.



afb. 3.3 Ter plaatse van het nieuwe hoofdgebouw kunnen geen kolommen toegevoegd worden

4 Belastingen algemeen

VERANDERLIJKE BELASTINGEN ALGEMEEN

Zitgedeelten tribune	$\phi = 0,25$	$p = 4 \text{ kN/m}^2$
Loopgedeelten		$p = 5 \text{ kN/m}^2$
Vloer nivo 3 - nivo 7		$p = 5 \text{ kN/m}^2$
Vloer nivo 2		$p = 10 \text{ kN/m}^2$
Vloer nivo 1		$p = 2 \text{ kN/m}^2$
Tunnel		$p = 15 \text{ kN/m}^2$

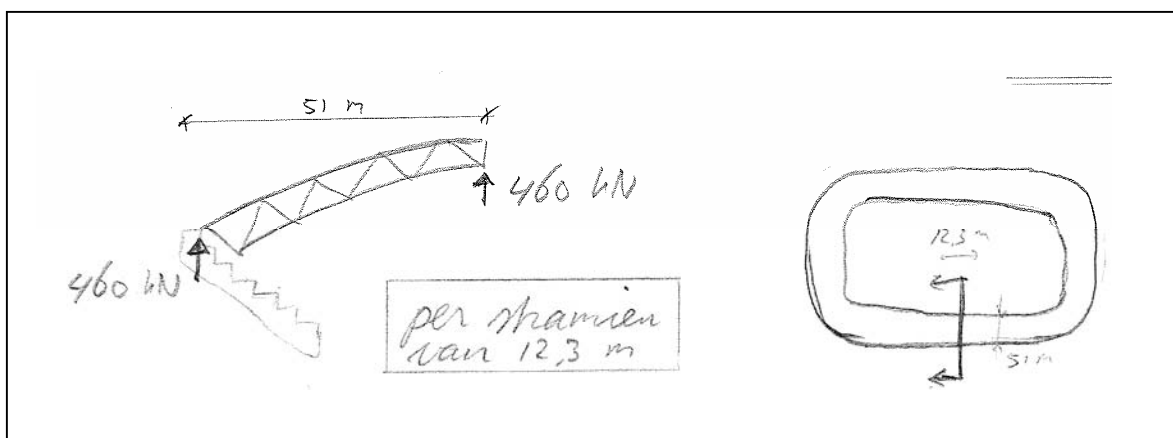
BELASTINGEN VAN HET DAK OP DE TRIBUNE

Eigen gewicht

Totaal gewicht dak	4600 ton
§ helft gaat via de bogen naar de torens	2300 ton
§ helft rust op de rand van de tribune	2300 ton

Dak is opgedeeld in 50 stramien, oplegreactie per gording
(met breedte 12,3 m) = $2300 / 50 = 46 \text{ ton} = 460 \text{ kN}$

Dit is een conservatieve aanname, omdat in de 4600 ton ook de beweegbare delen meegerekend zijn, terwijl deze via de hoofdbogen afgedragen worden, en niet via de tribune.



afb. 4.1 Belasting vanuit het dak op de tribune

Veranderlijke belasting

Maatgevend: sneeuwbelasting

$$p_{\text{rep}} = C_i \cdot p_{\text{sn, rep}}$$

$$C_i = 0,8$$

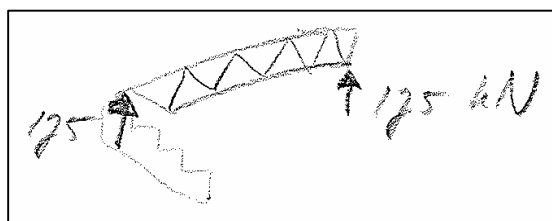
$$p_{\text{sn, rep}} = 0,7 \text{ kN/m}^2$$



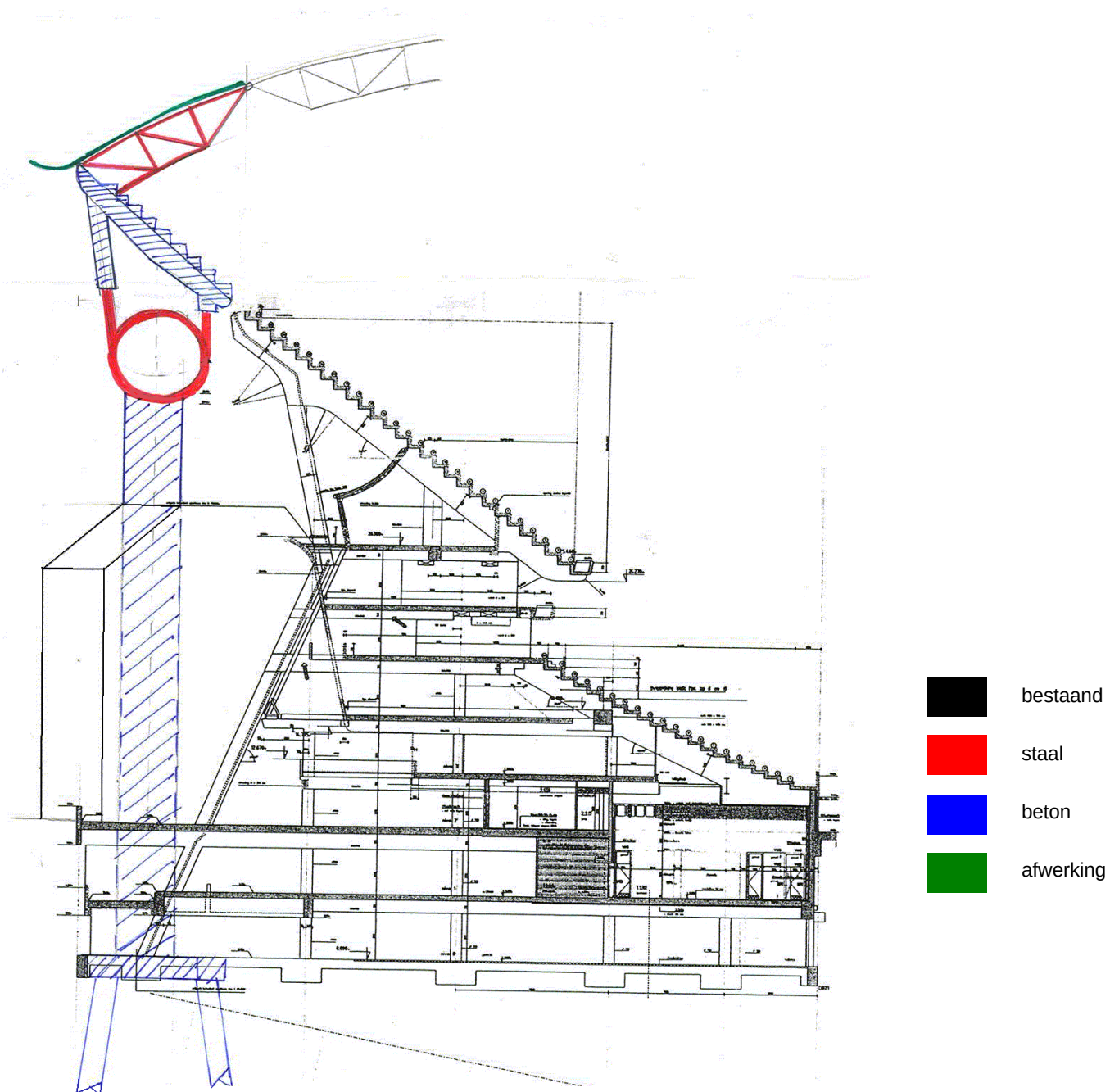
$$p_{\text{rep}} = 0,8 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 12,3 \cdot 25,5 = 314 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{rep}} = A \cdot p = 175 \text{ kN}$$



afb. 4.2 Sneeuwlast op tribune



afb. 5.1 Concept 1 - de staalvariant: Doorsnede tribune met (in kleur) de nieuwe delen voor een stalen draagconstructie

5 Concept 1: Uitbreiding naar buiten

5.1 Idee

In de haalbaarheidsstudie van ARCADIS wordt aanbevolen het bestaande dak op te vijzelen, en dan een derde ring te bouwen. Zowel concept 1 als concept 2 gaat op dit idee verder in.

In concept 1 wordt onderzocht of de bestaande tribune naar buiten valt uit te breiden, aangezien er dan gemakkelijk een draagconstructie recht onder de nieuwe tribune geplaatst kan worden, zie afbeelding 1.1. Hierdoor is de excentriciteit van de tribune ten opzichte van de draagconstructie zo klein mogelijk. Dit veroorzaakt dus minder torsie dan wanneer de nieuwe tribune helemaal tot onder het bestaande dak moet overhangen. In de volgende paragraaf wordt ingegaan op dit gedrag.

In afbeelding 5.1 is de variant in staal weergegeven, in afbeelding 5.15 de variant in beton.

Om kolomvrij over het nieuwe hoofdgebouw te komen, wordt een kokerprofiel tussen de twee torens 'opgehangen'. Tussen de bestaande trappenhuizen wordt een extra toren gebouwd die de koker draagt. Deze koker draagt de tribune erboven, en gaat ook de bochten van de ArenA om. Hoeveel steunpunten in de bocht nodig zijn hangt af van het materiaal en de afmetingen van de koker. In dit hoofdstuk wordt er kort op ingegaan. In de volgende fase kan dit gedrag geoptimaliseerd worden.

5.2 Mechanica

Enkele aspecten zijn belangrijk voor het mechanische gedrag: buiging, wringing, de opleggingen en openingen in de koker. In de bijlage is de uitgebreide berekening gedaan; op deze plaats wordt aangegeven welke stappen gemaakt zijn.

BUIGEND MOMENT

Vanwege de grote overspanningen treden er grote momenten op in de kokerligger. De overspanning op het rechte stuk is 100 m, de hele bocht om is ongeveer 250 m. Omdat de koker helemaal rondom de ArenA loopt, is het verstandig deze ook constructief door te koppelen. Hierdoor wordt het maximale moment gereduceerd. Bij gelijk gewicht aan beide kanten, dus als een volledige inklemming, is het maatgevende moment het steunpuntmoment:

$$M_d = \frac{1}{12} \cdot q \cdot L^2.$$

Een halve bocht is 120 m langs de systeemlijn. De rechte afstand tussen de oplegpunten in de bocht is 107 m. Voor de berekening van het moment is uitgegaan van $L = 120$ m om de berekening niet onnodig gecompliceerd te maken. Eigenlijk is dit niet helemaal correct, want de lengte is nu te groot en de belasting te weinig gerekend. Hiermee is het moment met een factor

$$M_{\text{berekend}} = q_{\text{gebruikt}}/q_{\text{werkelijk}} \cdot L_{\text{gebruikt}}^2 / L_{\text{werkelijk}}^2 = 107/120 \cdot 120^2/107^2 = 1,12 \text{ te groot.}$$

Deze marge van 12% geeft in de ontwerpfase ruimte voor (kleine) aanpassingen. De kans dat bij nauwkeuriger berekening de profielen aangepast moeten worden is nu kleiner. Daarom is het niet erg om in de ontwerpfase de belastingen aan de hoge, dus veilige kant in te schatten.

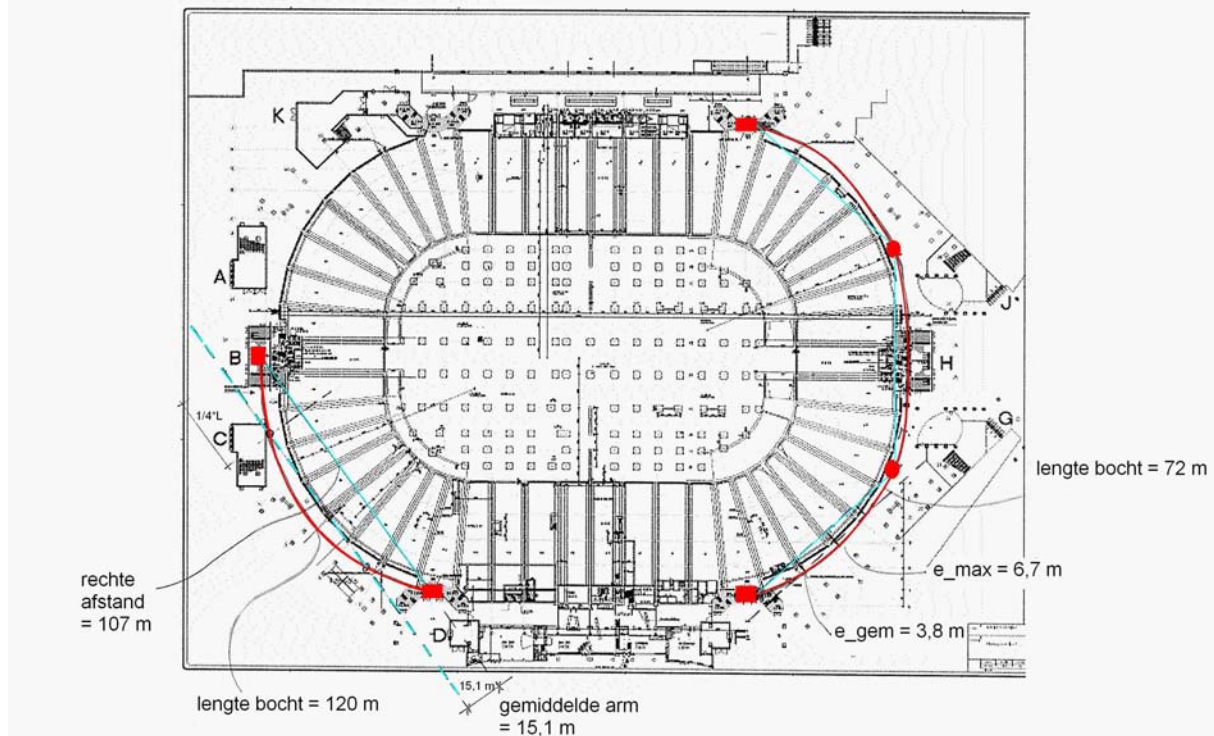
Buigend moment op recht stuk:	$M_d = 260.000 \text{ kNm}$
Buigend moment in de bocht:	$M_d = 375.000 \text{ kNm}$

WRINGEND MOMENT

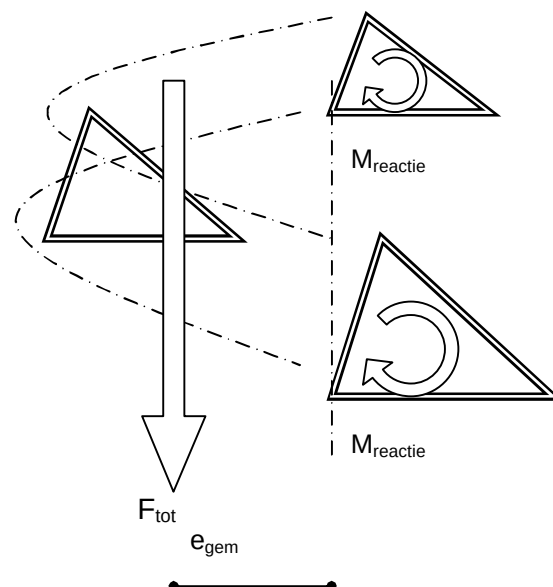
Er is behalve het buigende moment een tweede probleem, namelijk wringing. Er zijn twee oorzaken voor wringing, namelijk de excentriciteit van de tribune ten opzichte van de koker, en de bocht van de netkous aan beide korte kanten van de ArenA.

Concept 1 Excentriciteit in de bocht

Bij twee verschillende overspanningen



afb. 5.2 Excentriciteit van systeemlijn t.o.v. opleggingen bij een lange overspanning (links) en kortere overspanning (rechts)



afb. 5.3 Excentriciteit en opgewekt moment

De wringing in de bocht komt vanwege de excentriciteit van de belasting ten opzichte van de oplegpunten (zie figuur 5.3).

Op de helft van de overspanning is de maximale excentriciteit: bijna 20 m. De excentriciteit op een kwart van de overspanning is het gewogen gemiddelde voor de berekening van het moment. Deze bedraagt $e_{\text{gem}} = 15,1$ m.

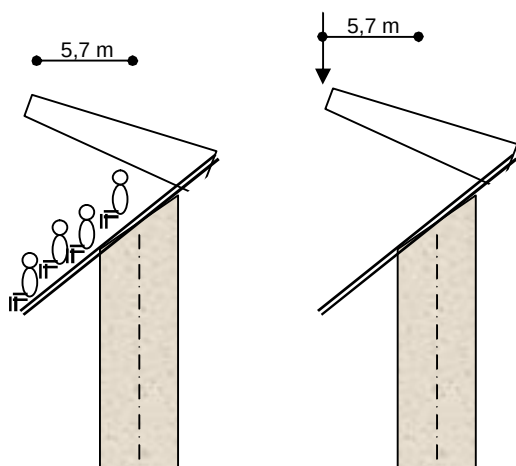
Op de rechterhelft is het geval getekend wanneer er totaal 8 steunpunten zijn. De excentriciteit is dan beduidend minder: $e_{\text{gem}} = 3,8$ m.

Wringend moment in de bocht:

$$\begin{aligned} M_{\text{exc}} &= \frac{1}{2} F_{\text{tot}} e_{\text{gem}} \\ &= \frac{1}{2} q \cdot l_{\text{bocht}} \cdot e_{\text{gem}} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 314 \cdot 120 \cdot 15,1 \\ &= 285.000 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Er is echter nog een tweede soort wringing dat optreedt. Het betreft de excentriciteit van de belasting t.o.v. de tribune zelf. Dit effect treedt op ten platse van de rechte stukken én de bochten.

Er zijn hierbij twee belastingen die maatgevend kunnen zijn, maar volgens de norm niet tegelijkertijd optreden²: personenbelasting van de tribune en volle sneeuwbelasting (zie afb. 5.4).



afb. 5.4 Sneeuwbelasting uit het dak (links) en personenbelasting op de tribune (rechts)

Links is het ongunstige geval getekend dat alleen de onderste rijen met personen bezet zijn: dit zorgt voor het grootste torsiemoment naar binnen. De arm van deze belasting is $5,7 / 2 = 2,85$ m.

De sneeuwbelasting komt van het dak en wordt via de radiaalspanen op het tribunesysteem overgedragen. De excentriciteit bedraagt 5,7 m t.o.v. het midden van het oplegpunt (de toren). Deze belasting zorgt voor grotere wringing dan de personenbelasting, en is dus maatgevend.

$$\begin{aligned} \text{Wringing recht stuk:} \quad M_w &= \frac{1}{2} t_d \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 377 \cdot 100 = 18.850 \text{ kNm} \\ \text{Wringing in de bocht:} \quad M_w &= \frac{1}{2} t_d \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 377 \cdot 120 = 22.620 \text{ kNm} \end{aligned}$$

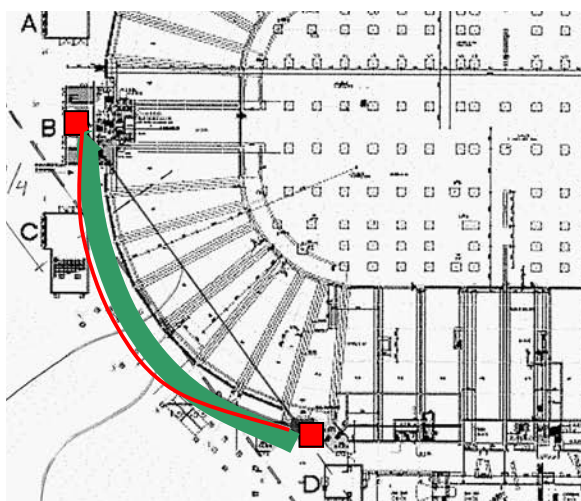
De twee effecten van torsie (excentriciteit ten opzichte van oplegpunten en excentriciteit van de sneeuwbelasting ten opzichte van de tribune) worden opgeteld.

$$\text{Wringing in de bocht:} \quad M_{\text{bocht, tot}} = M_{\text{exc}} - M_w = 285.000 - 22.620 = 263.000 \text{ kNm}$$

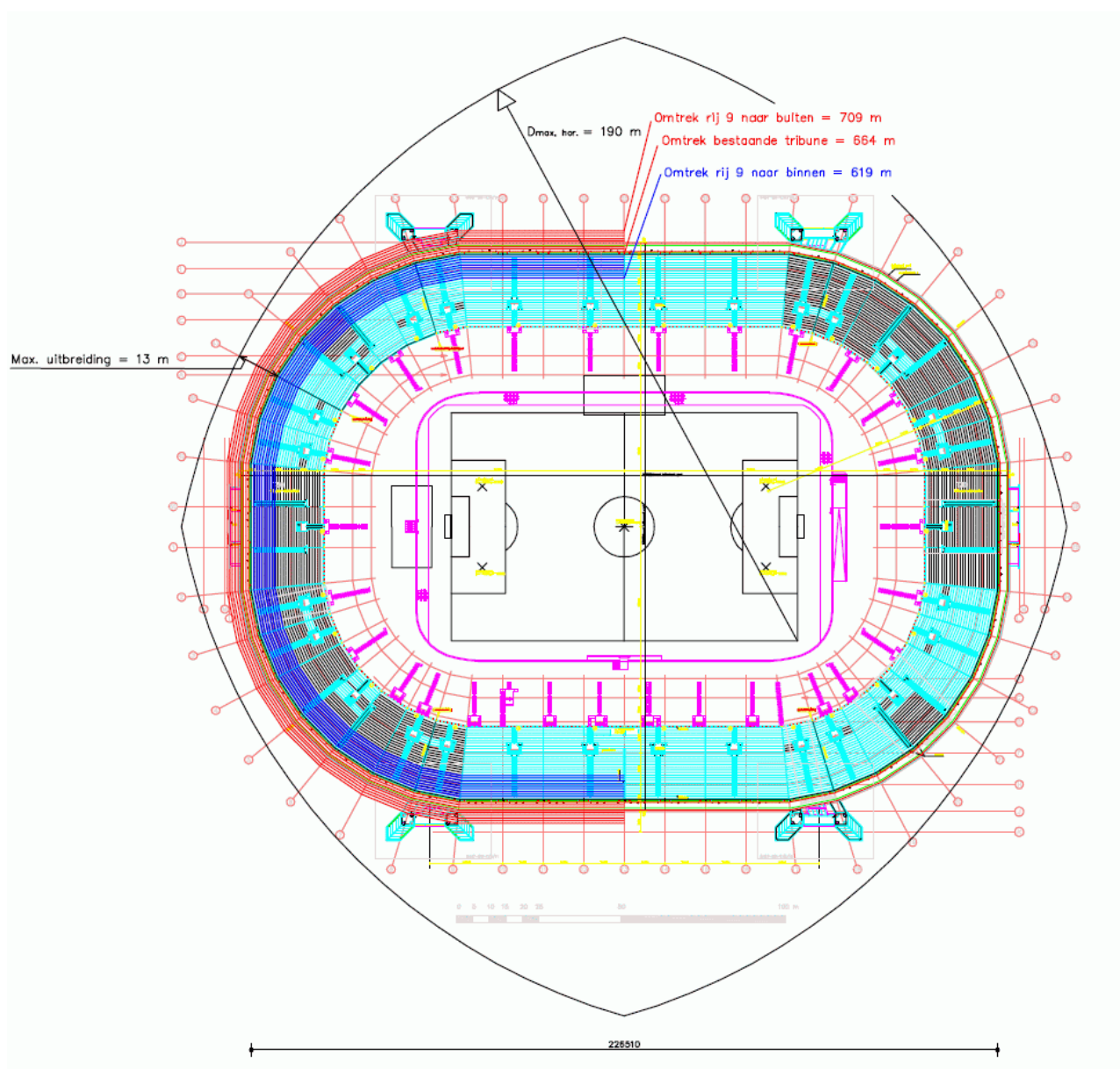
Opvalt is dat de excentriciteit in de bocht een veel grotere wringing levert. Het totale wringende moment kan op twee manier gereduceerd worden:

- § door een extra steunpunt toe te voegen, zodat de excentriciteit in de bocht veel kleiner wordt
- § door de excentriciteit van de tribune in de bochten groter te maken, zodat de twee effecten elkaar (in grotere mate) opheffen (zie afbeelding 5.5).

² In de volgende fase zal een uitgebreidere berekening volgen. Het is logisch om aan te nemen dat er bij een gewone sneeuwbelasting wel gevoetbald wordt, en dus wél de combinatie sneeuw en personen is.



afb. 5.5 Vermindering wringing in de koker



5.3 Variant 1: Stalen netkous

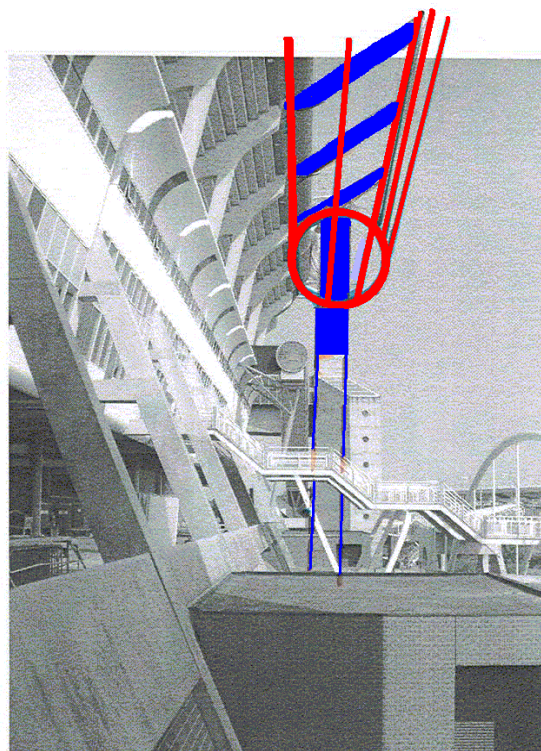
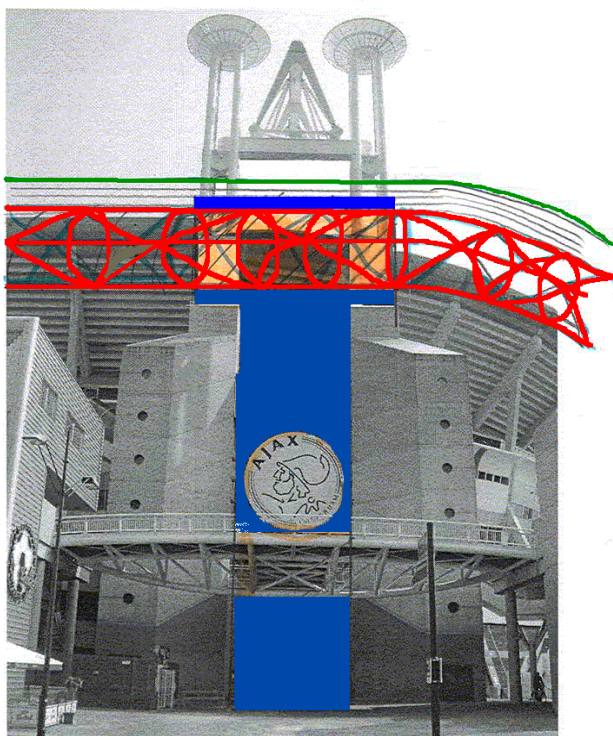
In deze paragraaf wordt een voorbeeld uitgewerkt om duidelijk te maken dat het voorgestelde concept ook constructief haalbaar is. Allereerst wordt een koker in staal uitgewerkt; in de volgende paragraaf een in beton.

OMSCHRIJVING IDEE

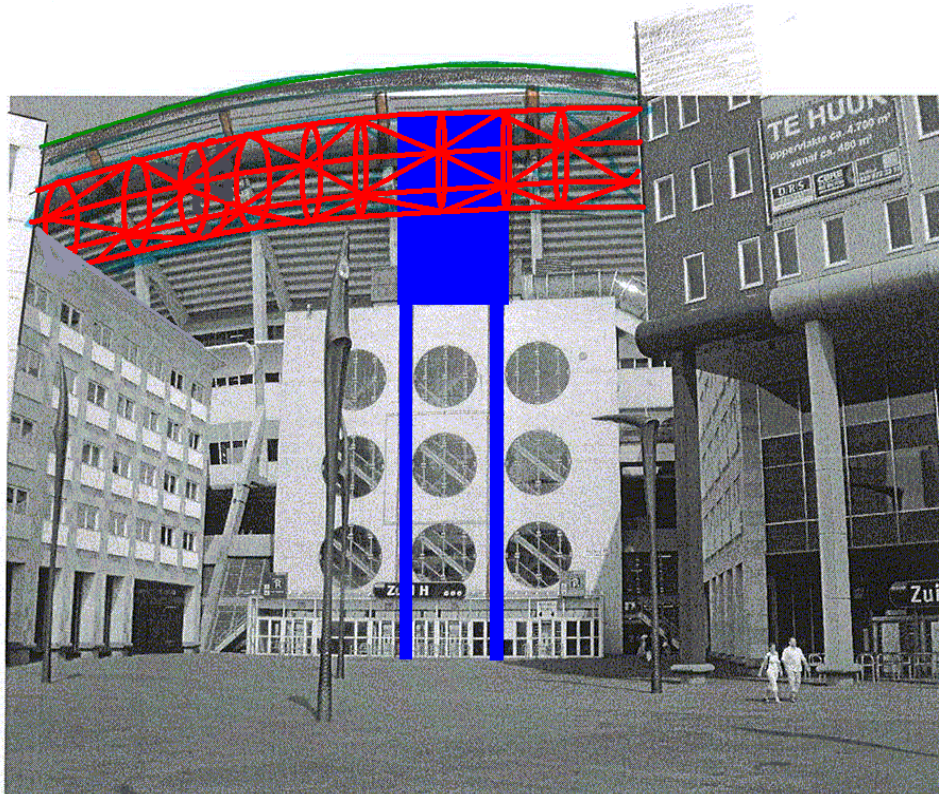
Variant 1 omvat een stalen hoofddraagconstructie met betonnen tribune-elementen. In afbeelding 5.1 zijn in kleur de nieuw te bouwen delen getekend. In deze variant loopt een ruimtelijk cilindrisch vakwerk – in het vervolg meestal ‘netkous’ genoemd – vanaf de verhoogde torens op de vier hoeken rond het hele bouwwerk. Deze slang draagt de tribune. Zoals gezegd speelt torsie een belangrijke rol in concept 1. Een ronde vorm is uitermate geschikt deze wringing op te vangen. Qua mechanisch gedrag sluit een ‘slang’ goed aan bij de optredende belastingen.

De vier trappenhuisen worden verhoogd door tussen de twee bestaande ‘torens’ een nieuwe betonnen toren te bouwen (het blauwe vlak, zie ook afbeelding 5.6). Aan de korte zijden van de Arena wordt een constructie over de bestaande trappenhuisen heen gezet (afbeelding 5.7). Omdat de trappenhuisen niet extra belast mogen worden, zullen extra kolommen naar beneden doorgetrokken worden. Een andere optie is om twee ‘torens’ per bocht te bouwen, die dus aan beide kanten van het trappenhuis (met 3x3 cirkels) komen. In de volgende fase wordt dit berekend.

Concept 1: Zwevende ring



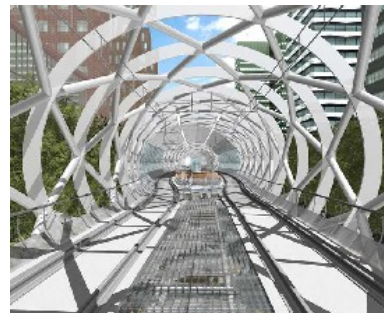
afb. 5.6 Vakwerk bij verlengde torens



afb. 5.7 Vakwerk aan korte zijde van ArenA



afb. 5.8 Roltrappen noordzijde



afb. 5.9 Voorbeeld netkous: Lightrail

Ook architectonisch is een cilindrisch vakwerk een goede keuze, omdat het aansluit bij de recentelijk geplaatste cilindrische roltrappen (zie figuur 5.8). Omdat de slang langs de dakrand helemaal rond de ArenA zal lopen, wordt het een beeldbepalend element. Een fraaie uitvoering is daarom gewenst. Er is gekozen voor ringen van plaatstaal die, net als het frame van de trappen, verticaal lopen. De diagonalen daartussen zijn buisprofielen.

AFWEGING HOOFDDRAAGSYSTEEM (SLANG)

Om duidelijk te maken waarom voor een stalen hoofddraagconstructie is gekozen, worden een vergelijking met beton in de onderstaande tabel gemaakt.

Materiaal	Voordelen	Nadelen
Beton	Goedkoop materiaal	Zwaar, dus sterkere draagconstructie nodig Beton leent zich slecht voor een mooie slanke draagstructuur bij deze overspanning.
Staal	Laag eigen gewicht, dus minder belasting. Grotere trek- en druksterkte dan beton, dus is slanker bouwen mogelijk.	Trillinggevoelig.

tabel 5.1 Voor- en nadelen hoofddraagsysteem

Voor een overspanning van ruim 100 meter, die architectonisch erg bepalend zal zijn, gaat de voorkeur direct naar staal uit. Voor een ruimtelijk vakwerk als deze is staal eigenlijk de enige optie. Hoe de uitvoering van deze stalen netkous zal zijn, wordt in de volgende fase onderzocht.

AFWEGING TRIBUNESYSTEEM

De tribune waar de mensen op komen te zitten, vereist een aantal eigenschappen. Bijvoorbeeld ongevoeligheid voor trillingen, het liefst als dragende elementen uit te voeren, niet-doorzichtig, enz. In de volgende tabel worden voor- en nadelen van verschillend materiaal afgewogen.

Materiaal	Voordelen	Nadelen
Prefab beton	Hoog eigen gewicht is gunstig tegen trillingen. Prefab beton kan dragend uitgevoerd worden, net als bij de huidige tribune-elementen is gedaan: ze zijn doorgaand over twee velden, en kunnen h.o.h. 12,3 m overspannen. Snel te bouwen vanwege grote elementen. Sluit visueel aan bij bestaande constructie, op de tribune als het aanzicht van buiten tegen de onderzijde van de tribune.	Zwaar, dus sterkere draagconstructie nodig
In het werk gestort beton	Verbindingen beter te maken.	Op deze hoogte (40 m + m.v.) is i.h.w.g. beton niet haalbaar vanwege de enorme moeite van bekisten.
Stalen onderconstructie	Laag eigen gewicht, dus slankere hoofddraagconstructie mogelijk. Gemakkelijker aansluiting op stalen hoofddraagconstructie.	Trillinggevoelig. Aansluiting op beton is gecompliceerd.
Hout	Hout wordt nog wel eens door een architect gewaardeerd.	Hout is niet duurzaam wat betreft levensduur. Daar is

		Nederland te nat voor. Lage sterkte, dus zeer zware constructie nodig.
Artdeck®	Laag eigen gewicht, dus hoofddraagconstructie kan slanker.	Veel gordingen als hulpconstructie nodig, dus ook veel laswerk. Niet waterdicht

tabel 5.2 Voor- en nadelen tribunesysteem

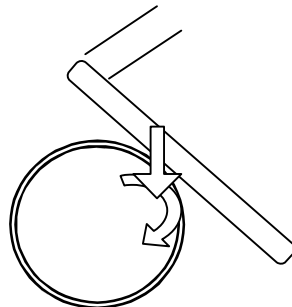
Voor al het feit dat met prefab beton snel te bouwen is, en het tribunesysteem er van buiten net zo uitziet als de bestaande constructie, zijn doorslaggevende argumenten. Er wordt daarom voor een prefab betonnen tribunesysteem gekozen.

CONSTRUCTIEVE HAALBAARHEID

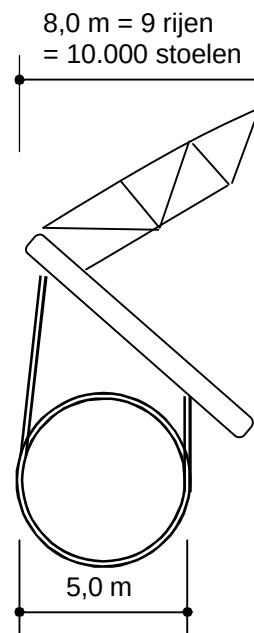
Nu de globale keuze voor het draagsysteem op basis van rationele argumenten is gemaakt, is het nodig deze keuze te onderbouwen met berekeningen. Hierdoor zal aangetoond worden dat de keuze niet alleen logisch is, maar constructief ook haalbaar. De afweging is dan of het benodigde profiel niet uitzonderlijk groot en zwaar is. Na de schematisering volgt een uitleg over de gedane berekening. Voor de leesbaarheid is de berekening met alle cijfertjes als de bijlage bijgevoegd.

Schematisering rekenmodel

Om een idee te krijgen welke afmetingen nodig zijn voor dit concept is een berekening gemaakt. Het concept is in eerste instantie berekend met een iets eerdere variant dan getoond, namelijk met een puntvormige krachteninleiding in het vakwerk (zie afb. 5.10).



afb. 5.10 Eerste schematisering



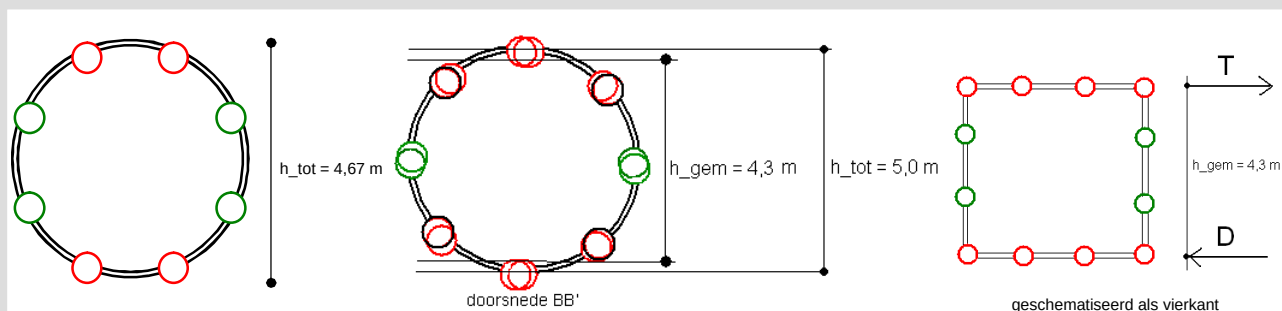
afb. 5.11 Definitieve schematisering

In dit geval levert het dak een groot moment op de tribunegording. Een ander nadeel is dat de krachten slecht ingeleid worden in de netkous. Vandaar dat er een aanpassing is gedaan die beide problemen verhelpt: er is een hulpconstructie toegevoegd, bestaande uit twee 'poten' die de tribune met de netkous verbindt, zie afbeelding. 5.11. Dit model is gelijk aan de eerder getoonde plaatjes.

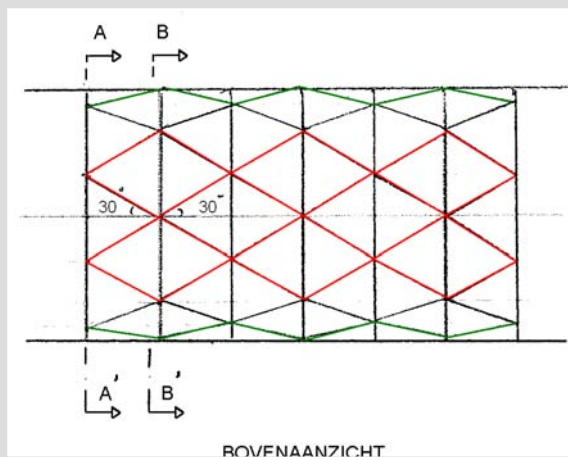
Dit nieuwe model is eerst 'met de hand' doorerekend, en daarna met de gevonden dimensies in een 3D rekenprogramma gezet, nl. ESA Prima Win. Hier onder wordt de opzet van de berekening weergegeven, de volledige uitwerking kunt u in de bijlage vinden.

Het ruimtelijke krachtenverloop in de netkous wordt eerst vereenvoudigd. Het ronde profiel wordt vereenvoudigd tot een vierkant. De krachten worden via vakwerkanalogie verdeeld in druk/ trek staven en dwarskrachtstaven (zie afb. 5.8): De rode lijnen nemen het buigend moment op, de groene lijnen de dwarskracht. De hoogte van het vierkant is het gewogen gemiddelde van de rode trek/ druk staven.

De hoogte van het cilindervormige vakwerk wordt gekozen op 1/20 van de overspanning. Als de trappenhuis-torens recht omhoog doorgetrokken worden, is de afstand daartussen 101 m lang. De netkous wordt dus 5,0 m hoog. Het gewogen gemiddelde van het vierkante rekenmodel is 4,3 m.



afb. 5.12 Schematisering van cilindrisch vakwerk in een vierkante koker



afb. 5.13 Boven aanzicht van cilindrisch vakwerk

De koker wordt beschouwd als doorgaand langs de kolommen (zie afb. 5.6). Vandaar dat ze berekend wordt als een enkel veld, ingeklemd aan beide kanten.

Krachten in de constructie

Het maximale moment (UGT) in de koker is het steunpuntsmoment:

$$M_d = 1/12 \cdot q \cdot l^2 = 209.000 \text{ kNm} \quad (\text{zie bijlage p. 11b})$$

$$T = D = M / h = 220.000 / 4,3 = 49000 \text{ kN}$$

Dit wordt door 4 trekstaven en 4 drukstaven (rood) opgenomen, die onder een hoek van 30 graden lopen. De normaalkracht in deze staven is dus:

$$N = D/4 / \cos(30) = (49000/4) / \cos(30) = 12.500 \text{ kN}$$

Uit de berekening met ESA kwam een maximale normaalkracht in de diagonalen aan de rand van de netkous van $N = 9.893 \text{ kN}$. Iets lager dus, maar het zit er redelijk bij in de buurt.

Dimensionering

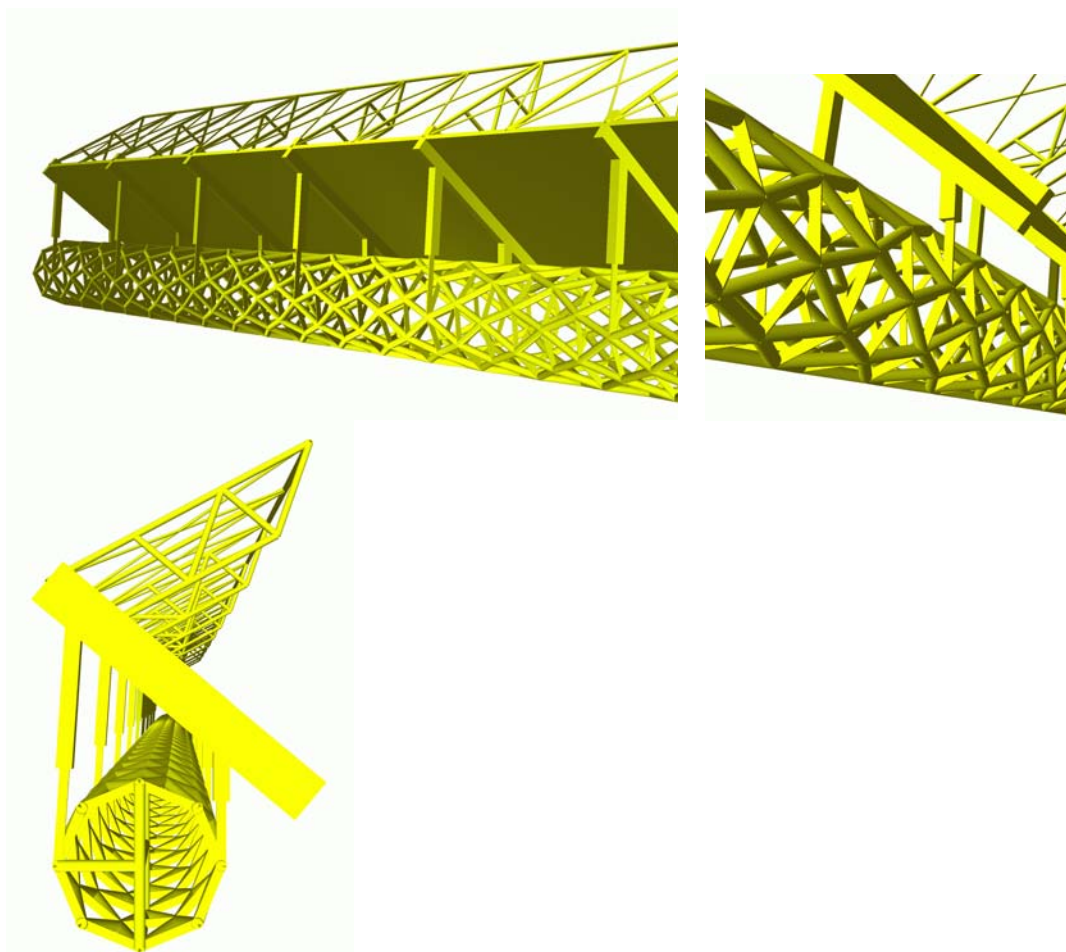
Voor de eigen berekening is uitgegaan van een rond kokerprofiel CHS 355-40. De unity-check voor knik is 0,90 (zie bijlage p. 14). Dit profiel is ook in ESA gebruikt om de netkous 3D door te rekenen.

Conclusie constructieve haalbaarheid

Volgens de handberekening voldoet een kokerprofiel CHS355-40 voor de netkous op de rechte stukken. Voor de bochten moet in de volgende fase nog bepaald worden of één of twee ondersteuning per bocht nodig zijn. Deze profielen zijn niet onredelijk zwaar.

Er dient nog nader gekeken te worden of de fundering van extra torens tussen de bestaande trappenhuisen mogelijk is. Indien dit niet mogelijk is, dan moeten de torens op een andere plaats komen.

Uit de resultaten van ESA blijkt dat de spanning in enkele staven op het kritieke punt te hoog wordt. Aan de zijkanten van de netkous voldoen namelijk 7 van de 20 profielen niet, met als maximum spanning 542 N/mm^2 . Aangehouden was een vloeispanning van $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$. Het ontwerp dient dus op sommige plaatsen nog wat aangepast te worden.



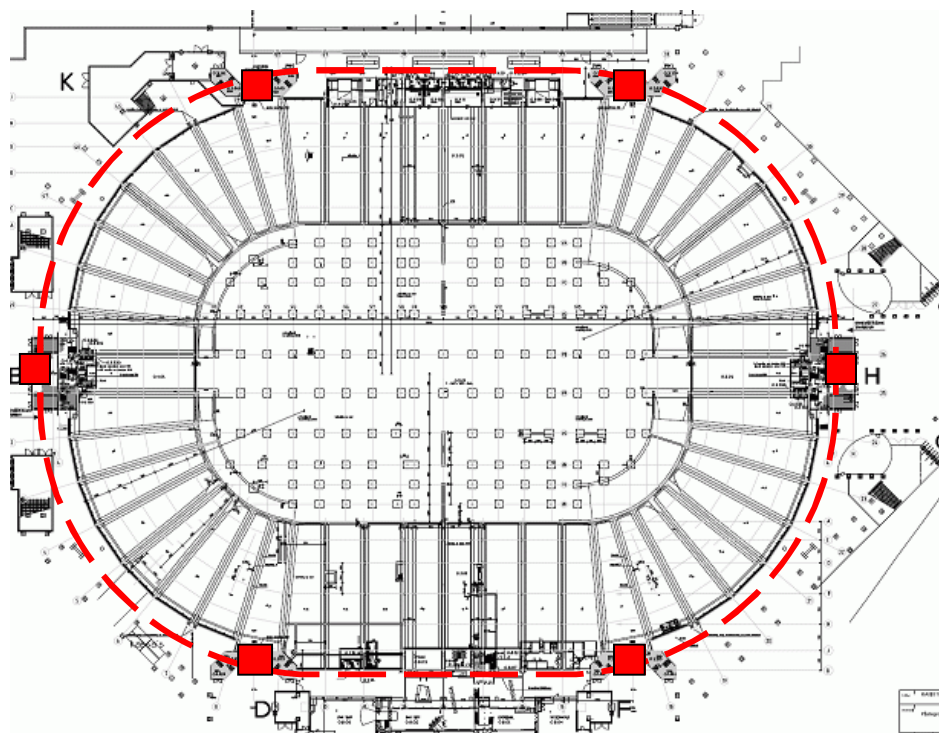
afb. 5.14 3D plaatjes van het rekenmodel in ESA Prima Win

UITVOERING

In de volgende paragraaf wordt voor zowel de staalvariant als voor de betonvariant uitgelegd hoe het dak opgevijzeld wordt. In deze paragraaf wordt ingegaan op de stalen kokerligger.

In het hoofdstuk met de referentieprojecten is uitgelegd hoe de Lightrail aan de Beatrixlaan is uitgevoerd. Dit waren grote elementen van 20 meter lang, waarvan de buizen in de fabriek al aan elkaar gelast waren. Op de bouwplaats werden deze elementen gekoppeld door middel van lassen.

Dit idee van de Lightrail wordt ook voor dit concept in staal gebruikt. De elementen worden vanaf de toren uitgebouwd op hoogte, en tegen elkaar uitgebalanceerd. Met een hijskraan wordt wisselend aan de ene en aan de andere kant een element opgehangen. De netkous in de bocht balanceert tegenover het rechte stuk. Omdat dan torsie ontstaat, zal met een hulpconstructie de belasting vanwege de excentriciteit opgenomen moeten worden.



afb. 5.15 Concept 1 in beton: doorsnede en plattegrond

5.4 Variant 2: Betonnen koker

OMSCHRIJVING IDEE

Aangezien voor de tribune een heel vlak van beton nodig is, kan dit vlak net zo goed iets uitgebreid worden tot een betonnen koker. Net als in de eerste twee concepten heeft een koker drie grote voordelen:

1. Er zijn grote overspanningen mogelijk.
2. Een koker kan goed wringing opnemen, dus kan ook eenvoudig de bochten van de ArenA om.
3. In de koker kan de circulatie van mensen plaatshebben.

In de bruggenbouw worden vaak kokers gebruikt. Deze hebben grote overspanningen met hoge belastingen. Ze worden meestal opgebouwd uit segmenten van ongeveer twee meter breed. Deze worden achteraf voorgespannen zodat ze een integraal geheel vormen. De draagconstructie voor deze variant heeft hetzelfde idee, maar gebruikt natuurlijk geen brug-koker; er moet een speciaal model koker gemaakt worden waarvan één vlak de tribune vormt.

In deze paragraaf wordt allereerst dit driehoekig kokerprofiel beschreven. Nadat de berekening hiervoor uitgevoerd is, worden twee alternatieven voorgesteld.

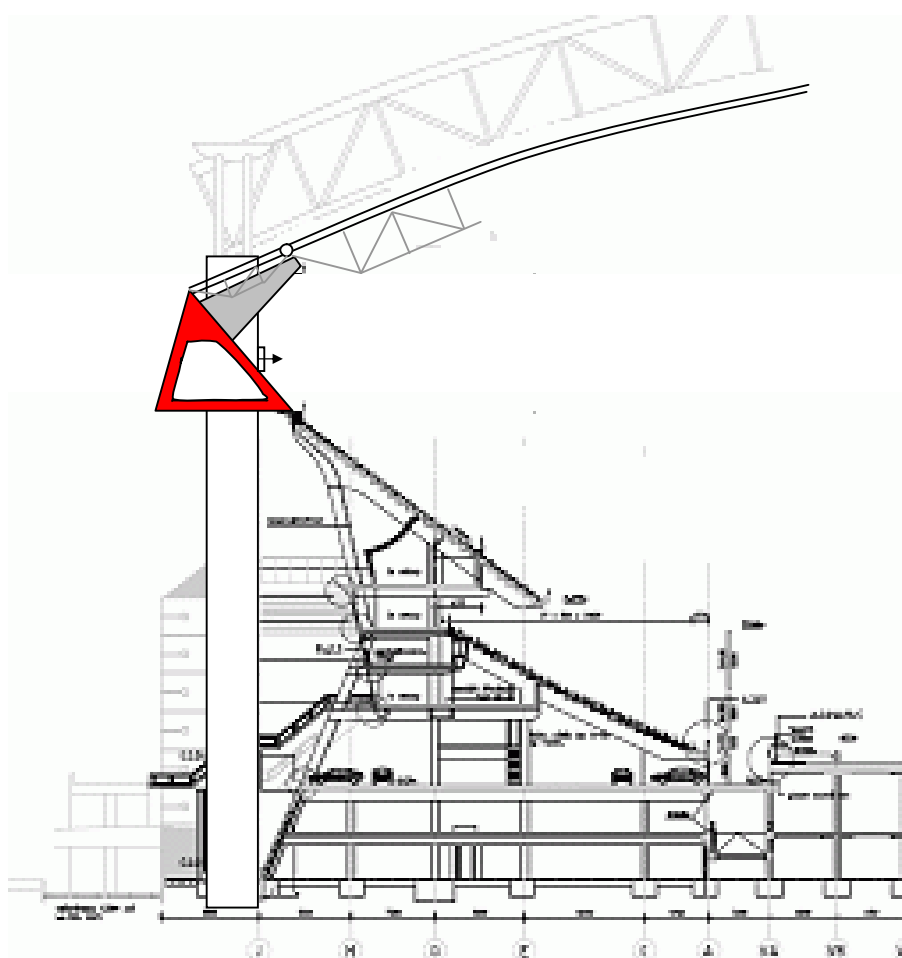
VORM

Het driehoekig kokerprofiel (de rode doorsnede) loopt helemaal rondom de ArenA. Het wordt gedragen door zes steunpunten ten plaatse van de zes trappenhuisen (zie figuur 5.15).

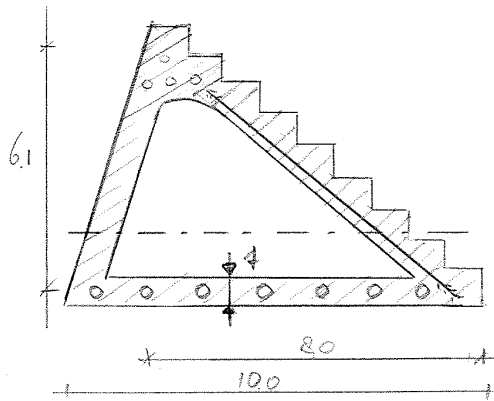
Bij de trappenhuisen wordt een extra constructie gebouwd die het gewicht van de nieuwe tribune draagt. Deze nieuwe toren wordt gebouwd tussen de bestaande torens. Het gewicht van het dak blijft op de bestaande trappenhuisen rusten.

In de nieuwe torens komen trappen die uitkomen in de kokerligger. Vanuit de koker komen meerdere trappen uit op de tribune.

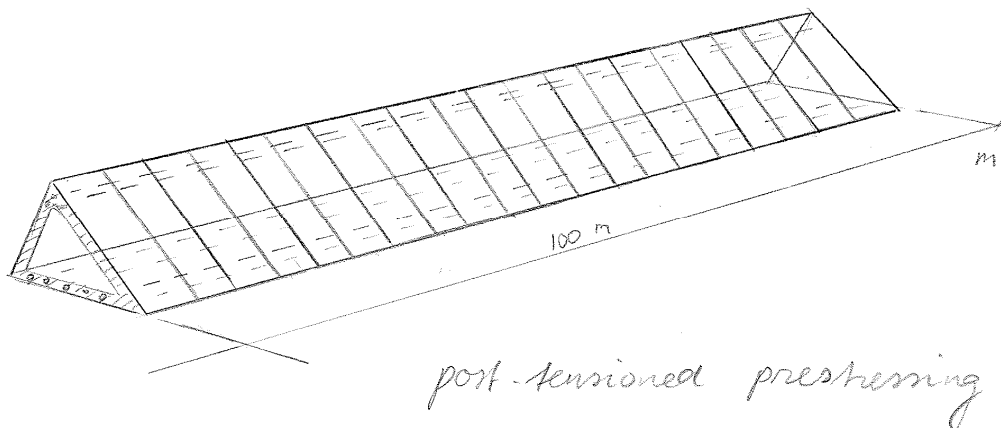
Aan het kokerprofiel zitten weer ribben (de grijze doorsnede) h.o.h. 12,3 m, die de dakspanten opvangen. Het extra overstek wordt met een nieuw dak overspannen.



afb. 5.15 Concept 1 in beton: doorsnede en plattegrond



afb. 5.16 Doorsnede betonnen kokerligger met gaten voor post-tensioning

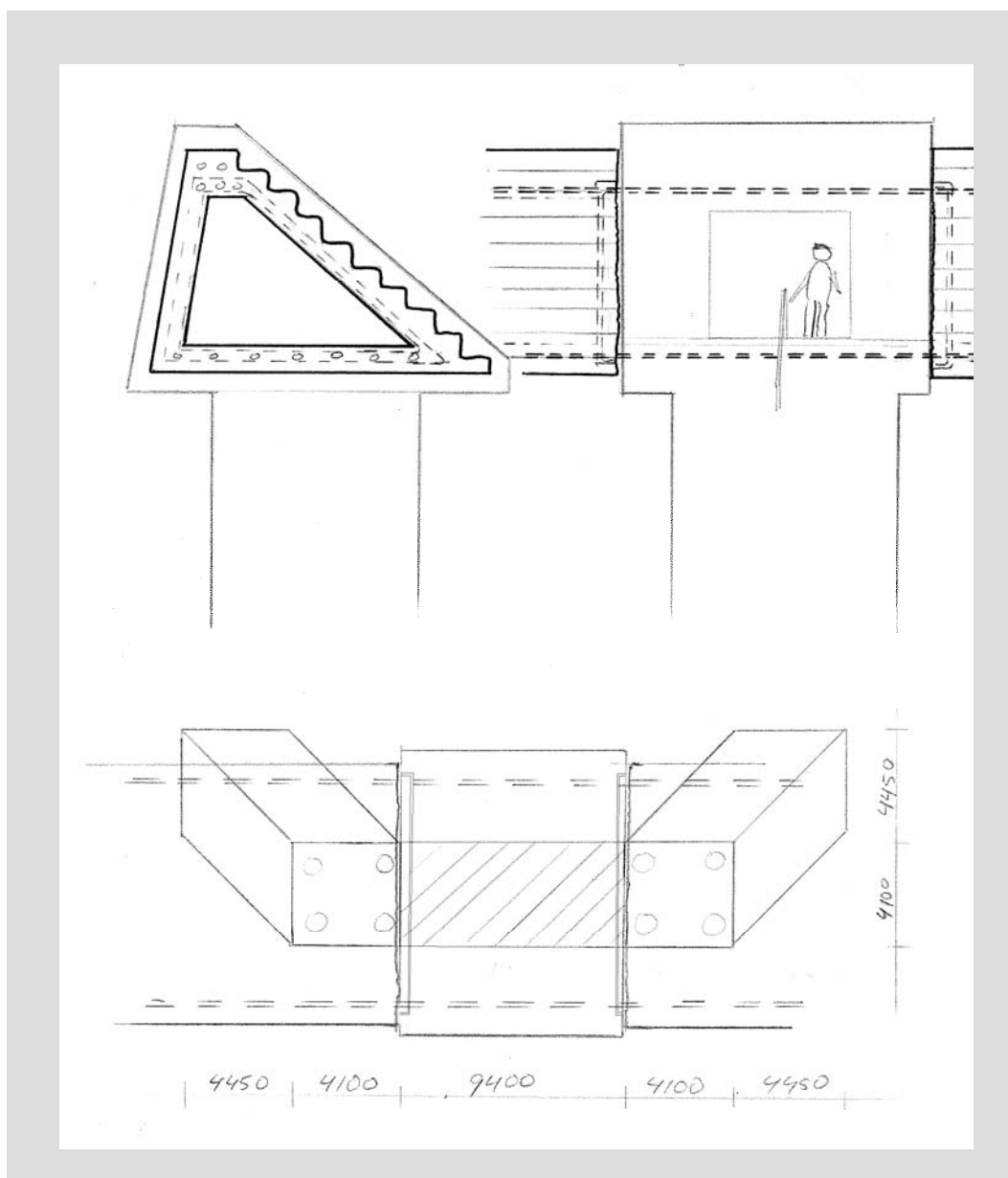


afb. 5.17 Kokerelementen worden aan elkaar gekoppeld

AANSLUITING

Figuur 5.18 toont de aansluiting van de koker met de ondersteuning. De laatste kokers hebben een inkassing in het driehoekige profiel die aansluit op een nok aan de draagtoren. Dit is bedoeld om de torsie op te nemen. De voorspanstaven worden doorgekoppeld zodat de kokerprofielen strak tegen de torens aangeklemd worden. Deze voorspanstaven nemen ook het buigend moment op.

In de nieuwe trappenhuistoren komt een opening naar de tribune en een opening naar de koker. Zo kunnen de mensen op de nieuwe tribune komen én door de koker lopen, zonder dat er bij de oplegging een opening in de kokerligger hoeft te komen. Halverwege, en wellicht op meerdere plaatsen, is een opening in de koker wél gewenst, zodat het publiek op verschillende punten de tribune kan betreden. Het voert te ver om dat in deze fase uit te werken.



afb. 5.18 Doorsnede, zij aanzicht en bovenaanzicht van de dragende toren waarop betonnen kokers aansluiten m.b.v. een nok en inkassing.

UITVOERING

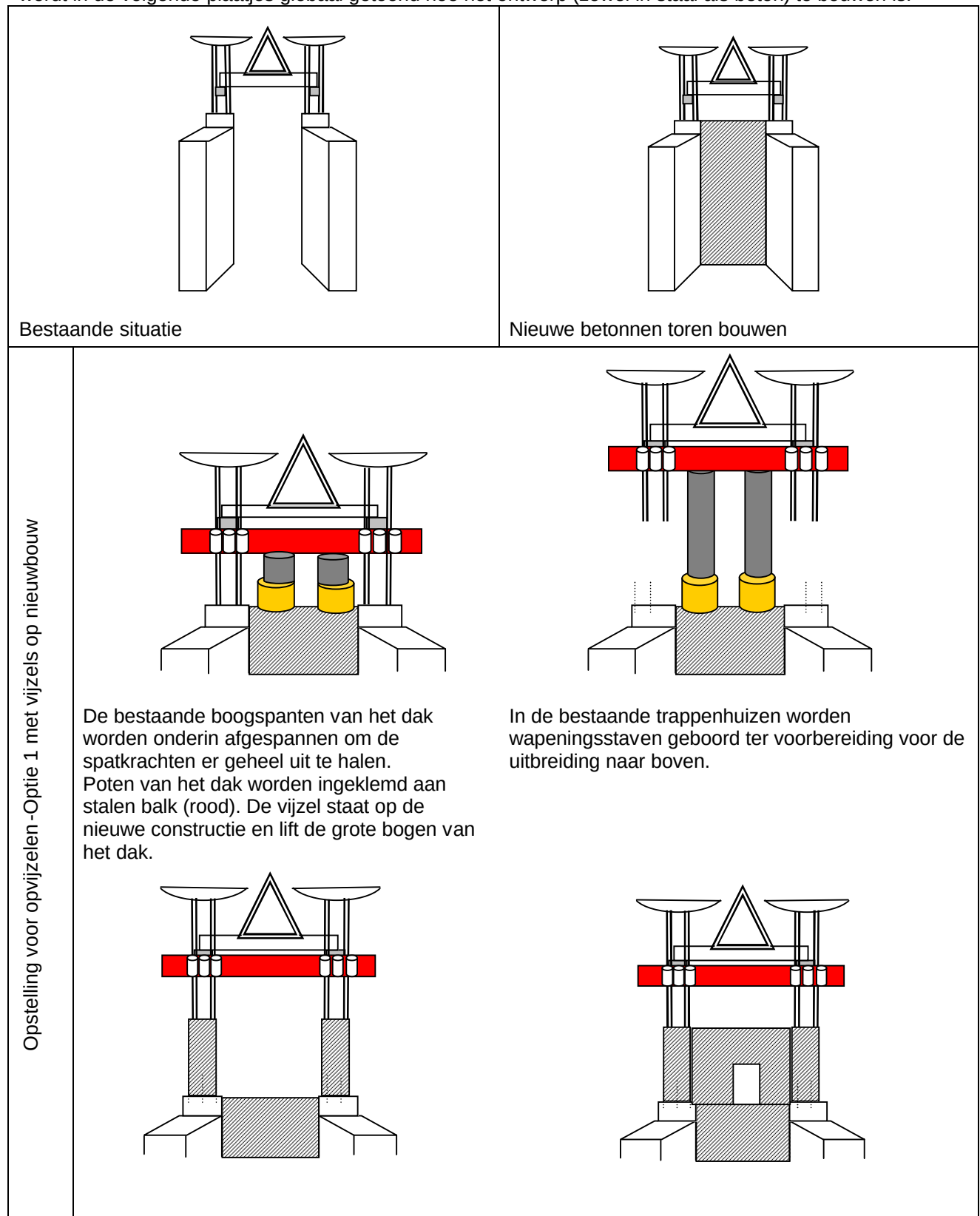
In de volgende paragraaf wordt op de uitvoering van het gehele proces ingegaan. Op deze plaats wordt alvast uitgelegd hoe de betonnen elementen worden gekoppeld.

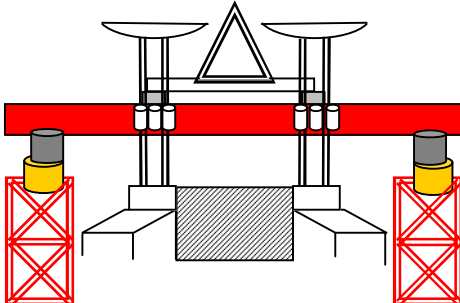
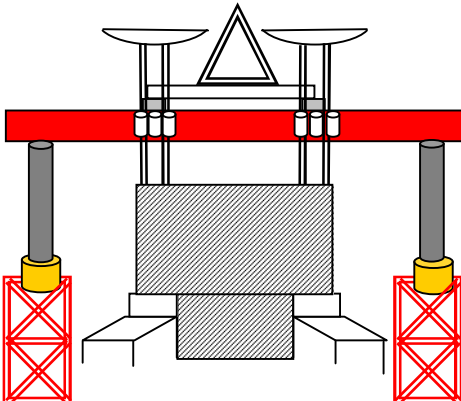
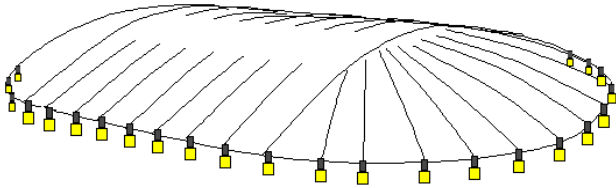
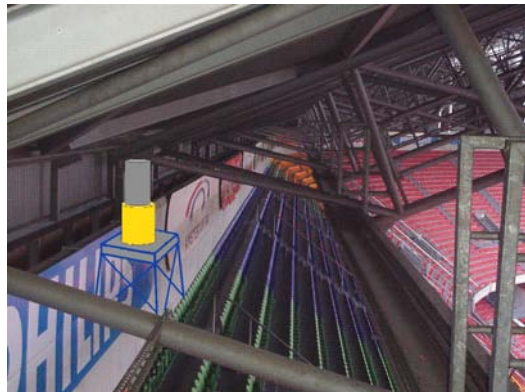
Als prefab delen worden ze per vrachtwagen aangevoerd vanuit de fabriek. Op een doorgaande hulpconstructie worden ze op hoogte gebracht, zowel op de rechte stukken als in de bochten. Dan wordt de voorspanning aangebracht. Wanneer deze gereed is, wordt de hulpconstructie weggehaald, zodat het systeem gaat werken. Eerst moet de koker helemaal rond geplaatst zijn voordat dit kan gebeuren, anders is het systeem uit balans, en zal de koker in de bochten teveel last van torsie krijgen en bezwijken.

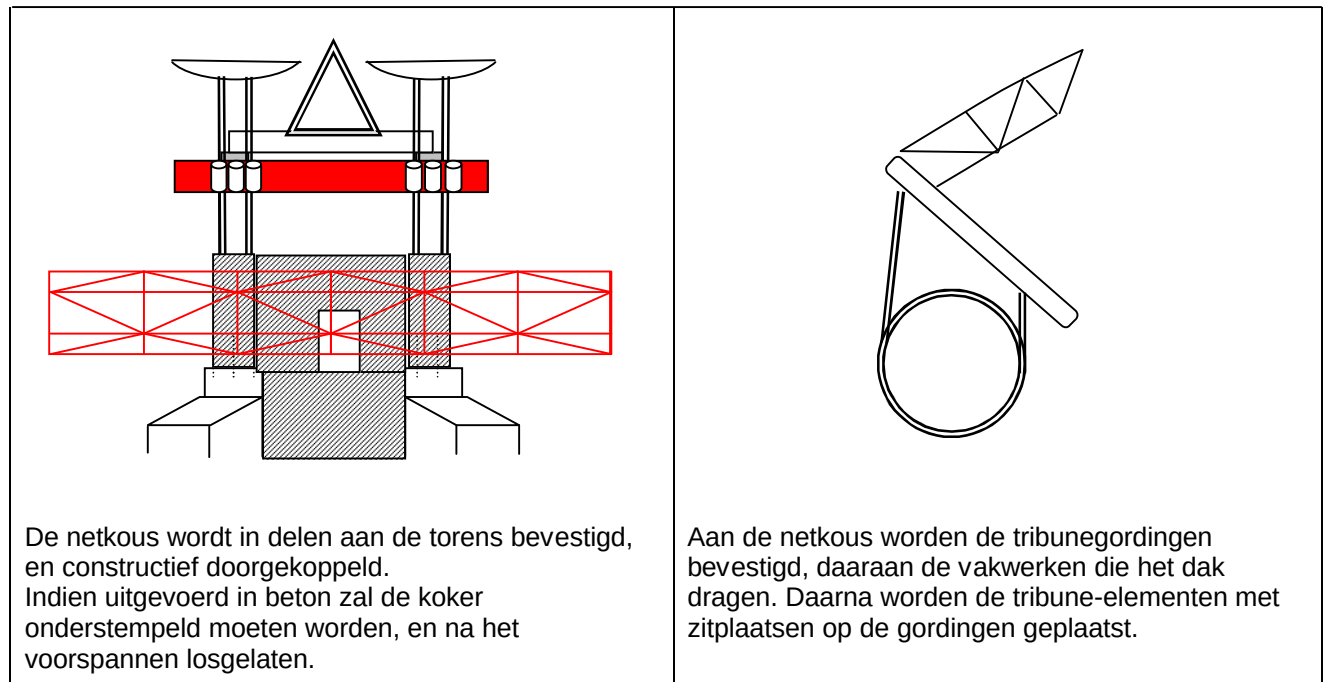
Het nieuwe hoofdgebouw zal wellicht problemen geven met het plaatsen van een tijdelijke hulpconstructie. Onderzocht moet worden of de constructie óp het nieuwe hoofdgebouw kan rusten, of dat deze er omheen gebouwd moet worden. In dat laatste geval moet overwogen worden de kokerelementen al op de grond te koppelen, en de ligger als geheel in één keer in te hijsen tussen de torens. Dit is echter een grote operatie die liefst vermeden wordt.

5.5 Uitvoeringsproces Concept 1

Van doorslaggevend belang is de vraag of het bouwproces niet ál te gecompliceerd wordt. Daarom wordt in de volgende plaatjes globaal getoond hoe het ontwerp (zowel in staal als beton) te bouwen is.



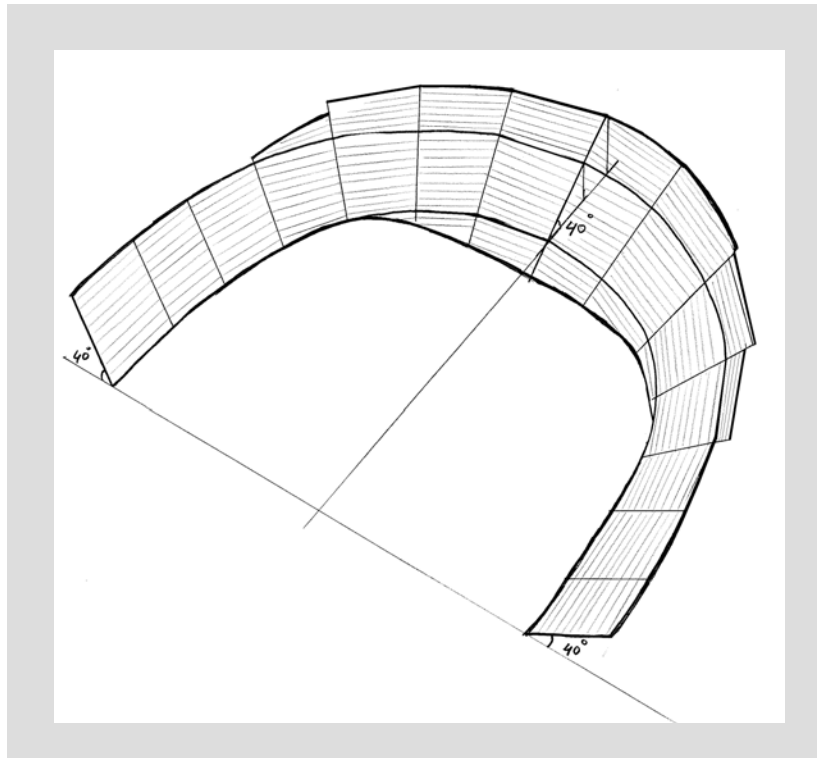
	Onder de stalen poten van het dak wordt beton geplaatst.	Tussen de reeds geplaatste betonnen elementen die het dak dragen, wordt de ruimte opgevuld met een betonnen trappenhuis met opening naar tribune.
Opstelling voor opvrijzen – Optie 2 met vijzels op hulpconstructie	 De vijzels staan nu niet op de nieuwe constructie; voor de stabiliteit wordt een hulpconstructie gebruikt die aan beide zijden van de torens staat. Onderzocht moet nog worden of er naast het nieuwe hoofdgebouw nog wel genoeg ruimte overblijft. De afmetingen hiervan liggen echter nog niet helemaal vast, dus dit moet in de volgende fase onderzocht worden.	 Na het opvrijzen, wordt de rest/ of de hele toren geplaatst, en het dak wordt daarop afgelaten.
 Bovenaanzicht van de twee bestaande torens met daartussen de doorsnede van de uitbreiding.		
 Voor beide opties geldt dat tegelijkertijd met de hoofdliggers alle dakspanten synchroon opgevrijzeld worden.	 Vijzel onder dakspant.	



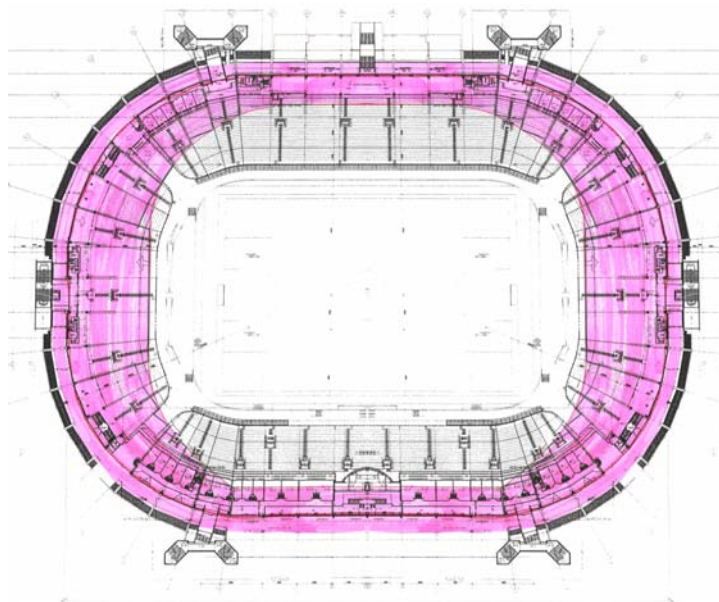
afb. 5.19 Uitvoeringsproces Concept 1

Conclusie uitvoeringsproces

De bouwvolgorde is in deze paragraaf beschreven. Snel bekeken lijken er geen onoverkomelijke bezwaren op te treden, maar een gedetailleerder plan is nog nodig.



afb. 6.1 Idee voor optimalisatie tribune



afb. 6.2 Beschikbare ruimte voor tribune i.v.m. benodigde zichtlijnen.

6 Concept 2: Uitbreiding naar binnen

6.1 Idee

Het belangrijkste argument om de nieuwe tribune bóven de bestaande tribune te plaatsen is het feit dat toeschouwers nu veel dichter op het speelveld zitten. Daarmee wordt een waardevolle uitbreiding van het stadion gecreëerd, waar de mensen graag naartoe komen. Een tribune waar mensen geen of slecht contact met het speelveld hebben, zal vroeger of later voor problemen zorgen: ontevreden mensen, opstootjes, leeg blijvende tribunes, e.d.

Een tribune die meer naar binnen steekt, zal op de rechte stukken echter een complexere draagconstructie nodig hebben, en dus meer geld gaan kosten. In de bochten kan wellicht juist wat bespaard worden op de constructie, omdat de excentriciteit verkleind kan worden.

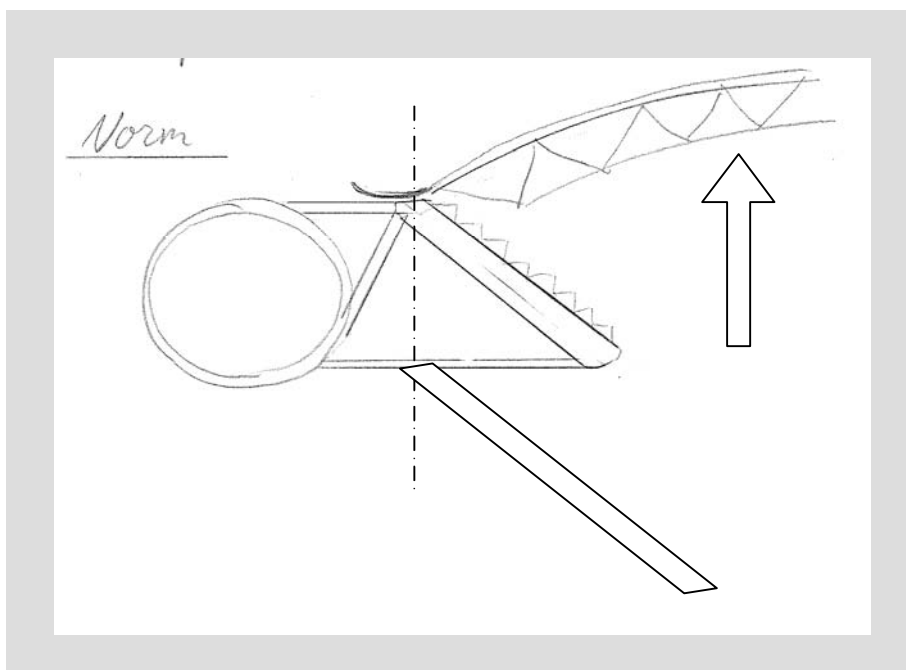
Een uitgebreidere kostenanalyse zal gemaakt moeten worden. Maar de ambitie om een betere wedstrijdbeleving vanaf de tribunes te creëren, rechtvaardigt m.i. een extra investering.

De vorm en afmeting van de tribune kan geoptimaliseerd worden binnen de grenzen van de gegeven zichtlijnen (zie afbeelding 6.2). De figuur links geeft een voorbeeld van verspringende tribunes, die de beschikbare ruimte optimaal benutten.

6.2 Concept in staal

Als idee voor een draagconstructie wordt een aanpassing van de netkous gebruikt. In dit geval ligt de tribune er niet recht boven, maar wordt ze náást de netkous via een uitkraging opgehangen.

- § De netkous blijft onveranderd (staal).
- § De tribune blijft ook onveranderd (bestaand uit prefab betonnen elementen), maar valt nu binnen de bestaande dakrand.
- § Het dak wordt opgevijseld, en komt op de bovenrand van de nieuwe tribune te rusten.



afb. 6.3 Het idee voor concept 2

6.3 Uitvoeringstechniek

Dit concept kent wat betreft de uitvoeringstechniek een aantal nadelen ten opzichte van concept 1. Dit komt voornamelijk dat er boven de bestaande tribune en onder het opgevijzelde dak gewerkt moet worden. Hierdoor wordt het lastiger zware hulpconstructies te plaatsen.

Een andere vereiste is als volgt: Aangezien het het handigst is de gordingen voor de tribune alvast aan de kokerligger te bevestigen vóór de plaatsing, worden ze een half stramien opgeschoven ten opzichte van het stramien van de radiaalspanen van het dak (zie stap 3 uit figuur 6.5). Daar staan op het moment van plaatsing immers de vijzels.

Figuur 6.5 geeft in vogelvlucht een mogelijkheid voor uitvoering weer.

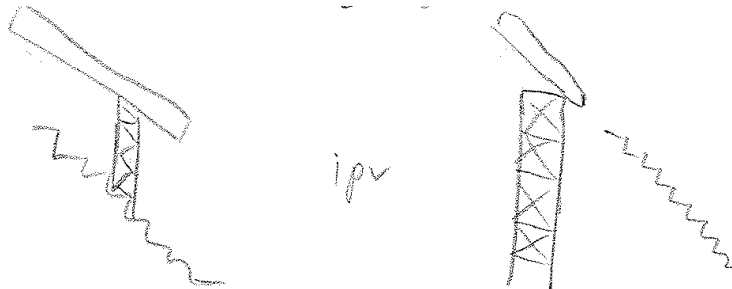
6.4 Vergelijking met concept 1

Voordelen:

- § Geen uitbreiding van het dak nodig
- § Tribune is dichterbij het veld

Nadelen:

- § De beschikbaarheid van het stadion tijdens de verbouwing is kleiner. Gedurende de tijd dat de tribune gebouwd wordt, zullen er stellages op de tribunes gezet worden. Bij concept 1 kunnen stellages aan de buitenzijde van het stadion op het maaiveld gezet worden.

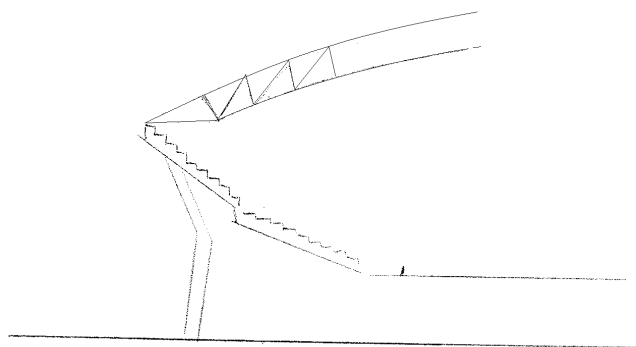


afb. 6.4 Plaats voor vijzels in concept 2 en in concept 1

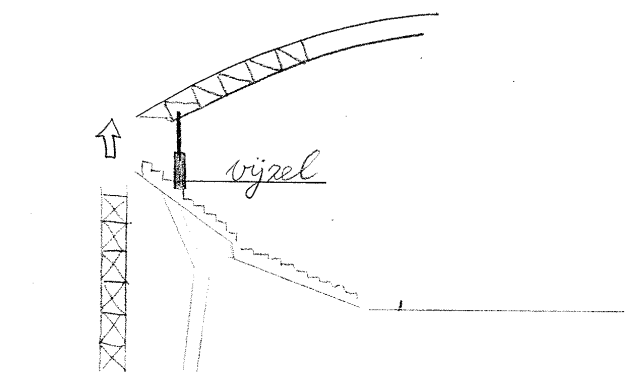
- § De draagconstructie zal sterker moeten zijn vanwege de sterk toegenomen torsie. Door optimalisatie kan dit in de bochten verminderd worden. In de volgende fase zal dit besproken worden.

6.5 Conclusie

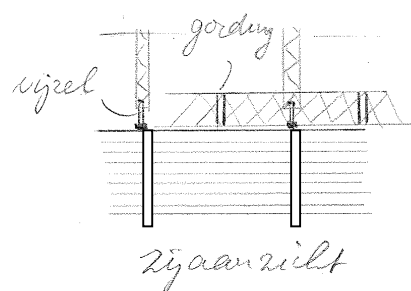
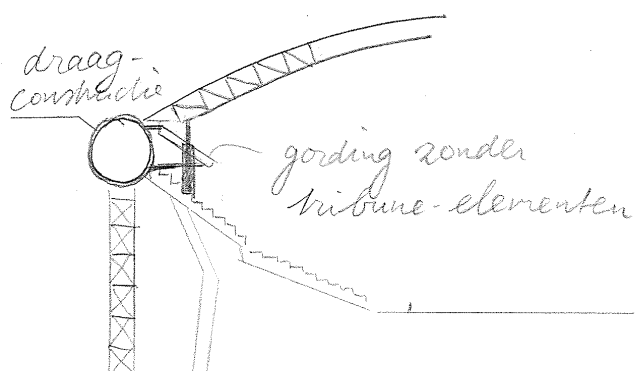
Concept 2 heeft vooral het voordeel dat de tribune dichterbij het speelveld is. Wat betreft uitvoering is het lastiger dan uitbreiding buiten het bestaande dak. De constructie wordt zwaarder vanwege toegenomen torsie, maar in de bochten kan het torsie-effect verminderd worden.



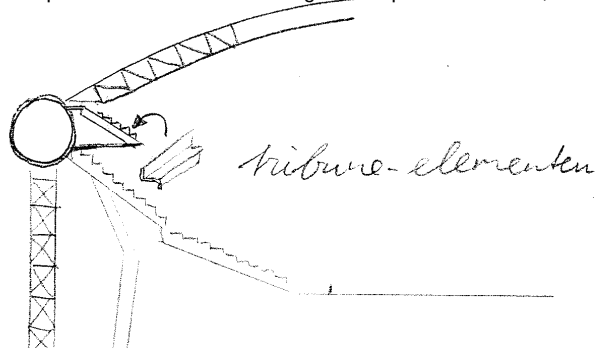
1) Bestaande situatie



2) Hulpconstructie wordt geplaatst en het dak wordt opgevijseld.



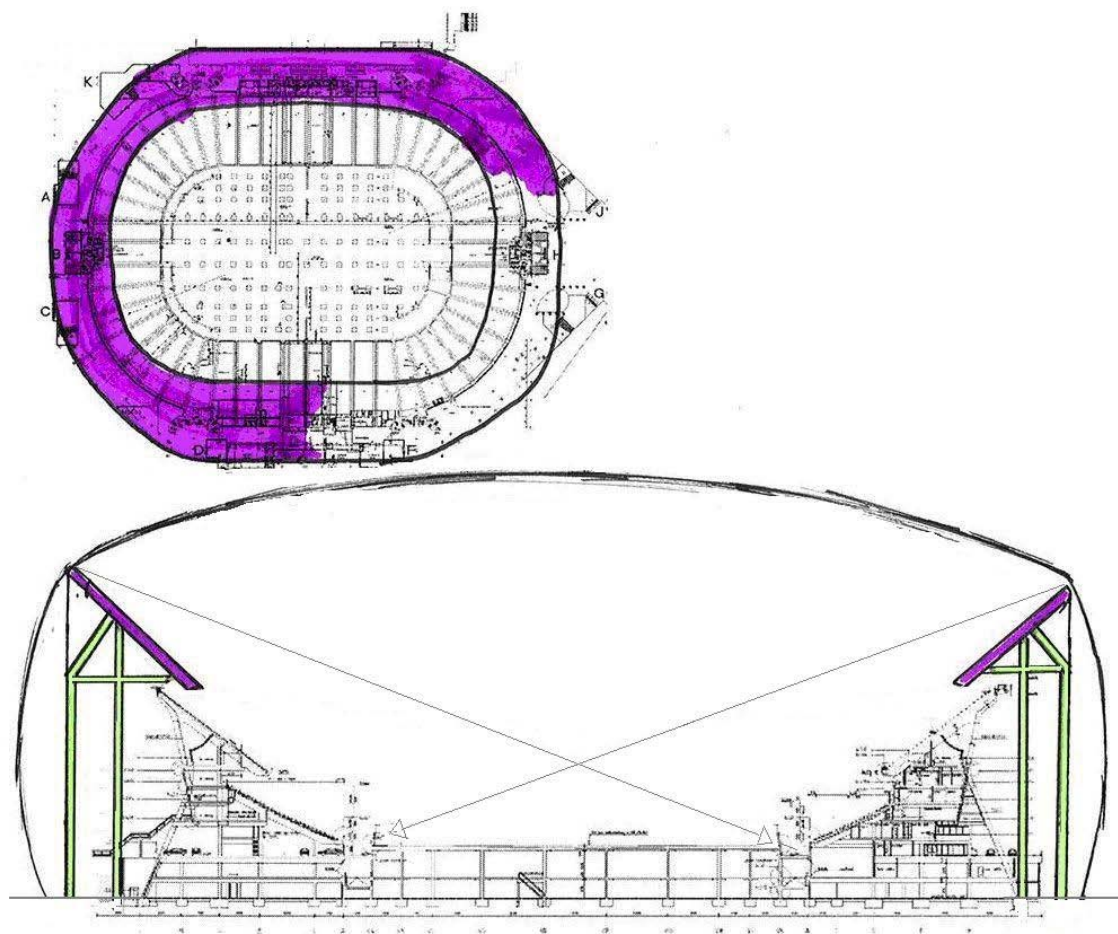
3) De hoofddraagconstructie wordt geplaatst. De nieuwe tribunegordingen moeten verspringen t.o.v. de bestaande dakspanten. Het dak wordt neergelaten op de constructie, en bevestigd.



4) De vijzels worden verwijderd. De tribune-elementen van prefab-beton kunnen nu geplaatst worden op de uitstekende tribune-gordingen.

afb. 6.5 Uitvoeringstechniek concept 2

Grootschalige uitbreiding met nieuw dak



7.1 Overzicht voor grote uitbreiding

7 Concept 3: Nieuw dak

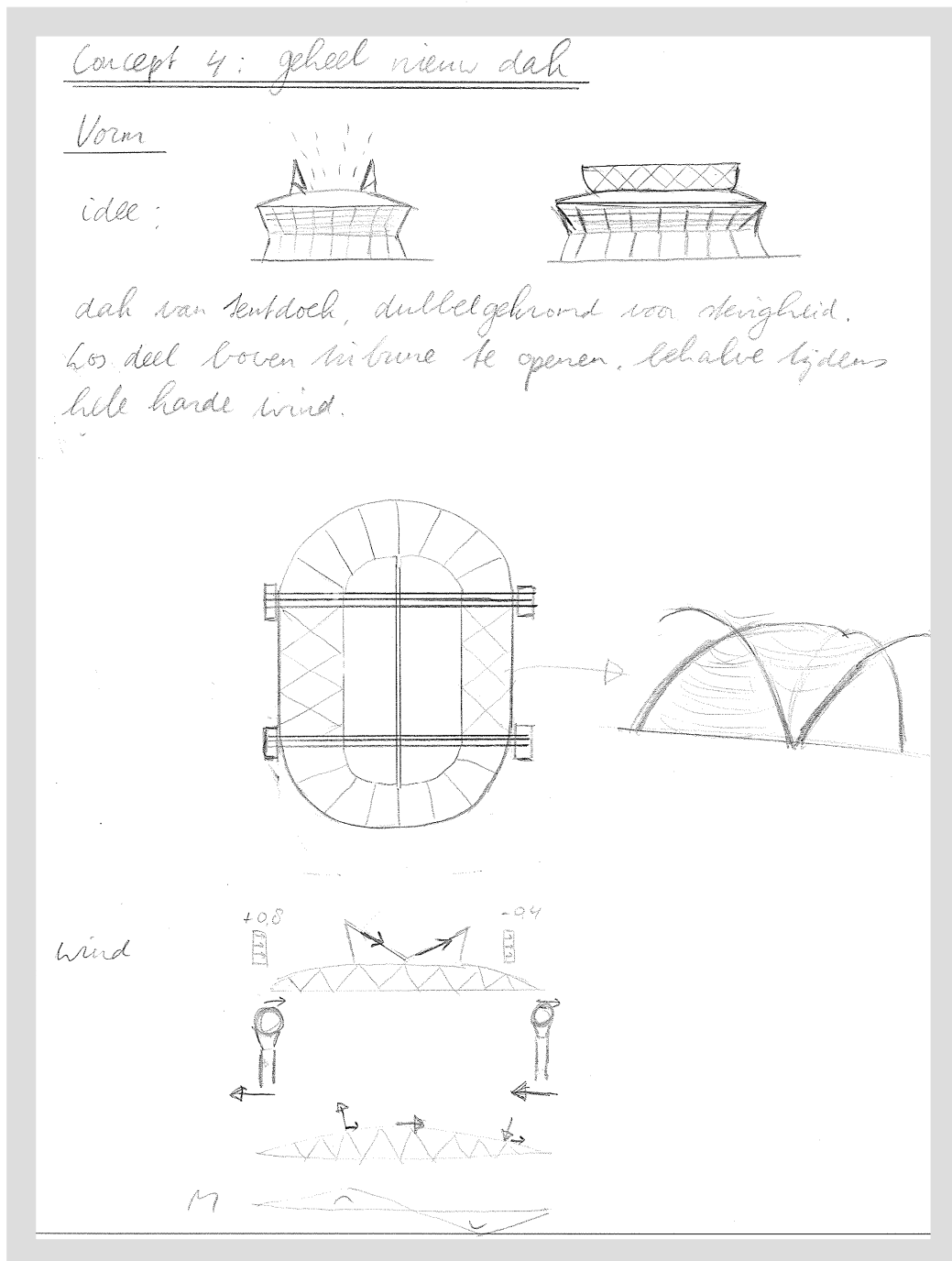
Bij de directie van de Amsterdam ArenA bestaat de wens om het dak zwaarder te kunnen belasten. Het bestaande dak zou dus ófwel verzwwaard, ófwel vervangen moeten worden. Aangezien verzwaring van het dak een lastige klus is, kan er beter een heel nieuw dak op gezet worden. Concept 3 heeft dit als uitgangspunt, en maakt direct een nieuwe ombouw die het nieuwe dak draagt.

Belangrijke eis voor het dak is dat het (deels) beweegbaar is om zonlicht toe te laten op de grasmatten, maar ook om het stadion te verduisteren wanneer er een concert gegeven wordt. Dat kan de ArenA momenteel ook, dus dat is de minimale eis. Het grote voordeel van grootschalige verbouwing is vooral dat een hele lijst met andere bezwaren weggewerkt kan worden. Bijvoorbeeld de wens om de kwaliteit van het gras te verbeteren door een betere licht- en luchttoetreding, een toegenomen draagcapaciteit van het dak, extra verhuurbaar oppervlak in de omliggende ruimtes, enzovoort.

7.1 Omschrijving idee

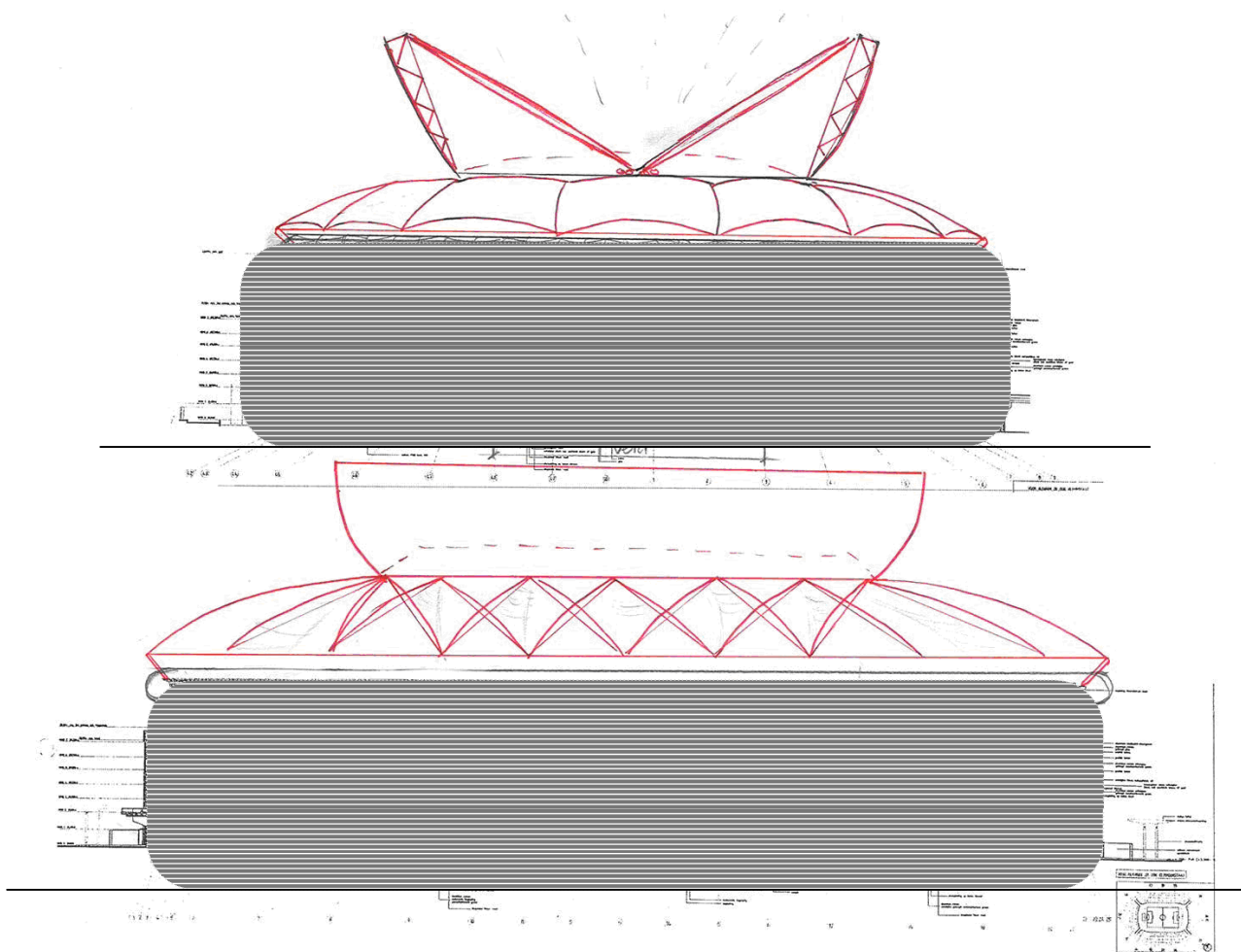
Nu wordt een voorbeeld getoond voor een nieuw dakontwerp. Dit is bewust kort gehouden, omdat een dergelijk integraal ontwerp beter in overleg met een architect gedaan kan worden. Maar Deze tekeningen trachten iets weer te geven van een mogelijk ambitieniveau dat bereikt wordt. De ombouw is niet vormgegeven, en is in afbeelding schematisch weergegeven met grijze lijnen.

Met boogspanten en tentdoek (of PU-doek of iets dergelijks) worden dubbel gekromde vlakken voor het dak gemaakt. Aan de lange kanten kruisen steeds twee spanten elkaar. Daardoor is het vlak direct stabiel en wordt het vlak dubbel gekromd. Aan de ronde kanten wisselen hogen en lagere spanten elkaar af, zodat ook een dubbel gekromd vlak gecreëerd wordt.



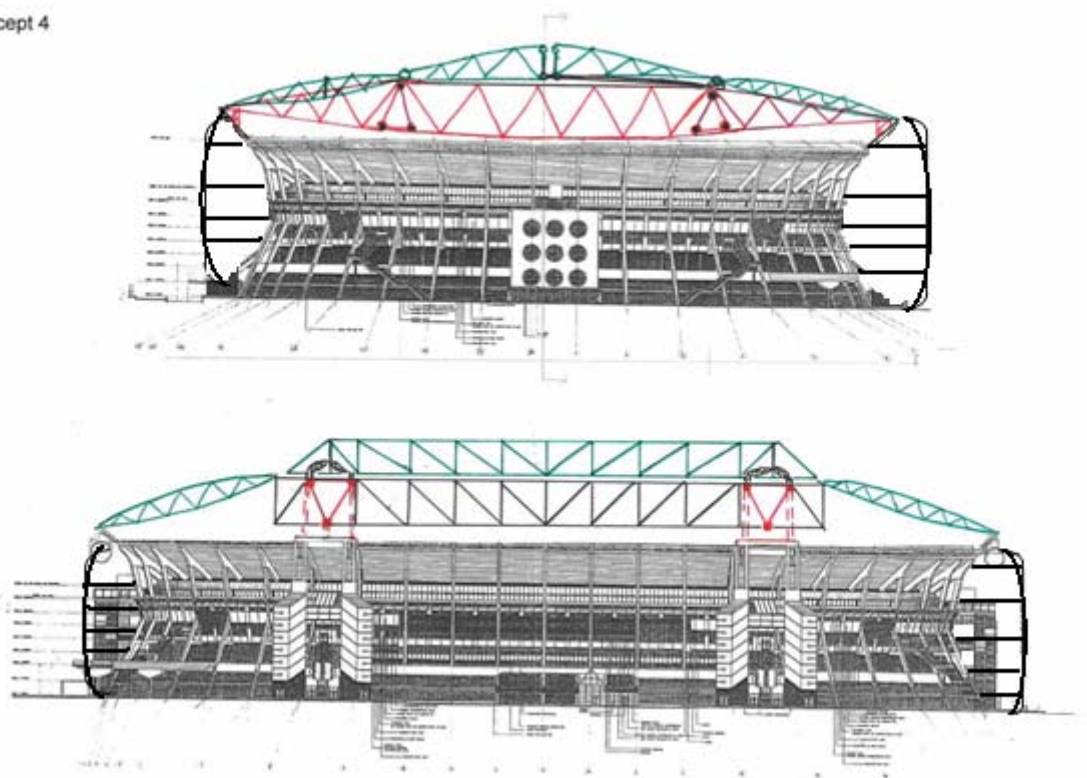
afb. 7.2 Idee-schetsen voor een nieuw dak

In het midden bevinden zich twee delen die kunnen open klappen. Hierdoor wordt licht en lucht toegelaten voor wedstrijden, en voor het gras. Deze twee delen zijn ook gemaakt van dak dat is gespannen op vakwerkspanten. De twee delen worden elk door twee steunen geopend. Deze steunen krijgen flinke windlast te verduren, dus moeten als ruimtelijk vakwerk uitgevoerd worden.



afb. 7.3 Zijaanzicht op korte en op lange zijde van de Arena

Concept 4



afb. 7.4 Doorsneden door korte en lange zijde van de Arena

7.2 Conclusie

In concept 3 is voorgesteld een nieuwe ombouw te ontwerpen voor de ArenA. Het dak is op schetsniveau getekend en berekend.

Het voordeel van een nieuw ontwerp is dat een hele lijst ongenoegens weggewerkt kan worden. Deze verbeterpunten moeten eerst geëvalueerd worden in samenspraak met de directie van de Amsterdam ArenA. Met een team van deskundigen moet dan bekeken worden welke eisen aan een nieuw ontwerp gesteld worden, zodat al deze punten geïntegreerd kunnen worden. Wanneer de ArenA dit hoge ambitieniveau heeft, kan er een uitbreiding van zeker 20.000 stoelen gerealiseerd worden.

Voor een afstudeerwerk is de uitwerking van dit concept te uitgebreid. Tijdens het schrijven van dit rapport lijkt de noodzaak voor een dergelijk grootschalige uitbreiding ook niet zo groot. Maar er kan altijd iets gebeuren waardoor het wel een interessante mogelijkheid wordt.

8 Afweging concepten

8.1 Voor- en nadelen voor het bouwproces

Argument	Concept 1 variant staal	Concept 1 variant beton	Concept 2 Naar binnen	Concept 3 Nieuw dak
Weinig hulpconstructies	0	- De hele koker moet eerst ondersteund en voorgespannen worden, en is dan pas zelfdragend.	- De vijzels staan de hulpconstructie die de tribuneplaatsing faciliteert in de weg,	0
Grote bouwdelen	+ De koker kan zo groot gemaakt worden als wat op een vrachtwagen past.	- Omdat de betonnen koker zwaarder is, wordt de koker opgesplitst in meer elementen.	+ Hetzelfde principe als concept 1 in staal.	0 Kan zelf ontworpen worden.
Uitbreiding dak	- Vanaf dakrand tot nieuwe tribunerand moet afgedicht worden.	- Vanaf dakrand tot nieuwe tribunerand moet afgedicht worden.	+ Niet nodig	0
Afbreken dak nodig?	+	+	+	-- Het verwijderen kost waarschijnlijk meer tijd dan opvijzelen, en dan moet ook nog een nieuw dak gemaakt worden.
Onderbrekingen van evenementen	+ Het bouwproces kan langer buiten de ArenA blijven.	+ Gelijk als concept 1	- Boven de tribune bouwen geeft meer onzekerheden dus voor de veiligheid mag er geen evenement plaatsvinden.	- Een nieuw dak zal recht boven het speelveld gemaakt moeten worden, en moet meestal ondersteund worden tot het helemaal af is.
Excentriciteit	0	0	0 In de bocht kan de excentriciteit t.o.v. de opleggingen verkleind worden. Op de rechte stukken is de excentriciteit ongunstiger dan uitbreiding naar buiten.	0
Totaal	++	--	+	---

tabel 8.1 Voor- en nadelen van verschillende concepten

8.2 Voor- en nadelen van het eindproduct

Concept 3 betreft een vernieuwing op vele punten, en kan niet met de eerste twee concepten vergeleken worden. Vandaar dat de voor- en nadelen van uitbreiding buiten- en binnen de bestaande dakrand beschouwd worden. Dit wordt slechts kwalitatief gedaan, aangezien de concepten nog te weinig uitgewerkt zijn om de kosten e.d. te kwantificeren.

Argument	Concept 1 Naar buiten in staal	Concept 1 Naar buiten in beton	Concept 2 Naar binnen in staal
Afstand van tribune tot veld	- Bij 10.000 stoelen is de horizontale afstand in dit concept ong. 8 m groter dan bij concept 2.	-	+ Vooral bij uitbreiding > 10.000 stoelen kan de afstand flink verkort worden.
Uitstraling binnen	+	+	+
Uitstraling buiten	+ De schuine vorm van de tribune wordt mooi doorgezet naar buiten.	- Beton kan niet zo mooi vormgegeven worden als staal.	0 Afhankelijk van de draagconstructie wordt de opening onder het dak mooi opgevuld of niet.
Totaal	++	-	++

tabel 8.2 Vergelijking van concepten op eindproduct

8.3 Conclusie

De stalen constructie wint op de meeste punten van beton. Hierin zijn de materiaal- en arbeidskosten niet vergeleken, aangezien er nog te veel onzekerheden over de precieze vorm zijn. Een gunstiger uitvoeringsproces is vaak wel van grote invloed op de kosten. Constructief is staal dus handiger. Persoonlijk licht de voorkeur van de auteur van dit afstudeerwerk ook bij een stalen netkous, vanwege de architectonische uitstraling.

Met zowel een uitbreiding binnen als buiten de bestaande dakrand is het mogelijk 10.000 extra stoelen te realiseren. Beide concepten hebben hun voordelen en nadelen. In de volgende fase zal een optimalisatie gezocht worden, zodat constructief het gewicht goed gebalanceerd wordt, en toeschouwers ook dicht op het speelveld zitten. De verwachting na het schrijven van dit rapport is dat met een hoger aantal stoelen een betere balans van het gewicht van de tribune gezocht kan worden. Dit zal verder onderzocht worden.

9 Nawoord

Wat is het resultaat van dit rapport?

In dit vooronderzoek - fase twee van het afstudeerwerk - zijn 3 concepten opgesteld voor de uitbreiding van de ArenA. Concept 1 is als beste uit de bus gekomen. Er is globaal berekend welke dimensies nodig zijn. Er is aangetoond dat het concept constructief haalbaar is, en dat de stappen voor uitvoering er ook logisch uitzien. De waarde van de overige concepten ligt in de vergelijking op verschillende aspecten zoals uitvoering, eigen gewicht, architectonische waarde, enz.

Het concept komt deugdelijk over, omdat:

- § De stijpunten zijn robuust uit te voeren.
- § Torsie in de koker kan door de koker zelf opgenomen worden, aangezien ze rond loopt.
- § De kracht uit de tribune wordt via de raaklijnen van de koker ingevoerd, zodat er geen overbodige torsie ontstaat.
- § De stramienlijn van het bestaande bouwwerk is aangehouden, zodat dezelfde tribune-elementen ook bij de nieuwe ring zullen voldoen (er moet slechts gecontroleerd worden of de normen niet zijn aangepast).
- § In de koker kan de extra toeschouwerscapaciteit aangevoerd worden richting de tribune.

Vanaf het begin heeft dit concept eigenlijk mijn persoonlijke voorkeur gehad, zodat het iets verder is uitgewerkt dan de andere concepten (o.a. met een ESA berekening).

In de derde fase - het schetsontwerp - moeten echter nog meer zaken onderzocht worden:

- § Hoe zit het met de fundering, is er ruimte voor extra palen, kunnen die door het bestaande gebouw de grond in gebracht worden?
- § Als de netkous doorgaand over de oplegging (de betonnen toren) moet zijn, hoe moet hij dan aan deze betonnen koker bevestigd worden? Krijgt de toren hierdoor wel of niet een wringend moment?
- § Hoe moeten de betonnen tribunegordingen gemonteerd worden aan het stalen vakwerk?
- § Hoe is de stabiliteit tijdens de bouwphase gegarandeerd?
- § Hoe zit het met de windbelasting op dak bij de toegenomen hoogte?

In fase 4 - het constructieve ontwerp - zal dieper op de berekening ingegaan worden, zoals de toegenomen windbelasting op het dak, de spatkrachten van het dak, de stabiliteit van het gebouw bij horizontale windbelasting, vervormingen en trillingen.

10 Literatuuropgave

http://en.wikipedia.org/wiki/Wembley_Stadium

http://www.enerpac.fr/promo/miller_park/NL/

www.zwarts.jansma.nl/artefact-588-nl.html

www.artdeck.nl

ARCADIS: *Haalbaarheidsstudie varianten uitbreiding toeschouwerscapaciteit*, 24 augustus 2006.

Amsterdam ArenA; Projecten college 7T641. Technische Universiteit Eindhoven, Vakgroep Bouwkundig Constructief Ontwerpen. Eindhoven, 1997.

11 Bijlage

11.1 Artikel over kandidaatstelling WK 2018

Bron: http://www.nu.nl/news/1085689/43/KNVB_om_tafel_met_Balkenende_over_WK_in_2018.html

KNVB om tafel met Balkenende over WK in 2018

Uitgegeven: 22 mei 2007 14:11

Laatst gewijzigd: 22 mei 2007 14:22

ZEIST - De KNVB neemt op korte termijn een besluit over een definitieve kandidaatstelling voor het wereldkampioenschap voetbal in 2018. Algemeen directeur Harry Been gaat op 5 juli met voorzitter Jeu Sprengers op bezoek bij premier Jan Peter Balkenende.



"In dat gesprek willen we ons plan voorleggen", aldus Been dinsdag. "De financiële steun van de overheid is belangrijk in deze."

Als Balkenende positief reageert, is een definitieve kandidaatstelling van Nederland en België dichtbij. De Belgische voetbalbond stemde al eerder in met het plan en ook de KNVB kent geen twijfels meer. "Formeel moeten we nog een besluit nemen, maar alle tekenen wijzen in de goede richting", zo liet Been weten.

België

Nederland organiseerde eerder met België het Europees kampioenschap in 2000. Been was toen samen met Alain Courtois toernooirecteur. "De Belgen vragen steeds aan ons hoe de situatie ervoor staat. Zij zijn veel enthousiaster. De overheid heeft al 500.000 euro toegezegd.

In Antwerpen is door Courtois zelfs al een speciaal kantoor geopend voor het WK. In Nederland is de houding anders. Bij ons vinden sommige politici zelfs dat landen blij moeten zijn dat ze naar Nederland mogen komen. Zo werkt het niet."

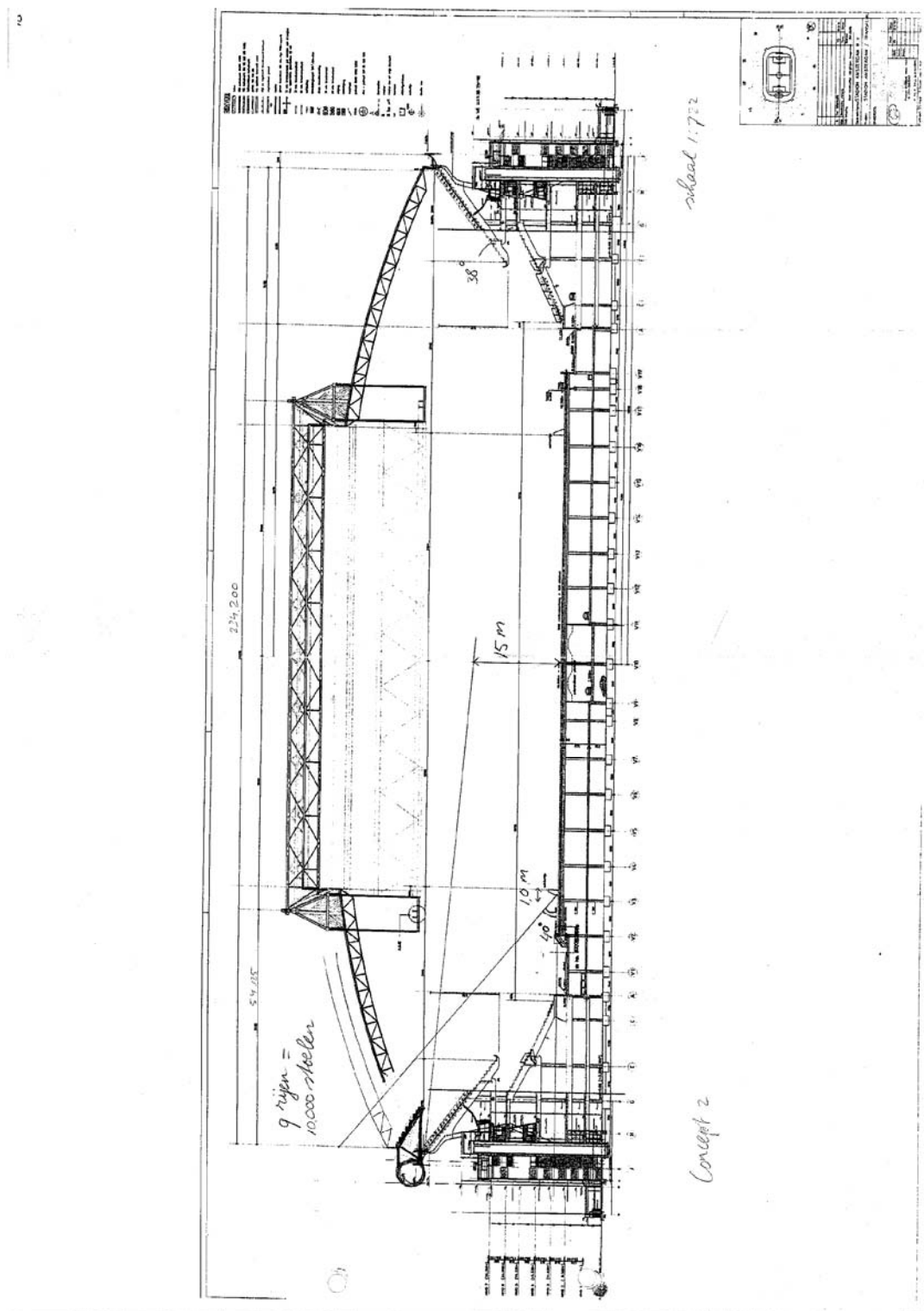
Azië

De FIFA bepaalt in 2011 waar het WK van 2018 gehouden wordt. "We moeten dus redelijk snel zijn met de kandidaatstelling", aldus Been. "De kans is aanwezig dat Europa in 2018 weer aan de beurt is, hoewel ook Azië met het ingevoerde roulatiesysteem een optie is." Het WK van 2010 is in Zuid-Afrika, Brazilië is vermoedelijk in 2014 gastheer.

"Engeland heeft zich als enige Europese land al officieel aangemeld voor het WK in 2018", weet Been. "Nederland en België hebben in 2000 bewezen een toernooi ook prima met z'n tweeën te kunnen doen."

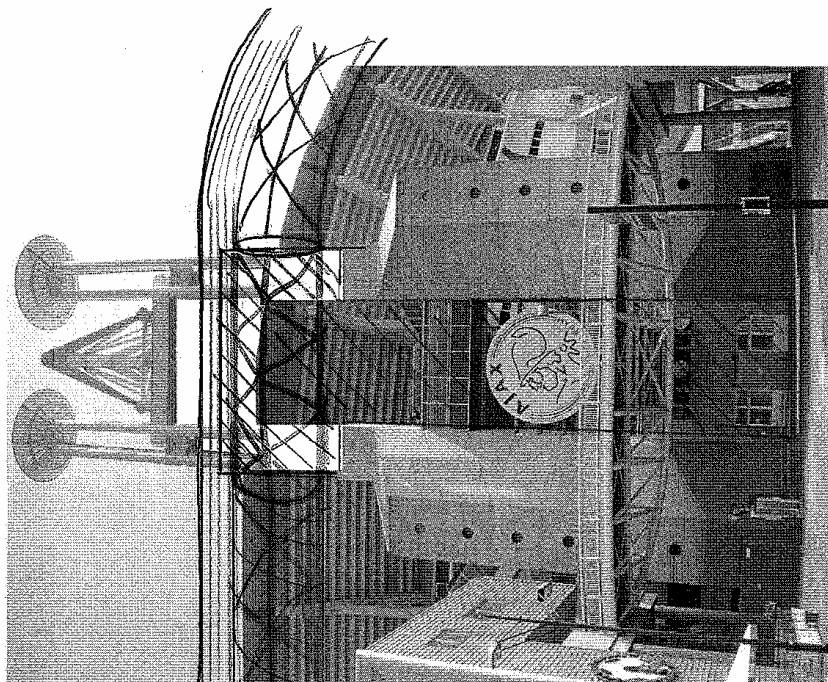
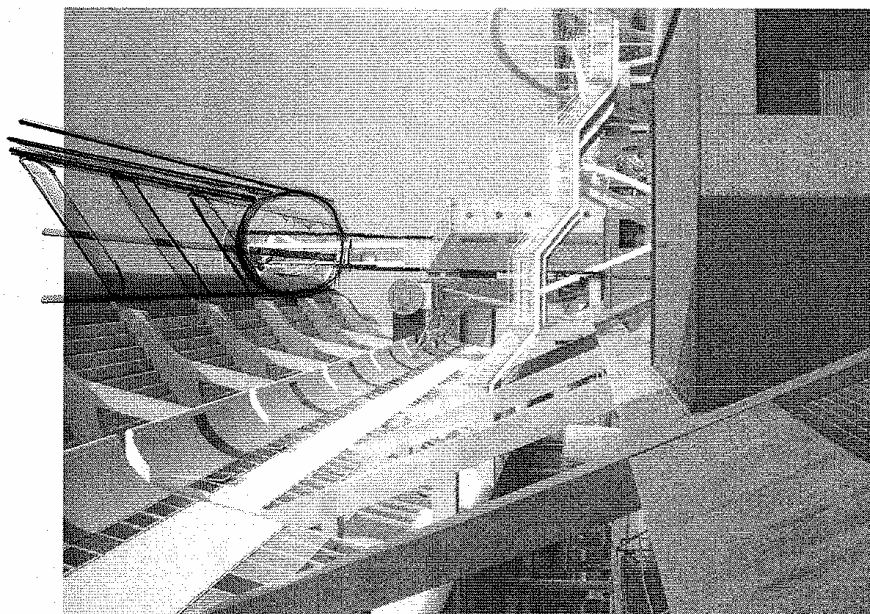
Onder leiding van Been organiseerde Nederland in 2005 ook het WK voor spelers tot 20 jaar. In juni volgt in de steden Heerenveen, Groningen, Arnhem en Nijmegen het EK onder 21. Ook daarbij is Been toernooirecteur.

11.2 Zichtlijnen



11.3 Berekening concept 1 – variant 1 Stalen netkous

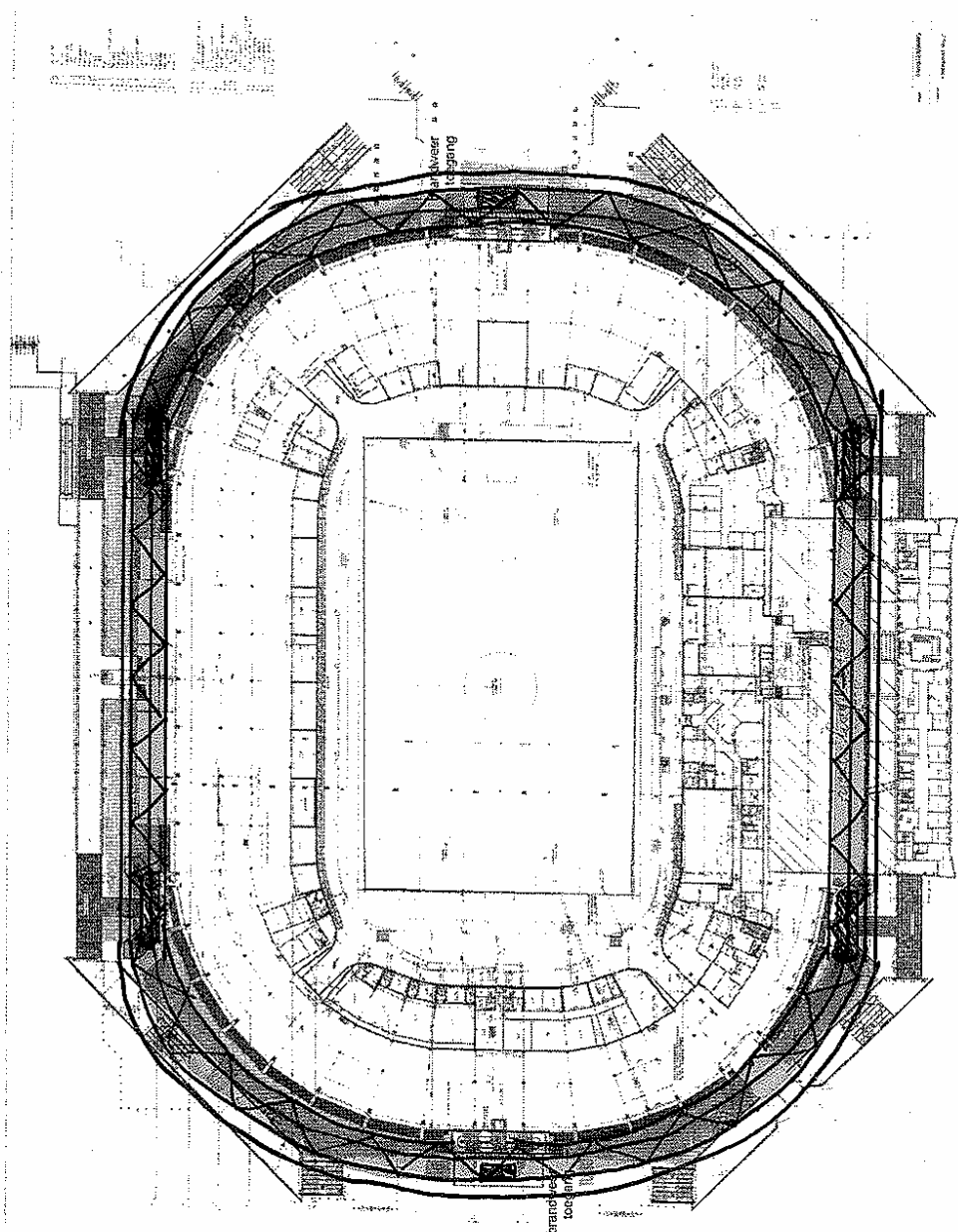
Concept 1: Zwevende ring

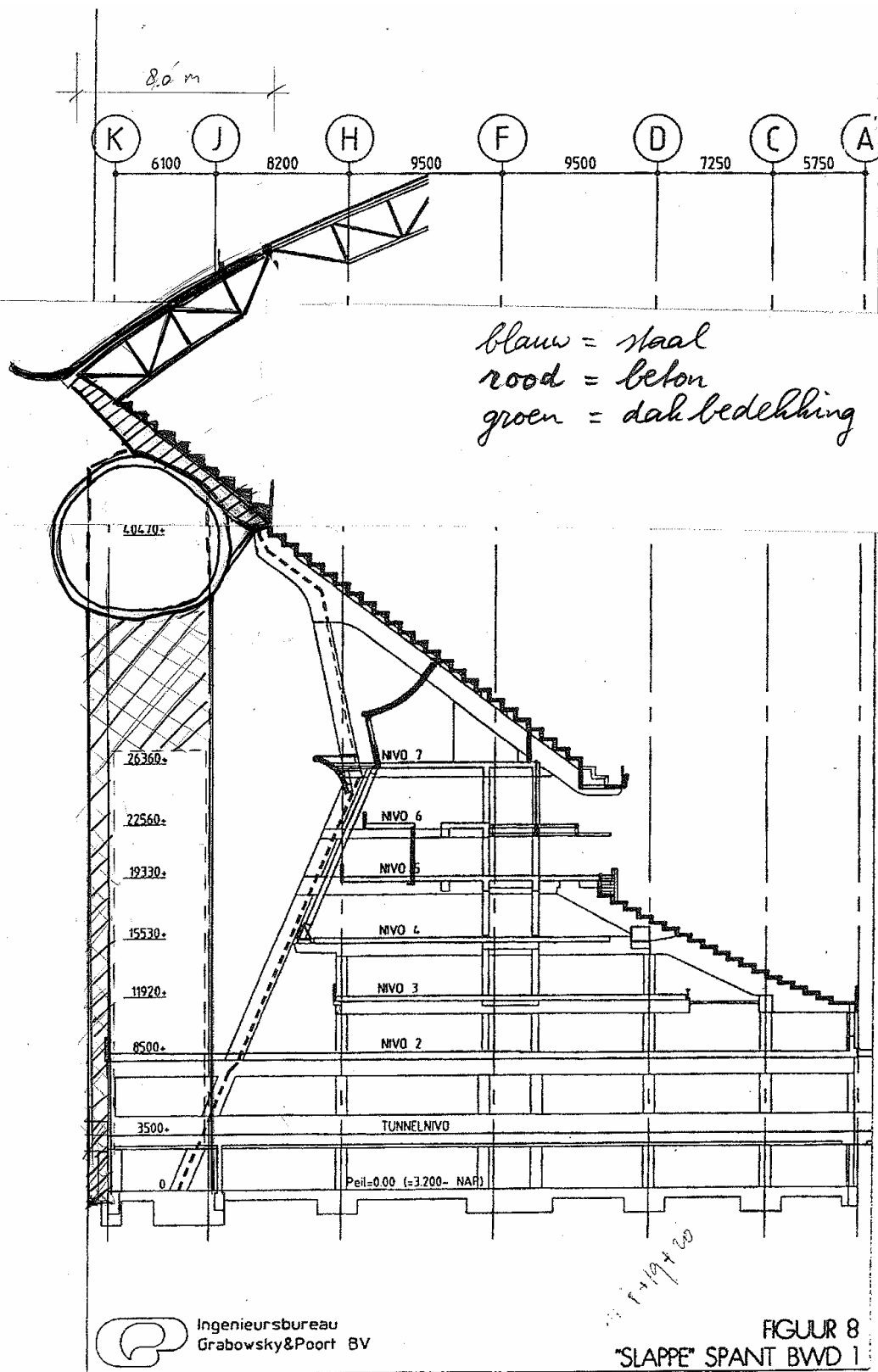


Concept 1



Concept 1: Zwevende ring



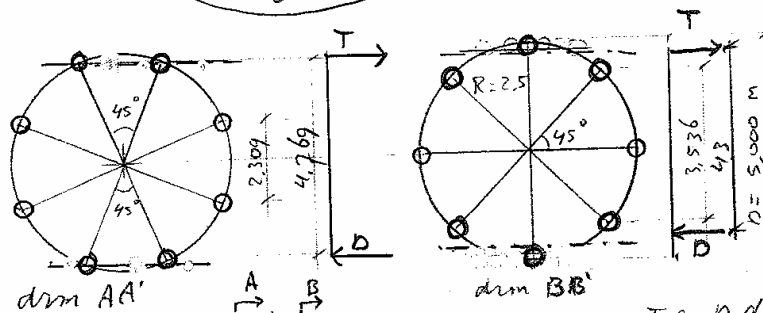
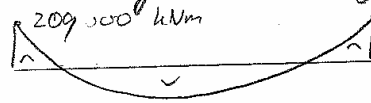


Concept 1

schaal 1:310

Krachtenverdeling in ruimtelijk vakwerk

moment



$h_{\text{gen}} \approx 4.3$
moment door
boven- en
onderregel

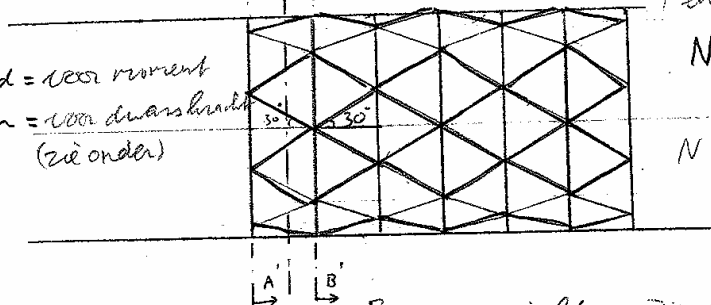
$$T = D \approx \frac{M}{h} = \frac{209,000}{4.3}$$

T en D door 4 schuine staven:

$$N = \frac{D/4}{\cos(30)} = 1$$

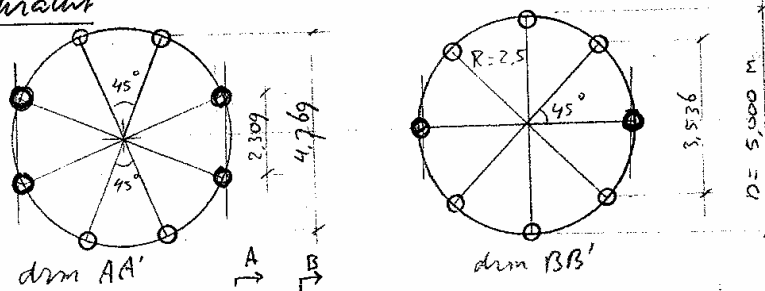
$$N = \frac{49000/4}{\cos 30} = 12,500 \text{ kN}$$

rood = voor moment
groen = voor dwarskracht
(zie onder)

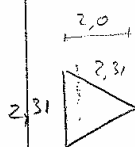


Bovenaanzicht = ~~Zijaanzicht~~

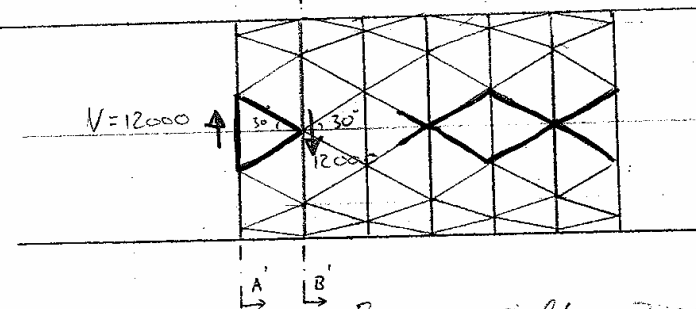
Dwarskracht



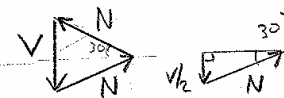
dwarskracht
door zijhanten



$$V = 12,000$$



Bovenaanzicht = ~~Zijaanzicht~~



$$N = \frac{V/2}{\sin 30} = \frac{6000}{\sin 30} = 12,000 \text{ kN}$$

rechte afstand tussen 2 knooppunten is a

$$\cos(22,5) = \frac{a/2}{R}$$

$$a = 2R \cdot \cos(22,5) = 2 \left(\frac{8,5}{2} \right) 0,924 = 7,85$$

afstand tussen de ringen is b

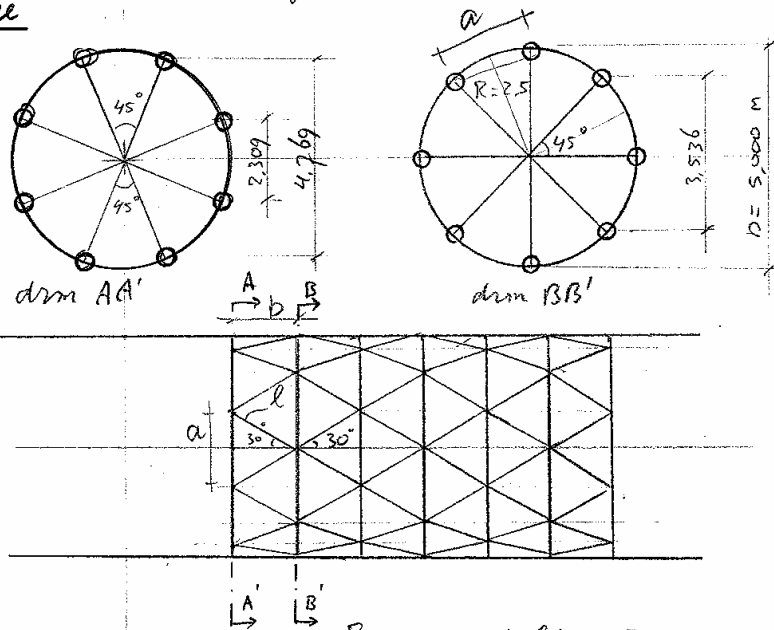
$$\tan(30) = \frac{a/2}{b}$$

$$b = \frac{a}{2 \cdot \tan(30)} = \frac{7,85}{2 \cdot \tan(30)} = 6,80$$

lengte staven/diagonalen is

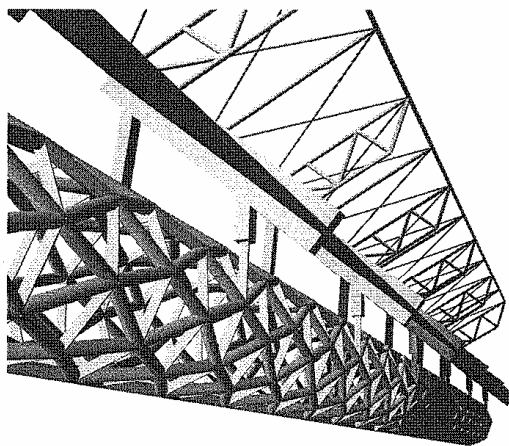
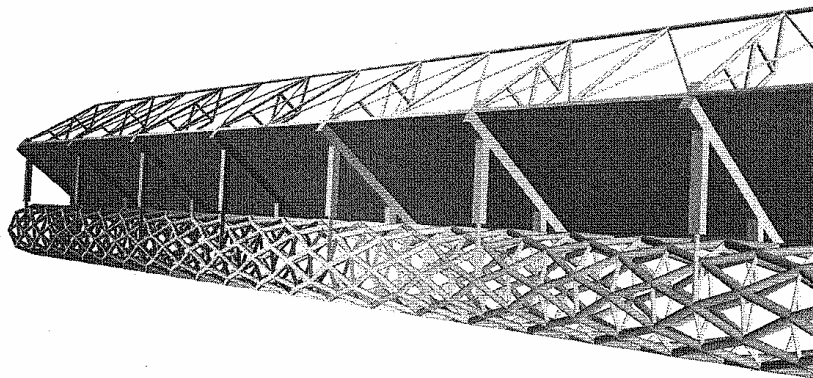
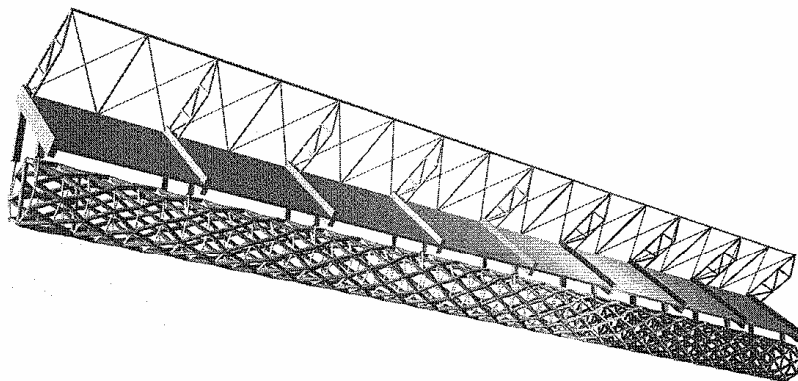
$$l = \frac{a/2}{\sin 30} = a = 7,85 \text{ m}$$

Torre



Bovenansicht = Zijaanzicht

Concept 1: Netkous

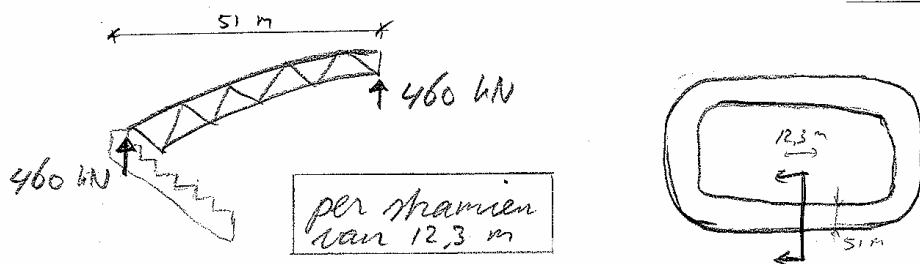


$l_{mp} = 2,14$ en geen s.o (zie p.14)!

Belastingen van het dak

Eigen gewicht

totaal gewicht dak 4600 ton
 - helft gaat via bogen naar torens 2300 ton
 - helft rust op rand van tribune 2300 ton
 dak is opgedeeld in 50 stramien,
 dus oplegreacties per gording = $2300 / 50 = 46$ ton
 (breedte is 12,3 m) $= \underline{\underline{460 \text{ kN}}}$



Dit is een erg conservatieve aanname, omdat in de 4600 ton ook het beweegbare deel zit, welke direct via de hoofd-bogen afgedragen wordt.

Veranderlijke last

maatgevend: sneeuwbelasting $P_{rep} = C_i \cdot P_{m,rep}$

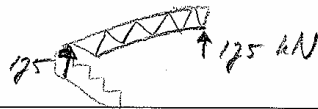
$C_i = 0,8$ volgens NEN 6702 §8.2

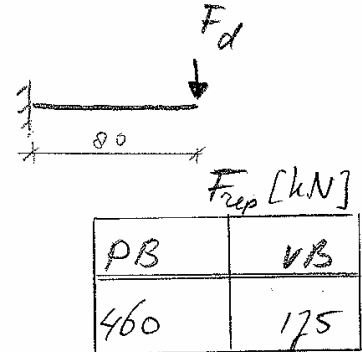
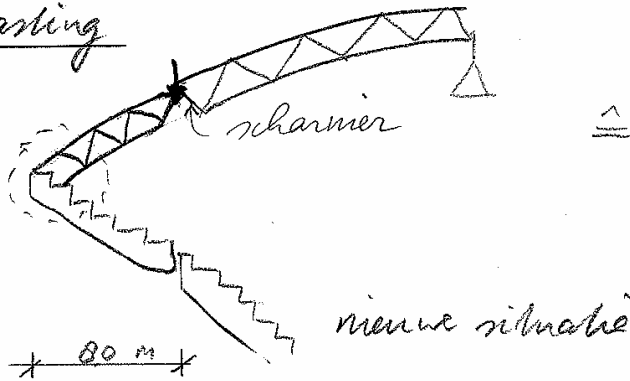
$P_{m,rep} = 0,7 \text{ kN/m}^2$

$P_{rep} = 0,8 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$

$A = 12,3 \cdot 25,5 = 314 \text{ m}^2$

$F_{rep} = A \cdot p = 175 \text{ kN}$



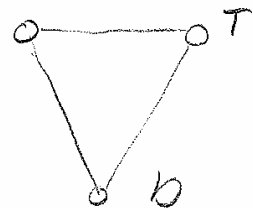
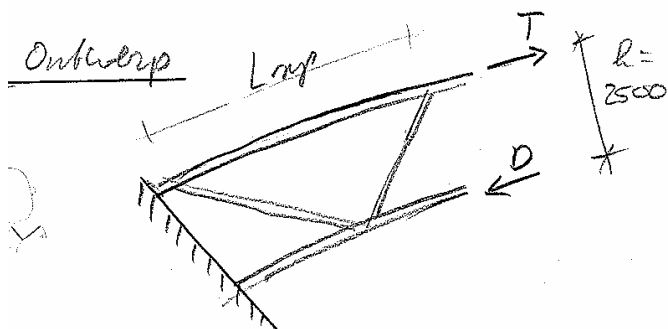
Concept 1Stalen tribune-overlappingBelasting

$$F_d = 12 \cdot 460 + 1,5 \cdot 175 = 815 \text{ kN}$$

$$l = 8,0 \text{ m}$$

$$M_d = F \cdot l = 815 \cdot 8 = \underline{6520 \text{ kNm}}$$

$$M_{rep} = 5080 \text{ kNm}$$



$$T = D = \frac{M}{h} = 6520 / 2,5 = 2608 \text{ kN}$$

Dimensionering

CHS 193,7 x 25

$$A = 13250 \text{ mm}^2$$

$$\rho = 104,01 \text{ kg/m}^3$$

$$I_y = 4817 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 60,3$$

$$f_y = 355$$

$$L_{\text{sys}} = 4000 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = l_{\text{buck}} / i_y = 166,3$$

$$\lambda = \pi \sqrt{E_d / f_y} = 76,4$$

$$\lambda_{y,\text{rel}} = 0,87$$

$$\omega_{\text{buc}} = 0,75 \quad (\text{curve a})$$

$$N_{\text{cud}} = A \cdot f_y = 3549 \text{ kN}$$

$$- \text{toets } \frac{N_d}{N_{\text{cud}}} = \frac{2608}{3549} = 0,74 < 1$$

$$\omega_{\text{buc}} \cdot N_{\text{cud}} = 0,75 \cdot 3549$$

voldoet

- TS Construct geeft

$$\text{unity check} = 0,715 \quad \text{voldoet}$$

$$L_{\text{sys}} = 5000 \text{ mm} \quad \text{geeft unity check} = 0,908 \quad \text{kan ook}$$

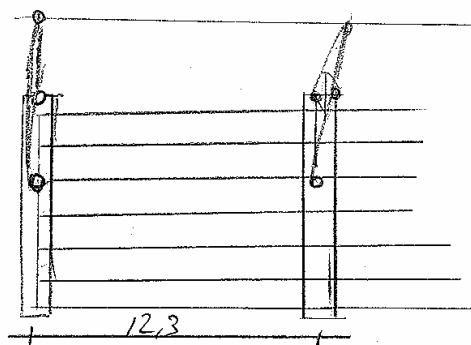
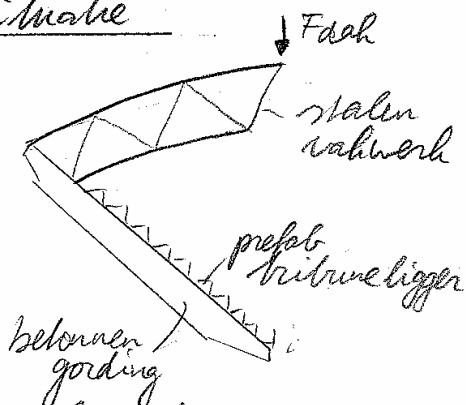
Conclusie

De stalen uitbraging kan met redelijke profielen gerealiseerd worden.

Systeemlengte van 5,0 m heeft CHS 194 x 25 profiel nodig.

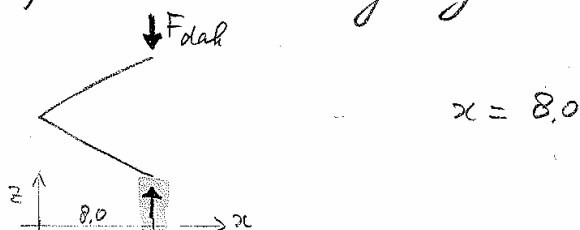
Betonnen tribune gordingen

Situatie

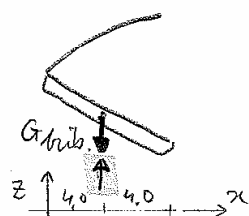


ideale plaats voor ondersteuning tribune:
ondersteuning onder rand tank van belasting $\rightarrow$ geen torsie

- bij verwaarlozing e.g. tribune 10% gewicht dak



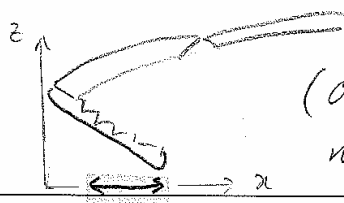
- bij verwaarlozing gewicht van dak 10% tribune



gewicht van tribune verandert
niet of zonder verankeringen.

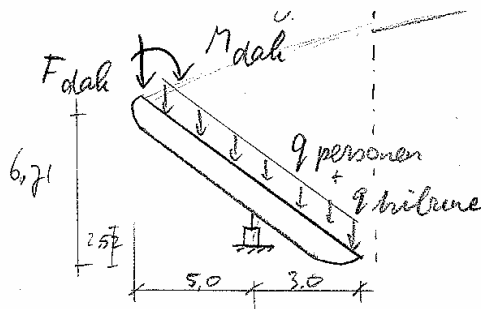
$$x = 4,0$$

- waarheid zit in het midden, tussen $x = 4$ en $x = 8$ m



eerste aanname $x = 5,0$ m
(overigens zal de ondersteuning
niet puntvormig zijn)

Belastingen algemeen



personen $\psi = 0.25$

eg. prefab tribune-elementen (202 p.6)

$$p_{rep} = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{ol} = 16.3$$

kN/m²

PS	VS
	4.0
8.6	
8.6	4.0

Lijndast op tribune gording Loh 12.3 m

* personen $\psi = 0.25$ $p = 4.0$

tribune-elementen $8.6 \cdot 12.3 =$

gordingen (zie p.6) (niet in TS RW!)

$$q_{rep} = 166 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 214$$

kN/m

	49.2
106	
20	
126	49

* Puntdast van dah (zie p.1)

$$F_{rep} = 635 \text{ kN}$$

$$F_d = 815$$

kN

460	125
-----	-----

* Moment $M_d = F_d \cdot l$

$$= (1.2 \cdot 460 + 1.5 \cdot 125) \cdot 8.0$$

$$= 6520 \text{ kNm}$$

kNm

3680	1400
------	------

$$M_{rep} = 5080 \text{ kNm}$$

* horizontale last 10% van gewicht, verand

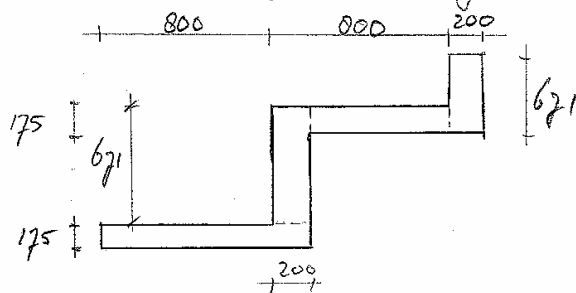
kN/m

	4.9
--	-----

Noordelijk ontwerp tribune-element

Uitgangspunten en belastingen blijven gelijk tov. ring 2
hoogte per tree is nu 621 mm ipv 600

Vereenvoudigd thv gewichtsberekening:



$$A = 1000 \cdot 175 + 621 \cdot 200 + 600 \cdot 175 + 621 \cdot 200$$

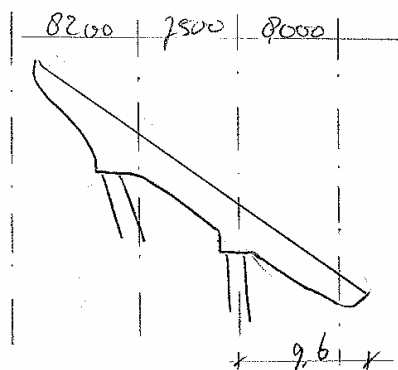
$$A = 548.400 \text{ mm}^2$$

$$G = A \cdot \rho = 0,5484 \cdot 25 = 13,71 \text{ kN/m}$$

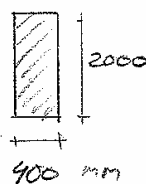
horizontaal verdeelde last:

$$p_{eg} = 13,71 / 1,6 = \underline{\underline{8,6 \text{ kN/m}^2}}$$

Noordelijk ontwerp tribune-gording



* bestaande max. uitkraging = 9,6 m



$$A = 800.000 \text{ mm}^2$$

$$G = \underline{\underline{20 \text{ kN/m}}}$$

bestaande spant

* nieuwe max. uitkraging = 5,0 m,

maar daar komt moment van dalen bij. Daarom wordt dezelfde dimensie overgehouden

Resultierend moment op ondersteuning (per 12,3 m)

* Leeg stadion ! afhankelijk van afstand tot midden cirkel!
dit is niet zo belangrijk in ontwerp fase

$$\begin{aligned}\Sigma T &= F_{dah} \cdot (-5) + F_{dah} \cdot 8 + q \cdot l_{grd} \cdot e \\ &= 3 \cdot F_{dah} - 8 \cdot q \cdot 1 = 3 \cdot 460 - 8 \cdot 126 = 372 \\ &= 3 \cdot 175 = 525\end{aligned}$$

PB	VB
372	525

* Vol stadion

$$\begin{aligned}\Sigma T &= F_{dah} \cdot (-5) + 17dah + q \cdot l_{grd} \cdot e \\ &= 3 \cdot F_{dah} - 8 \cdot q = 3 \cdot 460 - 8 \cdot 126 = 372 \\ &= 3 \cdot 175 - 8 \cdot 99 = 133\end{aligned}$$

PB	VB
372	133

Leeg stadion

$T_{rep} = 900 \text{ kNm}$ 2 alles naar binnen gericht,

$T_d = 1233 \text{ kNm}$ 2 richting bestaande tribune

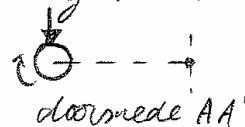
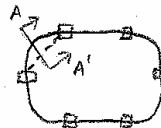
Vol stadion

$T_{rep} = 505 \text{ kNm}$ 2

$T_d = 645 \text{ kNm}$ 2

Conclusie

De ondersteuning mag nog iets naar rechts / naar binnen op de rechte stukken, om statisch evenwicht te maken. Op de bochte stukken van de zwevende ring is torsie naar binnen wel voordelig:

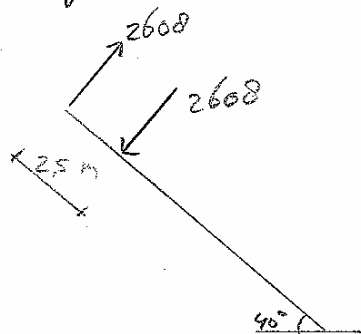


door mede AA'

Sterkteberekening tribune gording

Situatie zie p. 5

Berekening zie TS Raamwerken blad 2-9



Zwerende Ring / Netkous

Doel

constructief:

- dragen tribune (moment en toer)

functioneel:

- geleiden verkeersstroom horizontaal + naar tribunes
- uitzicht bieden

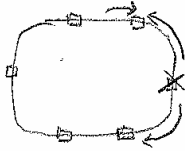
esthetisch:

- versterken ring-idee van tribune
(is momenteel door dakbogen iets onderbelicht)

Gewenste afmetingen

* Capaciteit wordt gedimensioneerd op sluichtregen

bij brand, stel dat
een toren wegvalt,
dan moet 1/6 deel



van de nieuwe tribune door de gang kunnen wegkomen,

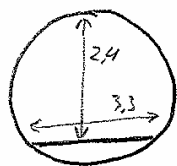
$10000 / 6 = 1666$ mensen. Tijd om weg te komen 270s (pr EN13200)

$$B_e = \frac{A}{T.C} = \frac{1666}{270} = 33 \text{ m (pr E)} \quad \neq 120 \text{ (eis)}$$

270 - 188 → voor looppad

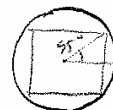
$$\text{of } A = \frac{B_e}{1,2} \times \frac{450 \text{ bruisport}}{150 \text{ binnenport}} \rightarrow B_e \geq \frac{A}{1,2 \cdot 450} = 31 \text{ m (EN13200)}$$

Minimale hoogte looppad = 2,40 m (nog wat ruimte
dit leidt tot voor installaties)



minimale vrije doorloophoogte deuren = 2,20

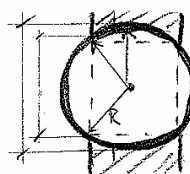
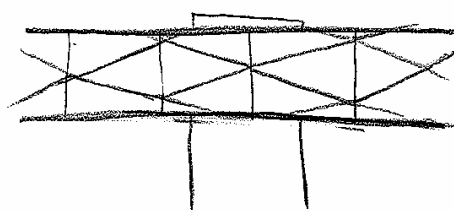
minimale afmetingen i.v.m. vluchtcapaciteit
optimaal ruimtegebruik:



$$b = \sqrt{2} \cdot 3,3$$

$$b = 4,7$$

* architectonische overweging
de boog moet doorlopen langs 'toren'



3,8

breedte van bestaande toren

De hoogte die erlangs loopt
dient minimaal $\frac{1}{4}$ van totale bruis hoogte te zijn.
(arbitraire doelstelling van esthetica)

$$R = 2,8 \text{ m} \quad \text{of} \quad \text{diameter} = \underline{\underline{5,6 \text{ m}}}$$

* constructieve vuistregel

$$\text{ruimtelijk vakwerk} \quad h = \frac{1}{15} - \frac{1}{30} l$$

rechte stuk, afstand tussen twee torens $l = 100 \text{ m}$

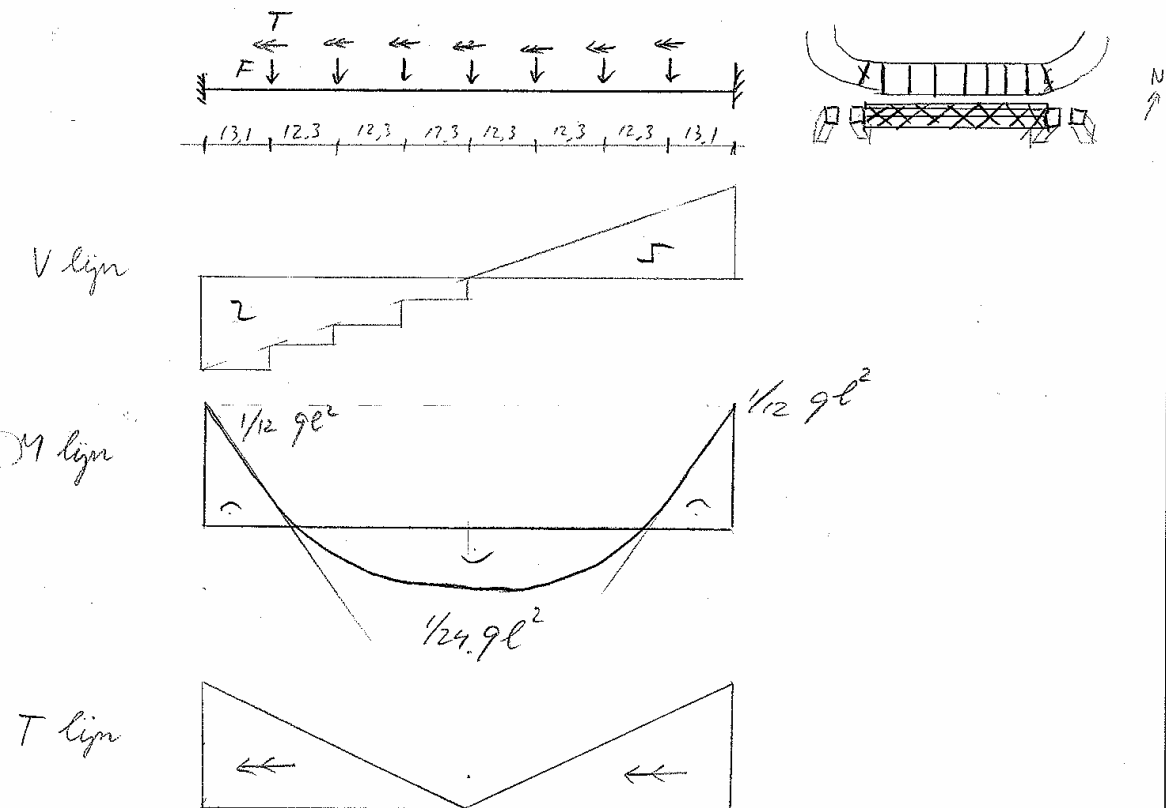
$$\text{keuze} \quad h = \frac{1}{20} l = \underline{\underline{5,0 \text{ m}}}$$

Doorgaande liggen gunstiger voor moment.

* keuze: h.o.h. boven- en onderrand = 5,0 m

net dikte van staven + buitenafwerking is
dat ong. 5,60 m. Controle op sterkte nodig!

Belastingen



Leeg stadion

- Puntlast = lijnlast op gording $\times$ lengte gording (8,0)
 - * tribune-elementen + gordingen (p.5)
 - * uit het dak (zie p.1)
 - encl. eigen gewicht nethous

Torne zie p.7

Extra tgv toechouwers

Puntlast $VB = 49 \cdot 8 = 392 \text{ kN}$

Torne excl. = 1,0 m.

↳ resultierend, zie p.7

	kN	
	PB	VB
	1008	
	460	125
F	1500	175
	kNm	
T	392	525
	kN	
F +	0	392
	kNm	
T +	0	392

eg 4BG

Belasting per staven op ondersteuning (12,3m)
 hoh 12,3 m

- * personen
- * tribune-elementen
- * gordingen beton
- * dak

kN	
PB	VB
	399
848	
166	
560	125
1500	570

omgerekend naar lijnlast

$$q_p = 1500 / 12,3 = 122 \text{ kN/m'}$$

$$q_v = 570 / 12,3 = 46 \text{ "}$$

$$q_{rep} = 170 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 215 \text{ "}$$

In de stang zelf: permanent

$$\text{staal : 16 staven } \rightarrow 16 \text{ kN/m' } = 160 \text{ kN/m'}$$

$$\text{loopplaat 3,5 m breed } = 3,5 \text{ "}$$

$$\text{glasrandek } = 16 \text{ m} \times 0,2 = 3,2 \text{ "}$$

$$q_p = 22,7 \text{ kN/m'}$$

Totaal

of

verdeeld	staven 12 m	Totaal
$q_p = 145 \text{ kN/m'}$	$F_p = 1740 \text{ kN}$	$q_{rep} = 200 \text{ kN/m'}$
$q_v = 46 \text{ kN/m'}$	$F_v = 550 \text{ kN}$	$q_d = 250$

$$M_{01} = \frac{1}{12} q l^2 = 209.000 \text{ kNm}$$



$$\rightarrow T = D = M_0 / h = 209.000 / 4,3 = 49.000 \text{ kN}$$

$$\leftarrow \text{opgevoeren door 4 staven b/o : } N = \pm 12.250 \text{ kN}$$

Toeb op knik van rethous-profielen

$$N_d = 12500 \text{ kN} \quad (\text{zie p. 11b})$$

Keuze van profiel CHS 355-40

$$A = 3,966 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 5,017 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 177,8 \text{ mm}$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{\text{sys}} = 5,0 \text{ m}$$

$$l_{\text{bnc}} = 5,0 \text{ m}$$

$$\lambda_y = l_{\text{bnc}} / i_y = 28,12$$

$$\lambda = \pi \sqrt{E A / f_y} = 76,4$$

$$\lambda_{\text{yrel}} = \lambda_y / \lambda = 0,368$$

$$N_{\text{cnd}} = A f_y = 14079 \text{ kN}$$

$$\text{curve a} \rightarrow \omega_{\text{bnc}} = 0,986$$

$$\text{toeb } \frac{N_d}{\omega_{\text{bnc}} \cdot N_{\text{cnd}}} = \frac{12500}{0,986 \cdot 14079} = \underline{\underline{0,90}}$$

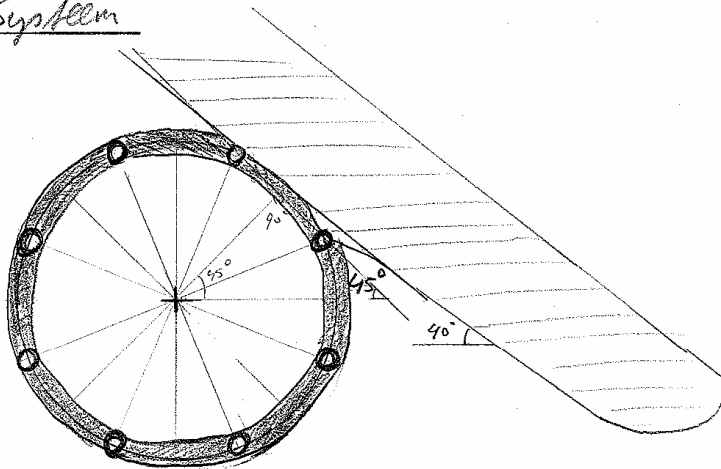
profiel voldoet

In de toelichting is nog niet gecontroleerd: de overspanning met het aantal oplegging zo gekozen worden dat N_d niet groter wordt.

Inleiding van de kracht op 'slang'

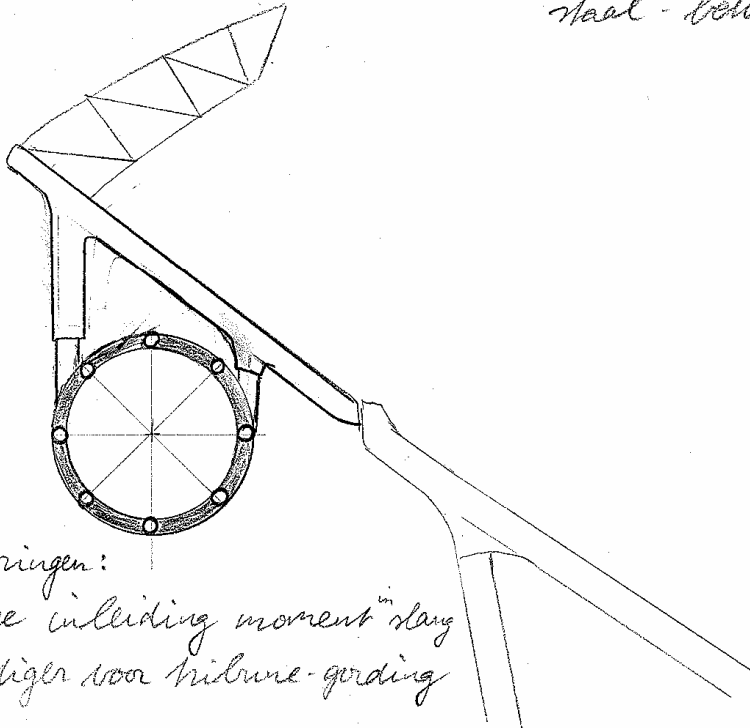
Systeem

①



lastige inleiding van torie ; lastige verbinding
naal - beton

②



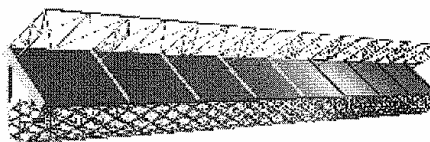
verbeteringen:

- betere inleiding moment "slang"
- gunstiger voor tridune-gording



Inhoudsopgave

Concept 1 - Dragende slang met tribune	1
Aansluiting van tribune aan ruimtelijk vakwerk	2
Materialenlijst	2
2D macro's	3
Steunpunten & Bedding	3
Belastinggevallen	3
Verslag berekening.	4
Veranderlijke last: personen op tribune BG2	5
Veranderlijke last uit het dak BG3	5
Permanent Eigen gewicht dak BG4	6
Interne krachten - N in dakgording. UGT combi : 1/3	7
Interne krachten - Mx in tribunegording. UGT combi : 1/3	7
Interne krachten - N in tribunedrager. UGT combi : 1/3	8
Normaalspanning in netkous. UGT combi : 1/3	8
Interne krachten - N in ring aan zijkant van netkous. UGT	9
Spanning in macros 1, UGT. comb (alles), globale extremen.	9
Interne krachten - N in diagonalen aan zijkant netkous. UGT	10
Interne krachten in diagonalen aan rand. UGT. comb (alles), extremen.	10
Spanning in diagonalen aan zijkant netkous. UGT	11
Spanning in diagonalen aan zijkant netkous .UGT.	11
Interne krachten - N in cirkel in midden van netkous. UGT	13
Interne krachten in middendiagonalen UGT. comb (alles), globale extremen.	13
Interne krachten - N in diagonalen in midden van netkous. Boven aanzicht. UGT	14
Interne krachten middencirkel. UGT. comb (alles), globale extremen.	14



Concept 1 - Dragende slang met tribune

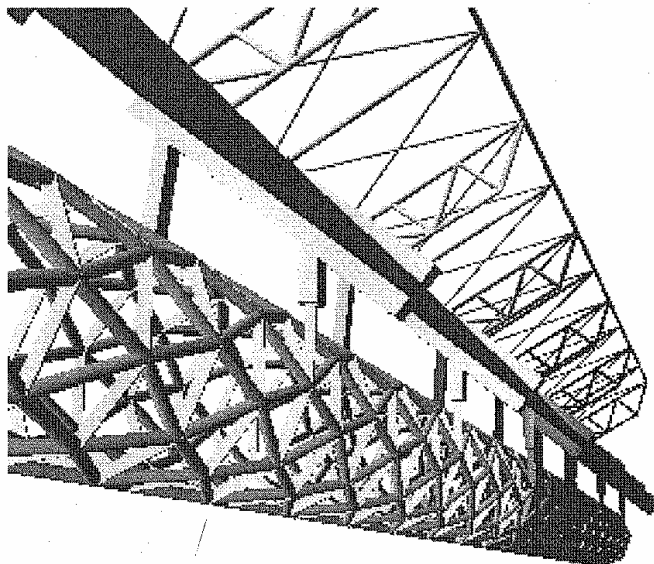


Amsterdam Arena
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

Blad 2 van 14

Systeem

Auteur P.C. Kuiper



Aansluiting van tribune aan ruimtelijk vakwerk

Materialenlijst
Groep van 1D macro's:
1/1356

nr.	Naam	Kwaliteit	Eenh. gewicht kg/m	Lengte m	Massa kg
1	Diagonalen slang (B355.6/40)	S355	308.31	1806.98	557101.80
2	Slangcirkels (FLB300/40)	S355	94.20	780.67	73539.51
3	TribGording (1500,500)	B 65	1875.00	93.92	176091.25
4	TribDrager (500,500)	B 65	625.00	65.44	40902.34
5	Trib.verb. met slang (FLB300/80)	S355	188.40	45.00	8478.00
6	Dakvakwerk (B219.1/25)	S355	118.51	456.56	54106.70
7	Windverband (B108/10)	S355	23.93	347.70	8321.78

Totaal gewicht van constructie: 918541.39 kg
Verfoppervlakte: 3519.40 m²

Bijlage 18 Blad 2 van 14

C:\Documents and Settings\kuiperp\Desktop\Amsterdam Arena\Berekeningen\ESA\1f - slang lang met tribune-elemen



2D macro's

num	type
1	B 65 Dikte 0.27 m Rand: 1,2,3,4
2	B 65 Dikte 0.27 m Rand: 5,6,7,2
3	B 65 Dikte 0.27 m Rand: 8,9,10,6
4	B 65 Dikte 0.27 m Rand: 11,12,13,14

num	type
5	B 65 Dikte 0.27 m Rand: 15,16,17,9
6	B 65 Dikte 0.27 m Rand: 18,14,19,16
7	B 65 Dikte 0.27 m Rand: 20,4,21,22
8	B 65 Dikte 0.27 m Rand: 23,24,25,12

→ eigen gewicht
tribune = 8.6 kN/m^2
(horizontaal, zie p. 11.6)
hor. afstand = 8.0 m
lengte tribune = 10.44 m
gewicht per lengte:
 $p = \frac{8.6 \cdot 8.0}{10.44} = 6.59$
dikte = $\frac{p}{\rho} = \frac{6.59}{25} = 0.264 \text{ m}$
 $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 265 \text{ mm}$

Steunpunten

Steunpunt	knoop	type	Afmeting m
1	17	XYZRxRyRz	0.20
2	18	XYZRxRyRz	0.20
3	19	XYZRxRyRz	0.20
4	20	XYZRxRyRz	0.20
5	21	XYZRxRyRz	0.20
6	22	XYZRxRyRz	0.20
7	23	XYZRxRyRz	0.20
8	24	XYZRxRyRz	0.20

Steunpunt	knoop	type	Afmeting m
9	393	XYZRxRyRz	0.20
10	394	XYZRxRyRz	0.20
11	395	XYZRxRyRz	0.20
12	396	XYZRxRyRz	0.20
13	397	XYZRxRyRz	0.20
14	398	XYZRxRyRz	0.20
15	399	XYZRxRyRz	0.20
16	400	XYZRxRyRz	0.20

(inkleuring aan beide einden)

Belastinggevallen

BG	Naam	Omschrijving
1	Permanent e.g.	Eigengewicht. Richting -Z
2	Veranderlijk mensen	Variabel - Mensen
3	Veranderlijk sneeuw	Variabel - Sneeuw
4	Permanent dak	Permanent - Lasten



Verslag berekening.

Lineaire berekening

Aantal 2D elementen	1056
Aantal 1D elementen	1519
Aantal netknopen	1645
Aantal vergelijkingen	9870
Belastinggevallen	BG 1 Permanent e.g. BG 2 Veranderlijk mensen BG 3 Veranderlijk sneeuw BG 4 Permanent dak
Buigtheorie	Mindlin
Start berekening	24.05.2007 15:16
Einde berekening	24.05.2007 15:16

Som van lasten en reacties.

		X	Y	Z
belastinggeval 1	last	-0.0	0.0	-15822.1
	knoopreacties	0.0	0.0	15822.1
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
belastinggeval 2	last	0.0	0.0	-5008.8
	knoopreacties	-0.0	0.0	5008.8
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
belastinggeval 3	last	0.0	0.0	-1225.0
	knoopreacties	0.0	0.0	1225.0
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
belastinggeval 4	last	0.0	0.0	-3220.0
	knoopreacties	0.0	0.0	3220.0
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0

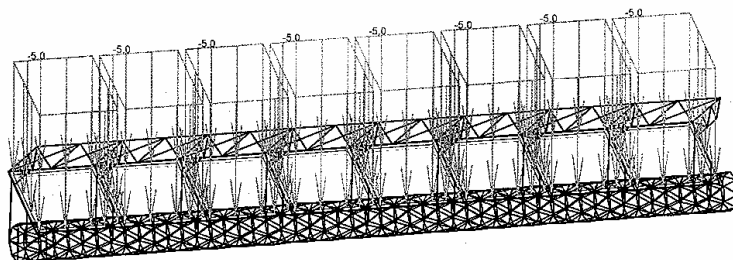


Amsterdam Arena
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

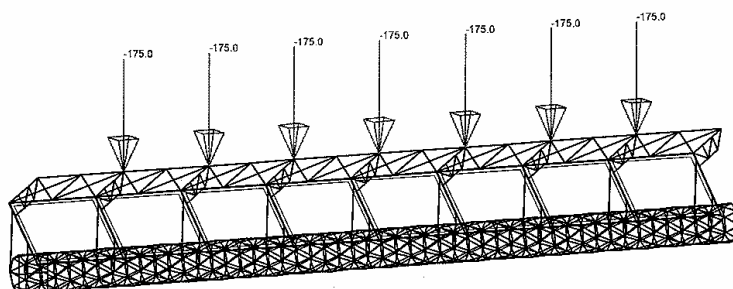
Blad 5 van 14

Belastingen

Auteur P.C. Kuiper



Veranderlijke last: personen op tribune BG2



Veranderlijke last uit het dak BG3

Bijlage 18 Blad 5 van 14

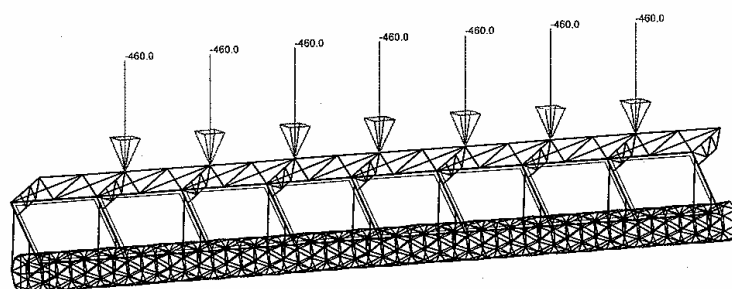
C:\Documents and Settings\kuiperp\Desktop\Amsterdam Arena\Berekeningen\ESA\C1f - slang lang met tribune-e



Amsterdam ArenA
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

Blad 6 van 14

Auteur P.C. Kuiper



Permanent Eigen gewicht dak BG4

Bijlage 18 Blad 6 van 14

C:\Documents and Settings\kuiperp\Desktop\Amsterdam ArenA\Berekeningen\ESA\C1f - slang lang met tribune-elemen

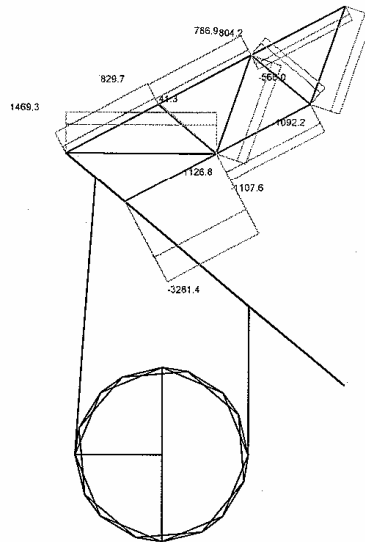


Amsterdam Arena
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

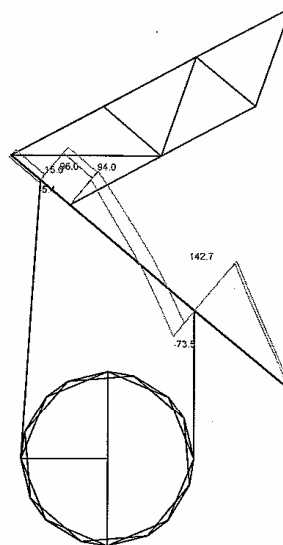
Blad 7 van 14

Reaches

Auteur P.C. Kuiper



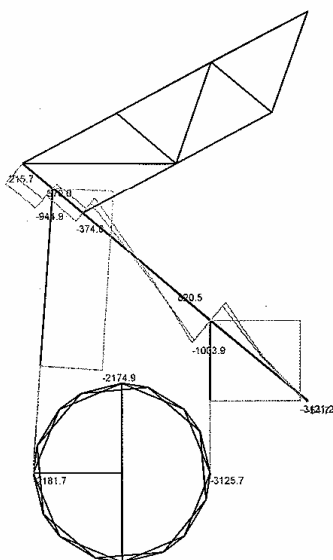
Interne krachten - N in dakgording. UGT combi : 1/3



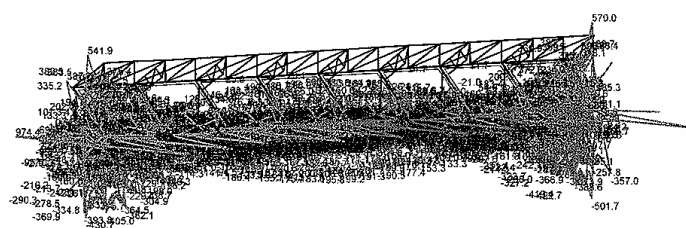
Interne krachten - Mx in tribunegording. UGT combi : 1/3

Bijlage 18 Blad 7 van 14

C:\Documents and Settings\kuiperp\Desktop\Amsterdam Arena\Berekeningen\ESA\1f - slang lang met tribune-e



Interne krachten - N in tribunedrager. UGT combi : 1/3



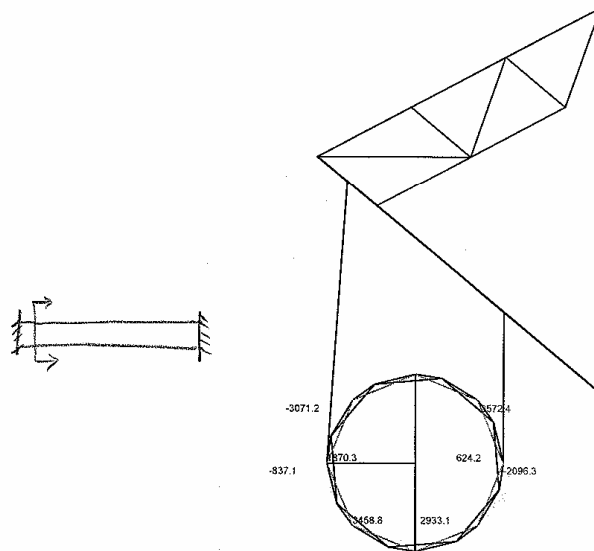
Normaalspanning in netkous. UGT combi : 1/3



Amsterdam Arena
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

Blad 9 van 14

Auteur P.C. Kuiper



Interne krachten - N in ring aan zijkant van netkous. UGT

Spanningen in 1D Macro's. Globale extremen

Lineair statisch - extreme van alle combinaties

Groep van macro's:1

Groep van UGT combi:1/3

macro	staaf	combi	dx m	Normaalspanning - / + MPa	Schuifspanning MPa	Von Mises - / + MPa
1	2	2	0.000	-342.94 0.00	2.30	342.94
1	6	2	0.000	0.00 311.13	0.36	311.13
1	2	2	1.913	-309.90 0.00	2.55	309.90

voldoen

Bijlage 18 Blad 9 van 14

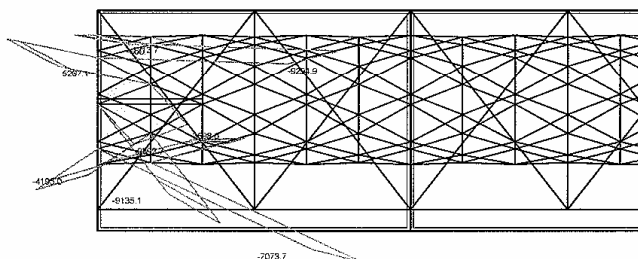
C:\Documents and Settings\kuiperp\Desktop\Amsterdam Arena\Berekeningen\ESA\C1f - slang lang met tribune-e



Amsterdam ArenA
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

Blad 10 van 14

Auteur P.C. Kuiper



Interne krachten - N in diagonalen aan zijkant netkous. UGT

Interne krachten in diagonalen aan rand. UGT. comb (alles), extremen.

Groep van staven: 45/53
Groep van UGT combi: 1/3

staaf	doorsn.	combi	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
45	1	2	0.000	3697.96	12.64	81.14	14.64	-224.42	-19.25
			2.140	3695.18	12.64	73.73	14.64	-58.72	7.80
46			2.326	-7073.71	98.72	-35.97	42.72	-153.36	86.64
			0.000	-7069.95	98.72	-28.23	42.72	-78.68	-143.03
47			2.140	-4195.03	-29.60	270.69	-32.05	125.33	-26.39
			0.000	-4193.37	-29.60	278.43	-32.05	-462.15	36.94
48		3	-3212.15	-28.64	234.66	-28.28	-386.72	38.54	
			2.326	-9135.08	146.38	-185.19	66.44	-344.86	163.05
49		2	0.000	-9134.03	146.38	-176.65	66.44	76.04	-177.49
				-9892.71	-154.51	281.24	-63.46	-451.72	205.58
50			2.140	-9892.28	-154.51	273.33	-63.46	141.60	-125.04
			0.000	-5267.12	68.66	-237.43	49.06	129.77	-105.00
51			2.326	-5264.83	68.66	-245.73	49.06	-432.25	54.74
			0.000	-9294.93	-180.42	48.98	-62.24	-161.54	216.27
52		3	2.140	-9292.66	-180.42	41.40	-62.24	-64.84	-169.78
			0.000	-659.37	-14.94	-61.64	-1.33	-20.79	-24.81
53		2		-519.93	-18.02	-79.34	-0.32	-23.99	-27.36
			2.326	-515.66	-18.02	-86.81	-0.32	-217.26	-69.28
			0.000	-1213.70	42.96	38.33	-31.08	-156.95	-70.46
			2.140	-1210.92	42.96	30.92	-31.08	-82.86	21.46

kracht boeien: 9892 kN, berekend was 12500 kN

Bijlage 18 Blad 10 van 14

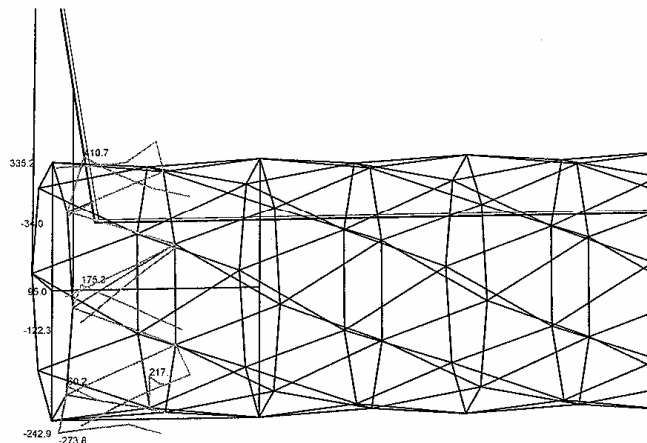
C:\Documents and Settings\kuiperp\Desktop\Amsterdam ArenA\Berekeningen\ESA\C1f - slang lang met tribune-elemen



Amsterdam Arena
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

Blad 11 van 14

Auteur F.C. Kuiper



Spanning in diagonalen aan zijkant netkous. UGT

Spanning in diagonalen aan zijkant netkous .UGT.

Groep van staven: 41/56, 1211

Groep van UGT combi: 1/3

staaf	doorsn.	combi	dx m	Normaalspanning - / + MPa	Schuifspanning MPa	Von Mises - / + MPa
41	1	2	0.000	0.00 ✗ 541.86	22.72	542.61
42	1	3	2.326	-33.97 272.50	20.71	273.30
42	1	2	2.326	-31.42 335.18	24.53	336.08
43	1	2	0.000	0.00 ✗ 410.73	18.20	411.43
44	1	2	2.326	-122.28 94.98	7.70	122.42
45	1	2	0.000	0.00 175.25	6.30	175.33
46	1	2	2.326	-242.89 0.00	11.84	243.66
46	1	2	0.000	-238.99 0.00	11.84	239.43
47	1	2	0.000	-273.77 60.23	18.69	274.01
48	1	2	2.326	✗ -369.85 0.00	19.72	371.07

enkele staven volden niet!

Bijlage 18 Blad 11 van 14

C:\Documents and Settings\kuiperp\Desktop\Amsterdam Arena\Berekeningen\ESA\1f - slang lang met tribune



Amsterdam ArenA
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

Blad 12 van 14

Auteur P.C. Kuiper

staaf	doorsn.	combi	dx m	Normaalspanning - / + MPa	Schuifspanning MPa	Von Mises - / + MPa
49	1	2	0.000	✗ -430.68 0.00	23.92	431.75
50	1	2	2.326	-290.25 22.15	19.84	290.91
51	1	2	0.000	-333.53 0.00	19.11	334.25
52	1	2	2.326	-95.47 69.21	4.29	95.48
53	1	2	0.000	-92.91 31.10	7.15	93.67
54	1	2	0.000	0.00 223.77	17.30	224.38
55	1	2	0.000	0.00 ✗ 387.19	17.29	387.31
56	1	2	2.326	0.00 ✗ 382.49	25.18	384.14
56	1	2	0.000	0.00 321.51	25.18	323.49
1211	1	2	0.000	✗ -393.75 0.00	6.96	393.76

Er komt te veel moment in de staven, want ze
waren berekend op 12.500 kN, maar de combi
 $N = 9893 + M_y = 453 \text{ kNm}$ voldoet niet.
Dus ophammerend (of dikkere) maken.

Bijlage 18 Blad 12 van 14

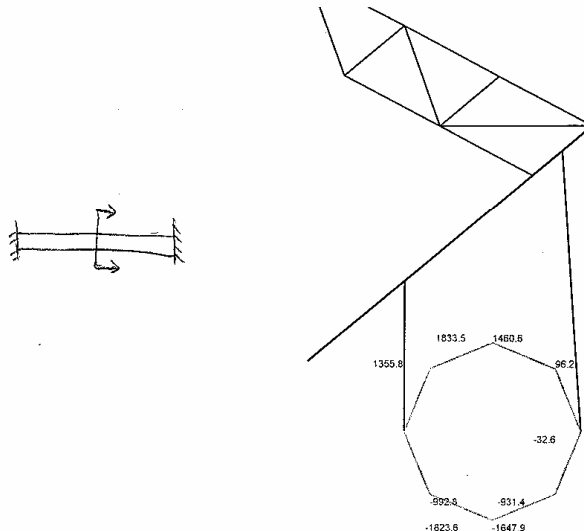
C:\Documents and Settings\kuiperp\Desktop\Amsterdam ArenA\Berekeningen\ESA\C1f - slang lang met tribune-elemen



Amsterdam Arena
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

Blad 13 van 14

Auteur P.C. Kuiper



Interne krachten - N in cirkel in midden van netkous. UGT

Interne krachten in midden *cirkel* UGT. comb (alles), globale extremen.

Groep van staven: 537/544,553/557,565/568

Groep van UGT combi: 1/3

staaf	doorsn.	combi	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
538	2	2	1.913	1833.45	-21.90	0.02	0.00	0.02	-27.50
553	1		2.140	-5402.49	-142.03	35.75	27.50	65.31	-143.29
568			0.000	-3392.29	130.28	-15.11	-40.80	22.47	-167.14
553				-5402.06	-142.03	43.65	27.50	-19.64	160.61
556				-1396.26	-117.76	105.61	97.85	-50.77	28.50
567			2.140	-3452.40	-80.08	-71.00	36.29	-55.46	-65.80
556			2.326	-1400.53	-117.76	98.13	97.85	186.23	-245.46
554			0.000	-3681.06	104.37	94.17	-19.14	-82.76	-124.39

Bijlage 18 Blad 13 van 14

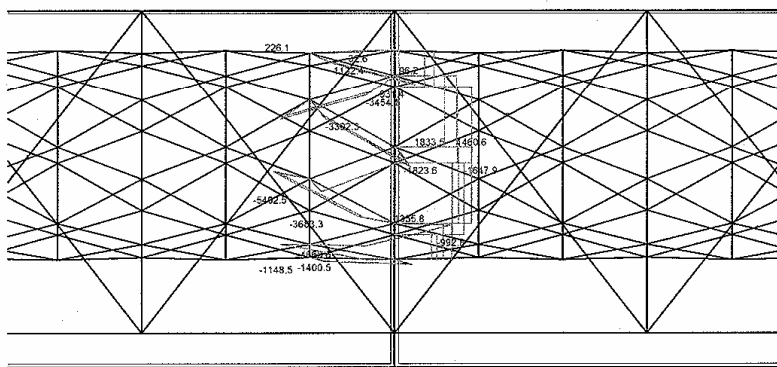
C:\Documents and Settings\kuiperp\Desktop\Amsterdam Arena\Berekeningen\ESA\C1f - slang lang met tribune-e



Amsterdam ArenA
Concept 1 - Cilindrisch vakwerk

Blad 14 van 14

Auteur P.C. Kuiper



Interne krachten - N in diagonalen in midden van netkous. Bovenaanzicht. UGT

Interne krachten middencirkel. UGT. comb (alles), globale extremen.

Groep van staven: 537/544

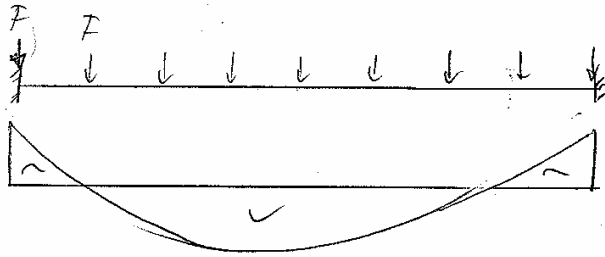
Groep van UGT combi: 1/3

staaf	doorsn.	combi	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
538	2	2	1.913	1833.45	-21.90	0.02	0.00	0.02	-27.50
542				-1823.65	17.73	-0.01	0.00	-0.01	1.92
543			0.000	-1647.87	35.68	-0.03	0.00	0.03	-19.88
537			1.913	1355.81	-82.02	0.03	0.00	0.03	-26.89
			0.000	1353.81	-81.20	0.03	0.00	-0.02	129.26
538				1832.63	-19.90	0.02	0.00	-0.02	12.49
544				-992.85	20.31	-0.03	0.00	0.04	18.81
543			1.913	-1647.04	33.69	-0.03	0.00	-0.03	46.49
542			0.000	-1822.82	19.73	-0.01	0.00	0.01	-33.92

Bijlage 18 Blad 14 van 14

C:\Documents and Settings\kuiper\Desktop\Amsterdam ArenA\Berekeningen\ESA\C1f - slang lang met tribune-elemen

Controle ESA model aan hand berekening

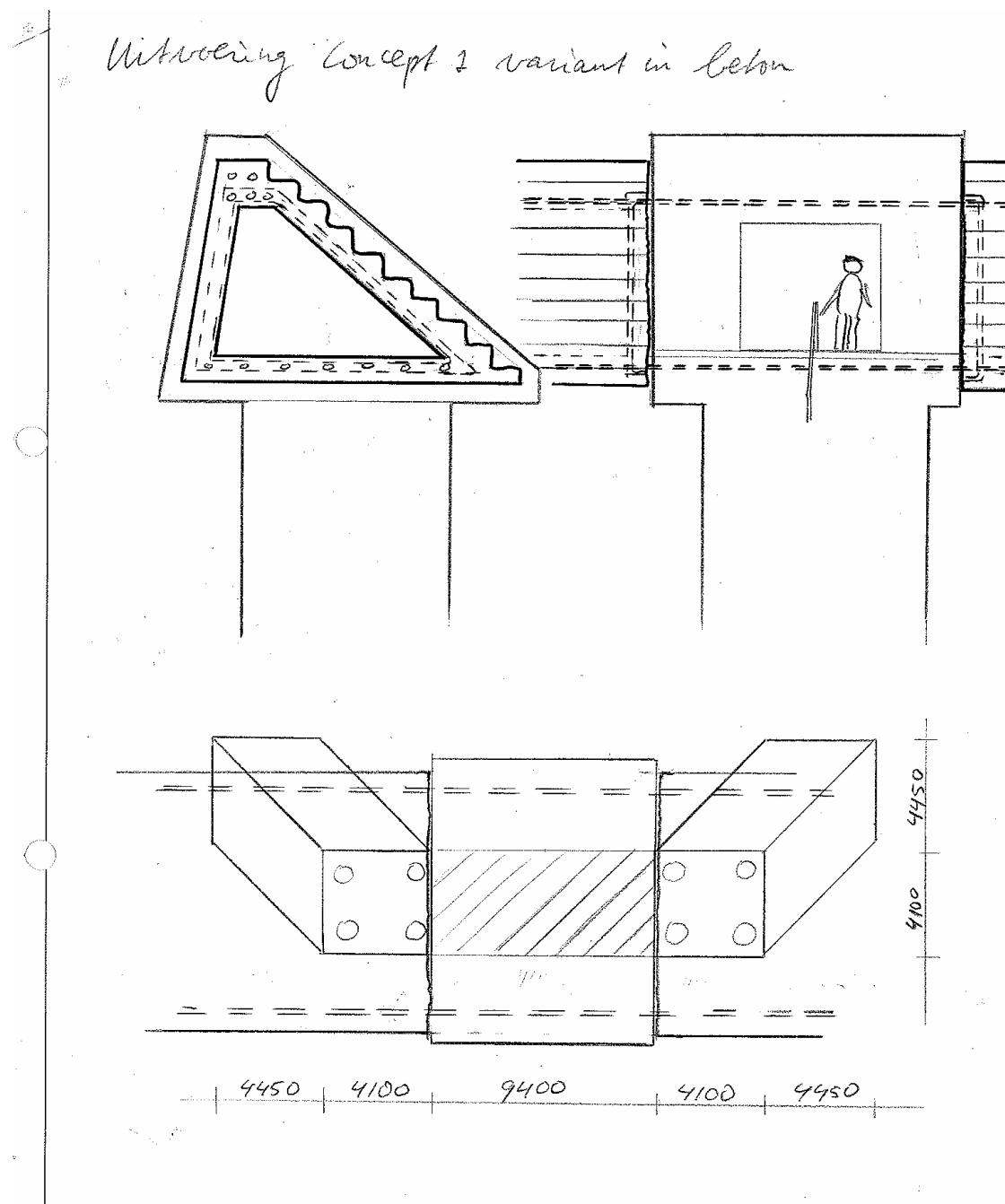


in ESA is gebruikt:	maatgevend
* totaal gewicht constructie: 919.000 kg = 9190 kN	$\times 1,2 = 11000$
* veranderlijke last	
- personen $p=5,0$ $b=8,0$ $l=100$ $4000 \text{ kN} \times 1,5$	$= 6000$
- dak $7 \times 460 \text{ kN}$ $3220 \text{ kN} \times 1,5$	$= 4830$
- dak veranderlijke is niet maatgevend iem personen	+
$G_{\text{rup}} = 16910 \text{ kN}$	$G_d = 22.000$
$q = \frac{G}{l} = \frac{16910}{100} = 169,1 \text{ kN/m}$	
$q_d = 220 \text{ kN/m}$	
$M_d = \frac{1}{12} q l^2 = \frac{1}{12} \cdot 220 \cdot 100^2 = 183.333 \text{ kNm}$	
$T = D = \pm \frac{M_d}{h_{\text{gem}}} = \frac{183.333}{5,3} = 34600 \text{ kN}$	
gedeeld over 4 staven op trek of druk, onder hoek van 30°	
$\rightarrow N = \pm \frac{34600/4}{\cos 30} = \pm 12400 \text{ kN}$	

Indien er 5 staven gemiddeld meekrukken, is de normaalkracht
per staaf $N = \frac{53000/5}{\cos 30} = 9930 \text{ kN}$

Volgens ESA is de normaalkracht 9893 kN, dus de
laatste aanname kan redelijk kloppen.

11.4 Berekening concept 1 – variant 2 Betonnen koker

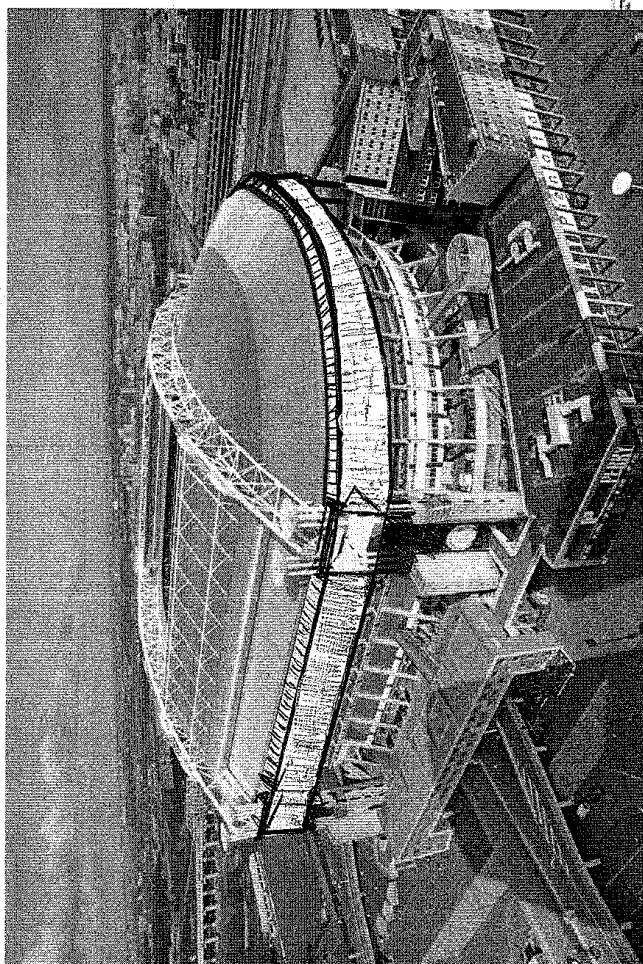
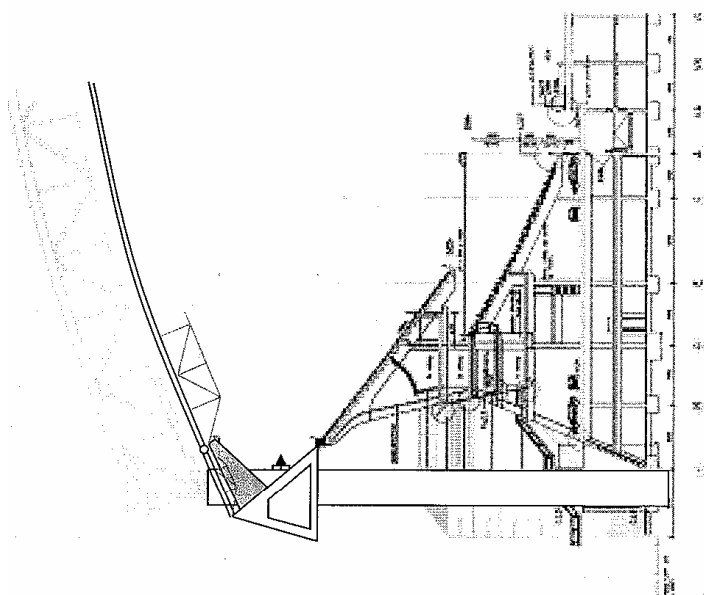


Naam: _____

Datum: _____

Blad: _____

ARCADIS
Infrastructuur, milieu, gebouwen



Betonnen koker

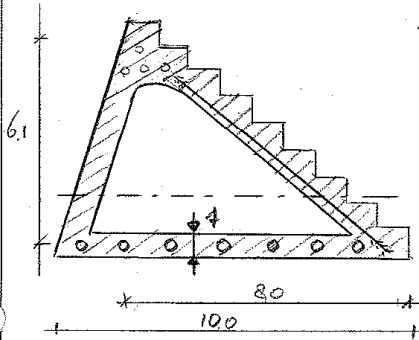
Concept 3



Concept 3: betonnen hoek

Vorm

schatting A onder



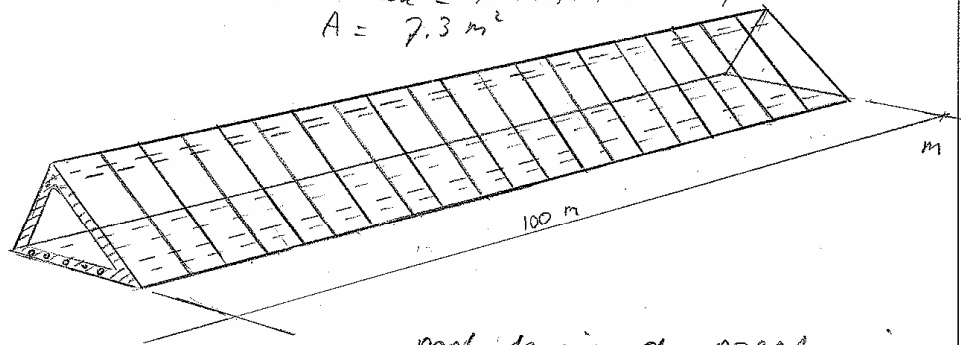
$$T = D = \frac{M}{h} = \frac{209.000 \text{ (concept 1)}}{2.0} = 104.500 \text{ kN}$$

$$A = \frac{T}{f_t} = \frac{104.500 \cdot 10^3}{39} = 2.679.587 \text{ mm}^2 = 2,68 \text{ m}^2$$

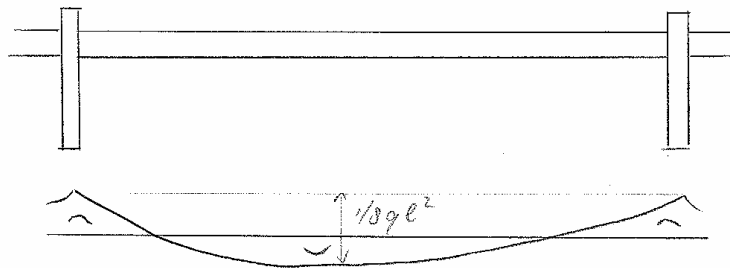
$$t = \frac{A}{b} = \frac{2,68}{10} = 0,27 \text{ m}$$

$$\text{Omtrek} = 6,5 + 10,4 + 10 = 26,9 \text{ m}$$

$$A = 7,3 \text{ m}^2$$

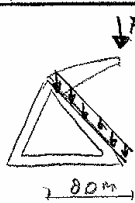


post-tensioned prestressing

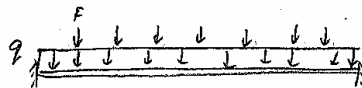


Naam: _____ Datum: _____

Blad: 1

Belastingen

$$l = 100 \text{ m}$$



kN/m'

personen $p = 4,0 \text{ kN/m}^2$

$$b = 8,0 \text{ m}$$

e.g. tribune $A = 7,3 \text{ m}^2$

$$p = 25 \text{ kN/m}^2$$

dah eigen gewicht $460 \text{ kN} / 12,3 \text{ m}$
 veranderlijk $175 \text{ kN} / 12,3 \text{ m}$

PB	VB
	32
183	
37	
	14
220	32

* Totaal voor max. moment (geen meeuw en pers.)

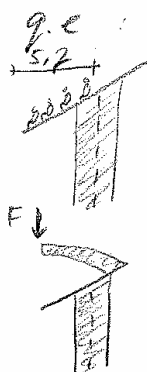
$$q_{\text{rep}} = 252 \text{ kN/m}^2 \text{ (personen) voor max. moment}$$

$$q_d = 312 \text{ kN/m}^2 \text{ (personen)}$$

* De meest ongunstige belasting voor moment en voor toern worden bij elkaar opgeteld.

* Toernbelasting

personen



$$q = b \cdot p = 5,7 \cdot 4,0 = 22,8 \text{ kN/m}^2$$

$$e = 5,7/2 = 2,85$$

$$t_v = q \cdot e = 22,8 \cdot 2,85 = 65 \text{ kNm/m}^2$$

dah en
mew

$$q_p = 460/12,3 = 37,4 \text{ kN/m}^2 \quad e = 5,7$$

$$q_v = 175/12,3 = 14,2 \text{ kN/m}^2$$

$$t_p = 213 \text{ kNm/m}$$

$$t_v = 81 \text{ kNm/m}$$

Naam:

Datum:

Blad:

2

Dus er is permanente lorie uit het dak:

$$t_p = 213 \text{ kNm/m}$$

Veranderlijke maatgevende lorie wordt bepaald door sneeuwbelasting (is namelijk groter dan personen-lorie):

$$t_v = 81 \text{ kNm/m}$$

Dus gesubstitueerd:

$$t_{rep} = 295 \text{ kNm/m (met sneeuw)}$$

$$t_d = 377 \text{ (met sneeuw) excl. eg tribune}$$

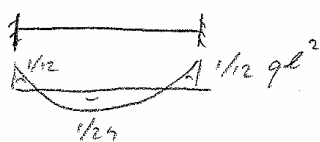
Naam: _____

Datum: _____

Blad: 3

moment en torsierechte stuk

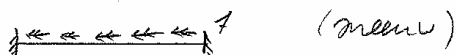
moment



$$q_d = 312 \text{ kN/m'}$$

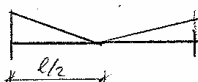
hoeken wordt beschouwd als doorgaand
 $\rightarrow M_d$ is oplegreactie $= 1/12 q_d l^2 = \underline{260.000 \text{ kNm}}$

torsie



(mouw)

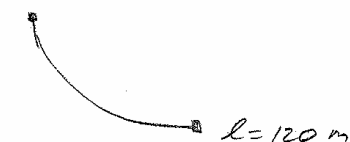
$$t_d = 377 \text{ kNm/m}$$



$$T_{max} = t_d \cdot l/2 = 377 \cdot 1/2 \cdot 100 = \underline{18.850 \text{ kNm}}$$

bocht

moment



$$M_d = 1/12 \cdot q_d \cdot l_{bocht}^2 = \underline{375.000 \text{ kNm}}$$

Naam:

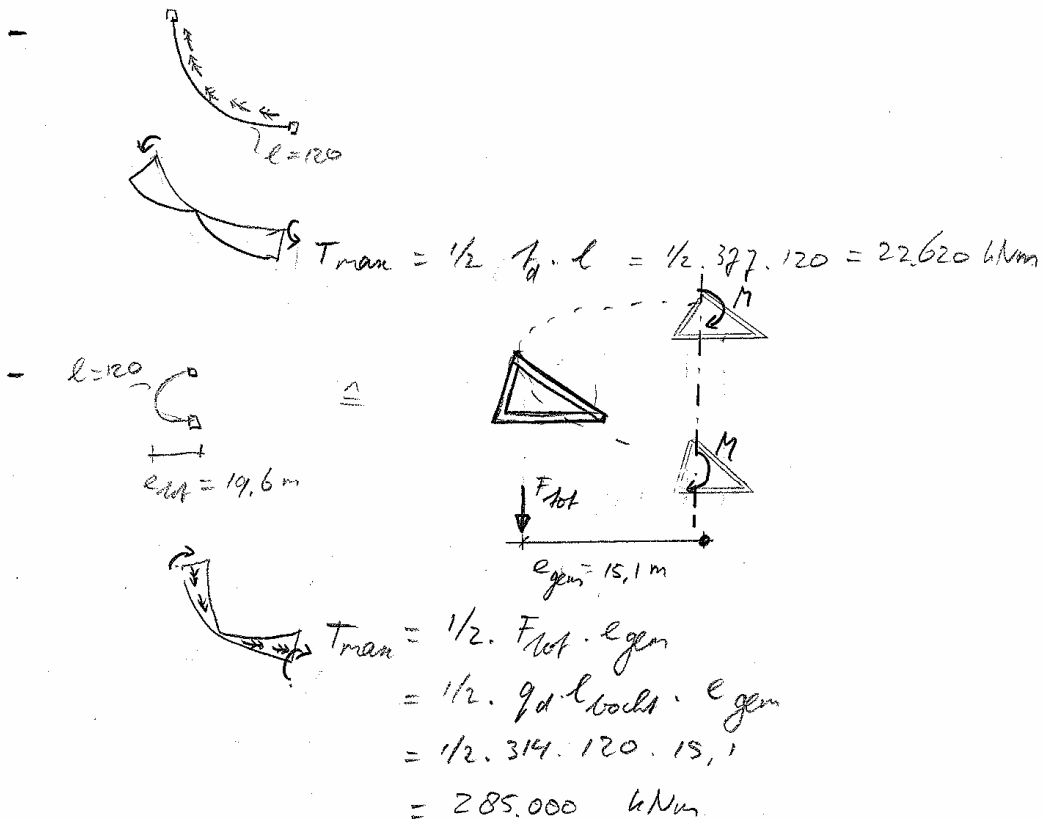
Datum:

Blad:

4

torsie: 2 effecten;

- excentriciteit tribune tov. hoek
- exc. systeemlijn tov. oplegpunten
- beide zijn tegengesekeld.



Tribune geeft zelf zowel negatieve als positieve effect,
dus normalisatie wordt gedaan met beide situaties $\gamma_p = 1.2$
 $\gamma_v = 1.5$

→ maximale torsie $M_w = 285000 - 22620 = \underline{\underline{263000 \text{ kNm}}}$

by de twee uiteinden van bocht

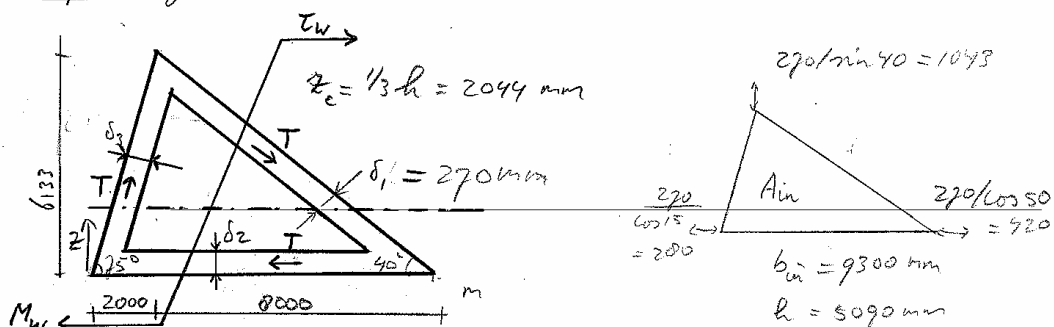
Naam:

Datum:

Blad:

5

Spanningen in betonnen toren



Buiging:

$$I_y = I_{\text{uit}} - I_{\text{binnen}} = \frac{1}{36} b h^3 - \frac{1}{36} b_{\text{in}} h_{\text{in}}^3$$

$$= \frac{1}{36} \cdot 10000 \cdot 6130^3 - \frac{1}{36} \cdot 9300 \cdot 5090^3$$

$$= 2,99 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4 \quad (\text{driehoekje in top wordt verwaarloosd})$$

Wringing / Torsie:

$$T = \frac{M_w}{2 A_{\text{omsloten}}}$$

schuifstroom dunwandige
gesloten profielen, willekeurige omvang

$$\tau_w = \frac{T}{\delta_n}$$

schuifspanning

$$A_{\text{omsl.}} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h = 30,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad \delta = \text{dikte}$$

maximaal toelaatbaar

$$f'_b = 39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{rekenwaarde druksterkte}$$

$$\tau_1 = 0,86 \text{ N/mm}^2 \quad \text{zonder dwarskracht wapening}$$

$$\tau_2 = 7,0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{met dwarskracht wap. voor B65}$$

Naam:

Datum:

Blad:

6

3.7 Wringing

Bij wringing van **ronde doorsneden** hol of massief geldt:

$$\tau_w = \frac{M_w}{W_w} \text{ en } \varphi_w = \frac{M_w \cdot l}{G \cdot I_p}$$

waarin: φ_w = wringingshoek

$$W_w = \frac{\pi}{16} d^3 \text{ of } \frac{\pi}{16} \left(\frac{d_1^4 - d_2^4}{d_1} \right)$$

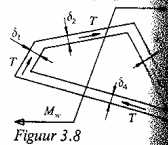
$$I_p = \frac{\pi}{32} d^4 \text{ of } \frac{\pi}{32} (d_1^4 - d_2^4)$$

l = lengte van de as
 d_1 = uitwendige diameter holle as
 d_2 = inwendige diameter holle as

Bij wringing van een willekeurige **dunwandige gesloten doorsnede** geldt voor de **schuifstroom** T en de **schuifspanning** τ_w :

$$T = \frac{M_w}{2 A_{\text{oms1}}} \quad \tau_w = \frac{T}{\delta_n}$$

A_{oms1} = oppervlakte door buitenomtrek van de doorsnede omsloten



Figuur 3.8

Voor massieve en dikwandige niet ronde doorsneden en dunwandige open doorsneden bestaan soms benaderingsformules (speciale literatuur).

3.8 Combinatie normaalkracht en buiging

Wanneer de combinatie **normaalkracht** en **buiging** optreedt, is er geen gevaar voor knik aanwezig is, moet de spanning gecontroleerd worden met:

$$\sigma = \pm \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W_B}$$

een grotere belasting op druk zal ook een controle op knik uitgevoerd moeten worden volgens:

NEN4114 en NEN 3851 voor civiele constructies;
 NEN4114 en NEN2019 voor staalconstructies voor hefwerktuigen.

Dubbele buiging

Bij een doorsnede buiging t.o.v. de beide hoofdtraagheidsassen, dan moet de spanning gecontroleerd worden met:

$$\sigma = \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

met invullen van x en y moeten de coördinaten van het punt worden genomen, die de grootste σ opleveren.

Buiging t.o.v. een willekeurige as, wordt het buigende koppel opgesplitst in twee componenten t.o.v. de hoofdtraagheidsassen. Hierbij wordt de voorgaande spanningsberekening toegepast.

Buiging en wringing

Bij een combinatie **buiging** en **wringing** worden σ en τ met de spanningsformules voor de beide belastingen berekend en met de combinatie van **Hubert en Hencky** $\sigma_t = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ bepaald. σ_t wordt vergeleken met $\bar{\sigma}$ van het materiaal. σ_t wordt ook wel **equivalente spanning** genoemd.

De **traagheidsassen** kan men omdat $W_w = 2W_B$, uit $\sigma_t = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ afleiden de formule voor het vergelijkende buigende moment M_t afleiden waarmee σ_t berekenen:

$$\sigma_t = \frac{M_t}{W_B} \quad \text{met } M_t = \sqrt{M_B^2 + 3/2 M_w^2}$$

$$\tau_w = \frac{M_w}{W_w}$$

$$\tau_w = \frac{T}{\delta_n} = \frac{M_w}{2 A_{\text{oms1}} \cdot \delta}$$

$$\text{dus } W_w = 2 \cdot A_{\text{oms1}} \cdot \delta$$

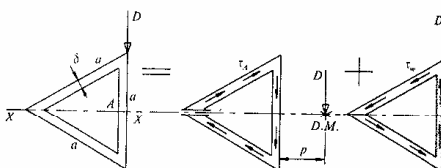
$$= \frac{2 \cdot I_p}{d}$$

$$I_p = A_{\text{oms1}} \cdot \delta \cdot d$$

3.11 Afschuiving en wringing

Bij deze combinatie moet men τ_x en τ_w in het ongunstigste punt berekenen en deze vectorieel samenstellen tot de resultante schuifspanning τ_r .

Bij de combinatie **afschuiving** en **buiging**, waarbij de dwarskracht D niet door het dwarskrachten-midelpunt $D.M.$ gaat, treedt ook wringing op. Men brengt D naar $D.M.$ en het daar optredende verplaatsingskoppel is het wringend moment M_w . Een speciaal geval vormen gesloten doorsneden met één symmetrie-as en D niet evenwijdig aan de symmetrie-as. Men maakt dan een opening in de doorsnede op de symmetrie-as en voert superpositie toe (zie figuur 3.9).



Figuur 3.9 Superpositie

Bij de berekening wordt τ_{max} in het punt A op de symmetrie-as gevonden. Een berekening levert de volgende grootheden uitkomsten:

$$I_x = 1/4 \delta \cdot a^3 \quad A_{\text{oms1}} = 1/4 a^2 \sqrt{3} \quad p = 1/6 a \sqrt{3}$$

Voor A :

$$S = 3/8 \delta \cdot a^2 \quad \tau_A = \frac{D \cdot 3/8 \delta \cdot a^2}{\delta \cdot 1/4 \delta \cdot a^3} = \frac{3}{2} \frac{D}{\delta \cdot a}$$

$$\tau_w = \frac{D \cdot 1/6 a \sqrt{3}}{2 \cdot 1/4 a^2 \sqrt{3} \cdot \delta} = \frac{1}{3} \frac{D}{\delta \cdot a}$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{3}{2} \frac{D}{\delta \cdot a} - \frac{1}{3} \frac{D}{\delta \cdot a} = \frac{7}{6} \frac{D}{\delta \cdot a}$$

3.12 Statisch onbepaalde gevallen

Wanneer een **statisch onbepaalde** constructie moeten voor de bepaling van de interne krachten behalve de statische evenwichtsvoorwaarden ook **vormveranderingsvoorwaarden** worden toegevoegd.

Druk

$$\alpha_1 - N_3 \sin \alpha_2 = 0$$

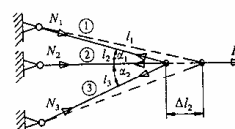
$$\alpha_1 + N_2 + N_3 \cos \alpha_2 = F$$

$$N_1 = \Delta l_2 \cos \alpha_1$$

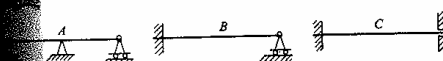
$$\frac{N_1 \cdot l_1}{E_1 \cdot A_1} = \frac{N_2 \cdot l_2}{E_2 \cdot A_2} \cos \alpha_1$$

$$N_2 = \Delta l_2 \cos \alpha_2$$

$$\frac{N_3 \cdot l_3}{E_3 \cdot A_3} = \frac{N_2 \cdot l_2}{E_2 \cdot A_2} \cos \alpha_2$$



Figuur 3.10 Trek/druk



3.11 Eenvoudige gevallen van buiging

Voor de eenvoudige gevallen van figuur 3.11 stelt men voor A en B de verticale verplaatsing van een ondersteuning t.o.v. een andere ondersteuning gelijk aan 0, of gelijk aan een vooraf gegeven waarde.

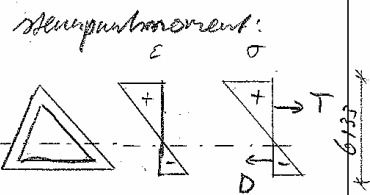
Stelt men de verplaatsing en hoekverdraaiing van de ene ondersteuning t.o.v. de andere gelijk aan 0.

Recht stuk

buigspanning $\sigma'_b = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot z}{I_{zz}}$

$$\sigma'_b = \frac{260.000 \cdot 10^6 \cdot \frac{2}{3} \cdot 6133}{2,99 \cdot 10^{13}}$$

$$\sigma'_b = 36 \text{ N/mm}^2$$

< 39 $\checkmark$ 

torné

$$T = \frac{M_w}{2 \cdot A_{omv}} = \frac{18850 \cdot 10^6}{2 \cdot 30,7 \cdot 10^6} = 307 \text{ N/mm}$$

$$\tau_w = \frac{T}{\delta_n} = \frac{307}{270} = 1,14 \text{ N/mm}^2 < 7,0 \checkmark$$

wringopening nodig.

Bocht

buigspanning $\sigma'_b = \frac{M \cdot z}{I_{zz}} = \frac{375.000 \cdot 10^6 \cdot \frac{2}{3} \cdot 6133}{2,99 \cdot 10^{13}}$

$$\sigma'_b = 51,3 \text{ N/mm}^2$$

> 39 X

torné

$$T = \frac{M_w}{2 \cdot A_{omv}} = \frac{263.000 \cdot 10^6}{2 \cdot 30,7 \cdot 10^6} = 4283 \text{ N/mm}$$

$$\tau_w = \frac{T}{\delta_n} = \frac{4283}{270} = 15,9$$

> 7,0 X

Naam: _____

Datum: _____

Blad: _____

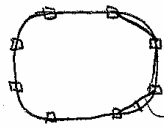
7

Conclusie

De hoerligger voldoet op het rechte stuk.
De berekening is gedaan met een dunwandig
hoerprofiel met driehoekige vorm. Deze kan
geoptimaliseerd worden door meer volume in het
topje te plaatsen.

De overspanning in de bocht wordt te groot.
Vooral de toernie is veel te groot (factor 2,3 te groot).
Een dikkere doorsnede betekent ook meer massa,
dus zal weinig helpen. → verhoging overspanning nodig.
Effect is dan nieuwe toernie $T_d = \frac{1}{2} \cdot q_d \cdot l_{\text{bocht}} \cdot e_{\text{gem}}$

(a) Nieuw idee



$$l_{\text{bocht}} = 72 \text{ m}$$

$$e_{\text{man}} = 6,7 \text{ m}$$

$$e_{\text{gem}} = 3,8 \text{ m}$$

$$q_d = 314 \text{ kN/m}^2 \text{ (betreft pde)}$$

$$M_w = \frac{1}{2} \cdot 314 \cdot 72 \cdot 3,8 = 42955 \text{ kNm (ipv 263.000)}$$

(scheelt factor 6)

$$\tau_w = 2,6 < 7,0 \text{ voldoet}$$

$$M_b = \frac{1}{12} q_d \cdot l_{\text{bocht}}^2 = \frac{1}{12} \cdot 312 \cdot 72^2 = 135000 \text{ (scheelt factor 2,8)}$$

$$\sigma'_b = 18,4 \text{ N/mm}^2 < 39 \text{ voldoet}$$

Nieuw idee voldoet (heeft in volgende fase meer
controle-berekeningen nodig).

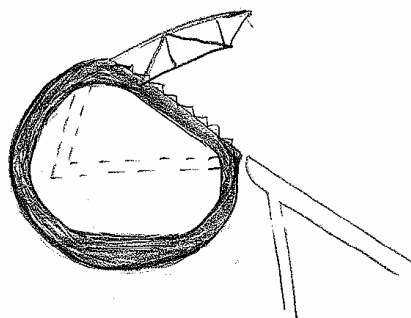
Naam:

Datum:

Blad:

8

- ② Andere mogelijkheid is een ander profiel
(het oude was toch niet zo mooi): bgv:



Bepaling dimensies

Profiel wordt voorlopig genormaliseerd als wiel.
Uitgangspunt is nu om met hetzelfde gewicht een
groter traagheidsmoment te krijgen. Rotatierend
moment verandert dus niet.

$$\text{A benodigd} = 7,3 \text{ m}^2$$

$$\text{dikte } t = 0,200 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{straal } r = \frac{A}{2\pi \cdot t} = 5,80 \text{ m} \quad A_{\text{omd.}} = \pi r^2 = 105,7 \text{ m}^2$$

$$\text{diameter } D = 11,6 \text{ m}$$

$$\text{buiging } I_{zz} = \pi R^3 \cdot t = 1,23 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$$

4x groter

$$\text{wringing } I_p = 2\pi R^3 t = 2,45 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$$

2,5x groter

$$\bigcirc W_w = 2 \cdot A_{\text{omd.}} \cdot \delta = 2 \cdot 105,7 \cdot 10^6 \cdot 200 = 4,22 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3$$

$$\triangle W_w = 2 \cdot A_{\text{omd.}} \cdot \delta = 2 \cdot 30,7 \cdot 10^6 \cdot 270 = 1,66 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3$$

Spanning tov. driehoekig profiel $\triangle$

$$\sigma_b = 51,3 / 4 = 13 \text{ N/mm}^2 < 39 \text{ voldoet}$$

$$\tau_w = 15,9 / 2,5 = 6,4 \text{ N/mm}^2 < 7,0 \text{ voldoet}$$

Naam:

Datum:

Blad:

9

Vervolg conclusie

Er zijn twee alternatieven voorgesteld die beter zijn dan de eerste (driehoekig vorm met 6 ondersteuning). Deze eerste voldeed niet. Alternatieven:

- a) Derselfde driehoek met 8 ondersteuning.
Voldoet constructief. met latere berekening moet asymmetrie van het profiel wel meegerekend worden. Deze genereert nl. ook wrijving.

Architectonisch vindt ik deze driehoek nog steeds niet zo mooi.

- b) Cilindrisch holterprofiel van beton.
Voldoet constructief.
Architectonisch is deze mooier, omdat hij er van de onderkant niet zo steif uit ziet.
met hetzelfde gewicht is stijfheid voor buiging $4 \times$ en voor wrijving $2,5 \times$ groter.

Naam: _____

Datum: _____

Blad: 10



Uitbreiding Amsterdam ArenA

Ct5060 Afstudeerwerk

Fase 3 van 4

Schetsontwerp

Afstudeerder: **P.C. Kuiper**
Studienummer: 1091956
Datum: 14-01-2008

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen



Afstudeerbedrijf:
ARCADIS Bouw en Vastgoed



Studentgegevens

Naam: P.C. Kuiper
Studienummer: 1091956
Master-variant: Building Engineering
Beginjaar studie: 2001

Adres: Zuideindseweg 80a
PC + woonplaats: 2645 BH Delfgauw
Email: kuiper.pc@gmail.com
Telefoon: 015-2618409
Mobiel: 06-27061873

Voorwoord

Dit is het rapport van fase 3 van totaal 4 fasen van het afstudeerwerk 'Uitbreiding Amsterdam ArenA'. Onderzoek wordt gedaan naar de mogelijkheid om voetbalstadion Amsterdam ArenA uit te breiden tot een capaciteit van 70.000 zitplaatsen. Dit wordt gedaan met een extra tribune – de derde ring – die boven de bestaande tribune geplaatst wordt. De benodigde ruimte hiervoor komt vrij door het bestaande dak op te vijzelen. Zo kan de ArenA uitbreiden terwijl het bestaande dak gespaard blijft.

Deze studie wordt gedaan in het kader van mijn studie Civiele Techniek aan de TUDelft, afdeling Gebouwen en Civieltechnische Constructies. Het afstuderen wordt gedaan in samenwerking met ARCADIS Bouw en Vastgoed in Den Haag.

In dit rapport wordt het Schetsontwerp behandeld. Dit is een globaal ontwerp, waar de vorm en het hoofddraagsysteem van de uitbreiding vastgelegd wordt.

De verschillende fasen betreffen een chronologische verslaglegging, waardoor alle gemaakte keuzes terug te lezen zijn. In het Eindrapport wordt het eindproduct nogmaals gepresenteerd; hier zal de nadruk liggen op de samenhang tussen alle gemaakte ontwerpkeuzes.

Pieter Kuiper

Scheveningen, januari 2008

Inhoudsopgave

Studentgegevens	1
Voorwoord	2
Inhoudsopgave	4
Samenvatting	6
1 Inleiding	8
1.1 Context van rapport	8
1.2 Introductie in krachtswerking en ontwerpstappen	8
2 Ontwerpkeuzes	12
2.1 Capaciteit van de uitbreiding	12
2.2 Opleggingen van de constructie	12
2.3 Vijzelen	15
2.4 Maatgevende combinatie van belastingen	15
2.5 Conclusie en ontwerpstrategie	15
3 Concepten hoofd draagconstructie	18
3.1 Concept 1 - Netkous	18
3.2 Concept 2 - Vakwerk dat de bocht afsnijdt	21
Concept 3 - Driehoekig ruimtelijk vakwerk	24
4 Concepten voor dimensie tribune	26
4.1 Optimalisering van de rechte stukken	28
4.2 Concept A – Maximalisering aantal mensen in bocht	29
4.3 Concept B - Uitbreiding naar binnen - optimalisatie van steunpunt	34
4.4 Concept C - uitbreiding naar buiten - optimalisatie van steunpunt	36
5 Afweging dimensie en constructie	38
5.1 Dimensie	38
5.2 Constructie	38
6 Nieuwe torens	44
6.1 Eisen	44
6.2 Belasting op nieuwe torens	44
6.2.1 Situatie	45
6.2.2 Belasting vanuit derde ring	45
6.2.3 Toegenomen horizontale windbelasting	46
6.2.4 Verdeling belasting over de torens	48
6.3 Dimensionering torens	49
6.4 Fundering van de torens	51
7 Opvijzelen	52
7.1 Gebruikte manier van vijzelen bij de bouw van de ArenA	53
7.1.1 Kolommen met trappenhuizen	55
7.2 Benodigde capaciteit voor opvijzelen van het dak	55
7.2.1 Belastingen uit het dak	55
7.2.2 Verdeling van de vijzels	56
7.3 Liftmechanismen voor de boogliggers	57
7.3.1 Met behulp van vijzels	57
7.3.2 Met een toren van bovenaf hijsen	59
7.3.3 Met nieuwe stalen kolommen van bovenaf hijsen	60
7.3.4 Keuze van liftsysteem voor boogligger	60
7.4 Liftmechanismen voor de radiaalspanen	61
7.4.1 Synchron opvijzelen	61
7.4.2 Verbinden van dakspanen m.b.v. nieuwe constructie	61
7.4.3 Vanaf nieuwe constructie optakelen	61
8 Faciliteiten en transport van mensen	62
8.1 Liften en trappen	62

9	Effecten verbouwing op bestaande constructie	64
9.1	Op dakgordingen	64
9.2	Op boogliggers	64
9.3	Trekband van de boogligger	64
10	Conclusie	66
11	Volgende fase	68
12	Bijlage	70
12.1	Vergelijking belasting in staal en beton	72
12.1.1	Stalen netkous	72
12.1.2	Betonnen driehoek	73
12.2	Goniometrie van de steunpunten	75
12.3	Spreadsheet voor optimalisatie	76
12.4	Bericht over kandidaatstelling voor WK2018	77
12.5	Dakberekening	78
12.6	Berekening concepten	84
12.6.1	Concept 1A	84
12.6.2	Berekening concept 2A	86
12.6.3	Berekening concept 1B	88

Samenvatting

De twee belangrijkste onderwerpen van dit Schetsontwerp over de uitbreiding van de Amsterdam ArenA betreffen:

- De optimalisatie van de draagconstructie
- Onderzoek ten behoeve van het opvijzelen van het dak

Hoofdstuk 2 - Inleiding - vat enkele hoofdoverwegingen van de constructie samen. Zo wordt de lezer geïntroduceerd in de vele aspecten van de nieuwe constructie, die vaak ook op elkaar ingrijpen.

Hoofdstuk 3 - Ontwerpkeuzes - is belangrijk voor het vervolg, omdat daar uitgelegd wordt welke beslissingen voor het ontwerp gemaakt zijn. Niet alles is dan al dichtgetimmerd, maar de belangrijkste onderdelen en constructief gedrag van de constructie ligt al vast.

In hoofdstuk 4 - Concepten hoofdconstructie- worden drie mogelijke constructies gepresenteerd, namelijk (1) een stalen ruimtelijk vakwerk, ook wel netkous genoemd; (2) een vakwerk dat de bochten van de ArenA in een rechte lijn afsnijdt; en (3) een driehoekig ruimtelijk vakwerk.

- Een netkous heeft de volgende eigenschappen:
 - Heeft een ronde doorsnede, dus gunstig voor optredende torsie
 - De constructie blijft geheel buiten de bestaande rand van de ArenA. Met vijzelen kan dit voordelig zijn, omdat de gehele buis ineens opgetild kan worden, zonder dat het dak al opgetild hoeft te zijn. In de bochten, waar de tribune naar binnen steekt, wordt m.b.v. losse kolommen de uitkraging naar binnen gemaakt.
- Vakwerk dat de bocht afsnijdt
 - Vooral bedoeld voor heel veel mensen. Het blijkt dat de breedte zo groot wordt, dat de constructie enorm zwaar wordt. Het lijkt me niet waarschijnlijk dat de ArenA de ambitie heeft om 35.000 stoelen te genereren, aangezien het een zware constructie is, en hij uit veel losse delen onder het opgetilde dak gemaakt moet worden. Dit kost veel tijd.
- Driehoekig ruimtelijk vakwerk
 - Deze benut de ruimte onder de nieuwe tribune optimaal. Hierdoor is er veel ruimte voor horeca en toiletten. De omloop bovenaan de tweede ring (op verdieping 7) is momenteel overbelast, dus veel nieuwe ruimte kan dit probleem opvangen.
 - De driehoek zit direct onder de tribune, en werkt dus heel direct samen, zonder kolommen ertussen.

De afweging van deze concepten is niet eenvoudig omdat er verschillende aspecten een rol spelen. De belangrijkste zijn de mogelijkheden voor het opvijzelen en het constructieve gedrag. De keuze zal in de volgende fase gemaakt worden.

Hoofdstuk 5 gaat in op de positie van de nieuwe tribune. Met de (voorlopige) doelstelling van 10.000 zitplaatsen wordt de positie van de tribune en haar opleggingen zó gekozen dat de torsie minimaal is.

- Allereerst wordt de plaats van de nieuwe constructie bepaald voor de twee lange zijden van de ArenA. Doel is dat het zwaartepunt van de tribune en de daklast precies tussen de opleggingen valt. Deze opleggingen worden nieuw gebouwd bij de bestaande trappenhuizen. Het is een ontwerpkeuze (die nader toegelicht wordt in hoofdstuk 3) om het zwaartepunt van de opleggingen precies tussen de bestaande trappenhuizen te plaatsen. Indien de nieuwe tribune precies aansluit op de bestaande tribune, wordt de ideale breedte ongeveer 13 m. Uiteraard kan de tribune naar beide zijden uitgebreid worden, maar voor de doelstelling van 10.000 stoelen was extra breedte niet nodig.

In de bochten - oftewel de ronde gedeelten van de ArenA - wordt gezocht naar minimalisering van de torsie in de hoofdconstructie. Dit wordt gedaan door de positie van de steunpunten te variëren. Daarvoor zijn drie concepten A, B en C opgesteld.

- Concept A is bedoeld als referentieconcept. De bedoeling hiervan is het maximale aantal stoelen in de bocht te berekenen, waarbij de torsie tóch minimaal is. Om een goede referentie te vormen, wordt de achterzijde net als in concept B binnen de bestaande dakrand gehouden. In de bocht komt slechts één tussensteunpunt (of twee tegen elkaar aan, dat komt op hetzelfde neer). Het blijkt dat de totale uitbreiding dan 35.000 stoelen is. Constructief is dit volgens een grove berekening niet onmogelijk.

- Concept B wil 10.000 stoelen realiseren binnen de bestaande rand van de ArenA, en zoekt daarbij de ideale plaats van de nieuwe steunpunten. Het resultaat is dat er twee tussensteunpunten nodig zijn, die de bocht in drie bijna gelijke delen verdelen.
- Concept C maakt de uitbreiding buiten de ArenA. Er zijn drie tussensteunpunten nodig.

In hoofdstuk 6 wordt de afweging voor zowel de constructie als de positie van de nieuwe tribunes gedaan.

Hoofdstuk 7 behandelt de nieuwe torens en de benodigde fundering. De trappenhuizen moeten nog gedimensioneerd worden. Als dan duidelijk is hoeveel deze gaan wegen, is duidelijk hoeveel palen er nodig zijn. Uit de tekening van de bestaande palen blijkt dat er redelijk veel ruimte is om nog palen toe te voegen.

Hoofdstuk 8 behandelt hoe het dak opgetild kan worden. Daartoe wordt eerst gekeken hoe het vroeger gedaan is. Dit principe wordt opnieuw toegepast om het dak nóg een stuk hoger te vizelen. De twee boogliggers worden vanaf hun huidige ondersteuning opgevizeld. De nieuwe buisconstructie die rondom loopt neemt de radiaalspanen mee omhoog, en dit geheel wordt opgevizeld vanaf nieuw te bouwen torens.

Hoofdstuk 9 gaat kort in op de vervoersstromen van mensen en goederen. Er komt een geheel nieuwe infrastructuur voor de derde ring, aangezien de capaciteitsuitbreiding van het aantal zitplaatsen 20% is. En momenteel is de omloop van de tweede ring al overbelast, dus die mag niet gebruikt worden.

Door de uitbreiding van de ArenA wordt de belasting op sommige delen van de bestaande bouw hoger. O.a. de trekbanden van de twee boogliggers worden mogelijk zwaarder belast. Deze onderwerpen worden in hoofdstuk 10 slechts genoemd. In het tijdbestek van het afstuderen kan namelijk niet overal op ingegaan worden, maar genoemde onderwerpen moeten niet vergeten worden in een (eventuele) definitieve fase van ontwerp.

De conclusie (hoofdstuk 11) van dit rapport is dat alle behandelde punten van de uitbreiding in principe mogelijk zijn.

1 Inleiding

1.1 Context van rapport

Dit rapport is fase 3 uit het afstudeerwerk 'Uitbreiding Amsterdam ArenA'. Het afstudeerwerk onderzoekt de constructieve haalbaarheid van een nieuwe tribune - de zogenaamde derde ring - voor de Amsterdam ArenA. Na een samenvatting van de vorige fases zal uitgelegd worden wat de doelstellingen van dit rapport zijn.

Samenvatting vorige fases

In de Probleemanalyse (fase 1) is het probleem afgebakend. Er zijn eisen gesteld aan de vorm en positie van de tribune; aan de benodigde bouwperiode; aan de fundering, etc.

In het Vooronderzoek (fase 2) is een oriënterende studie gedaan naar de vorm van een nieuwe tribune. Er zijn drie concepten gepresenteerd voor uitbreiding:

Bij de eerste twee concepten wordt het bestaande dak opgevoerd, zodat daaronder ruimte ontstaat voor een nieuwe tribune. Deze tribune kan buiten de bestaande rand van de ArenA (concept 1) of binnen de rand van de ArenA (concept 2).

Een derde mogelijkheid is het hele dak eraf te halen, zodat ruimte ontstaat voor een echte grootschalige uitbreiding en verbetering van het stadion. Omdat het de afstudeerder niet waarschijnlijk lijkt dat het ambitieniveau van de ArenA zo hoog ligt, wordt hierop niet verder ingegaan.

Aan de hand van enkele concrete ontwerpen is een idee gekregen van de haalbaarheid van een uitbreiding van ongeveer 10.000 zitplaatsen: volgens eerste berekeningen is dit haalbaar voor zowel concept 1 als concept 2.

In de probleemanalyse werd gesteld dat een uitbreiding van maximaal 10.000 zitplaatsen mogelijk is. Dit aantal had betrekking op de ruimte onder het bestaande dak. Omdat uit het Vooronderzoek bleek dat uitbreiding buiten de bestaande tribunerand eenvoudiger is dan daarbinnen, klopt het niet dat 10.000 extra stoelen maximaal is. Buiten de ArenA is namelijk genoeg ruimte om een veelvoud van 10.000 stoelen te plaatsen. Omdat het aantal stoelen dus niet zo hard blijkt, wordt 10.000 stoelen als voorlopige doelstelling aangehouden. De mogelijkheden voor een grotere uitbreiding worden ook onderzocht.

Doelstelling

In dit rapport van fase 3 worden enkele belangrijke onderdelen van de uitbreiding onderzocht, te weten de globale vorm en plaats van de nieuwe tribune; benodigde nieuwe oplegpunten van de constructie; de mogelijkheden om te funderen; manieren van opvoeren van het dak; transport van mensen. Deze onderwerpen moeten allemaal in principe opgelost worden in dit haalbaarheidsonderzoek.

De vorm en plaats van de constructie wordt bepaald door de gewenste 10.000 zitplaatsen zo te plaatsen dat de torsië in de hoofdconstructie geminimaliseerd wordt. Omdat de afstudeerder niet de eindbeslissing over het aantal extra stoelen neemt, wordt de mogelijkheid voor een grotere uitbreiding open gehouden.

1.2 Introductie in krachtswerking en ontwerpstappen

In deze inleiding worden enkele overwegingen bij de constructie samengevat. De bedoeling is hiervan de lezer een introductie in de complexe probleemstelling te geven, en verschillende aspecten van de constructie helder voor het voetlicht te brengen.

Daartoe volgen in dit hoofdstuk enkele fundamentele keuzes over het ontwerp dat in de vorige fase is gemaakt, en verdere beslissingen die in deze fase genomen worden.

Voor de geïnteresseerde lezer wordt in de bijlage h.1 de vergelijking gegeven tussen een betonnen en een stalen constructie uit de vorige fase. Daarin wordt duidelijk hoe groot de excentriciteit kan zijn. Het blijkt dat, bij de toen gebruikte tribunebreedte van 8 m, de torsië M_x in de betonnen constructie

ongeveer 2,5 x zo groot is als in de stalen constructie. Het eigen gewicht van die specifieke betonnen constructie was 1,4 x zo groot als de stalen constructie. Deze getallen geven slechts indicatief het voordeel van staal boven beton weer: de optredende krachten blijken kleiner. Er spelen echter nog meer overwegingen bij de gehele constructie:

Materiaal en vorm:

- Met staal kan gemakkelijk een ruimtelijke constructie gemaakt worden, terwijl met beton op een goedkope wijze een massieve constructie gemaakt kan worden. Het is voor de hand liggend dat de materiaalkeuze invloed heeft op de vorm van de constructie.
- Het totale gewicht van de nieuwe constructie moet op hoogte gebracht worden. In dit rapport wordt een voorstel gedaan om de nieuwe constructie samen met het bestaande dak naar de juiste hoogte op te vijzelen. Een extra zware constructie kan extra instabiliteit geven tijdens de bouwfase.
- De constructie moet verschillende openingen kunnen hebben voor entree van toeschouwers. Tevens moeten in het ontwerp uit dit rapport grote kolommen door de buis heen steken. Een ruimtelijke netkous (losse staven die met driehoeken een ronde vakwerkconstructie vormen) heeft van zichzelf al veel openingen, en is dus flexibeler dan een betonnen koker.
- Een stalen netkous is heel transparant, zodat bezoekers naar buiten kunnen kijken. Ze hebben dan een schitterend uitzicht over Amsterdam. Een dergelijke constructie komt veel vriendelijker over dan een relatief gesloten betonnen koker.

Steunpunten:

- Het idee is om de nieuwe steunpunten te gebruiken voor het opvijzelen. Het is voor de hand liggend om vanaf een beperkt aantal plaatsen de constructie op te tillen. Dit levert 'automatisch' een constructie met grote overspanningen.
- Aannames is dat de Amsterdam ArenA geen kolommen door het nieuwe hoofdgebouw wil hebben. Daarom is een grote overspanning aan één van de lange zijden van de ArenA het uitgangspunt (zoals ook in het vorige rapport uitgelegd is). Om het ontwerp overzichtelijk te houden, wordt ook aan de andere kant van de ArenA een lange overspanning van ± 100 m toegepast.
- Nieuwe torens moeten niet te veel hinder geven in het voetgangersgebied op niveau 0. Veel nieuwe torens zullen de voetgangersstromen ernstig hinderen.
- Veel nieuwe torens zullen de ArenA een andere uitstraling geven. De afstudeerder wil het aanzicht van de ArenA niet te veel wijzigen.

Al deze overwegingen samen hebben de doorslag gegeven voor een constructie in staal. In dit rapport wordt een ruimtelijke netkous uitgewerkt, die er ongeveer uitziet als de linker foto. De vorm is rond, maar aan in het laatste hoofdstuk wordt hierop een voorbehoud ingebracht. Uit enkele overwegingen zal blijken dat een driehoekige vorm wellicht enkele constructieve voordelen heeft. Omdat dit in een later stadium onderzocht gaat worden, moet de ronde vorm vooralsnog conceptmatig opgevat worden.

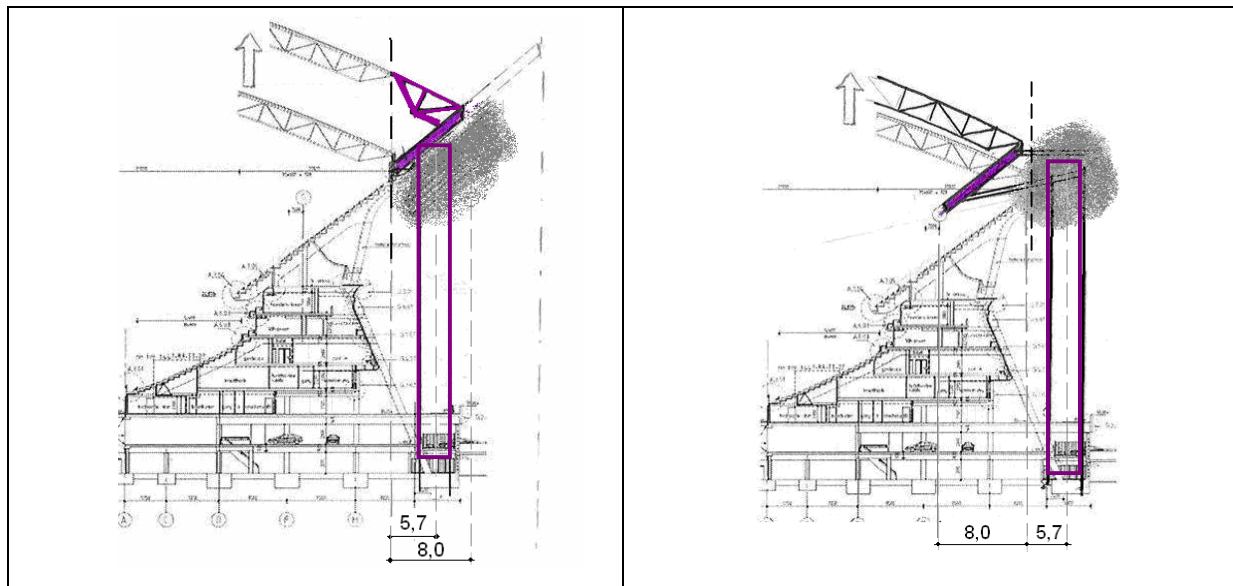


Een ander belangrijk onderdeel van dit rapport betreft de positie van de steunpunten. De nieuwe constructie voor de derde ring kan namelijk een excentriciteit hebben, zodat extra krachten opgewekt worden. Deze krachten willen de staaf om zijn lengteas (de x-as) laten verdraaien; vandaar dat ze torsiekracht M_x genoemd wordt. Achtereenvolgens worden de rechte delen van de ArenA en de bochten behandeld.

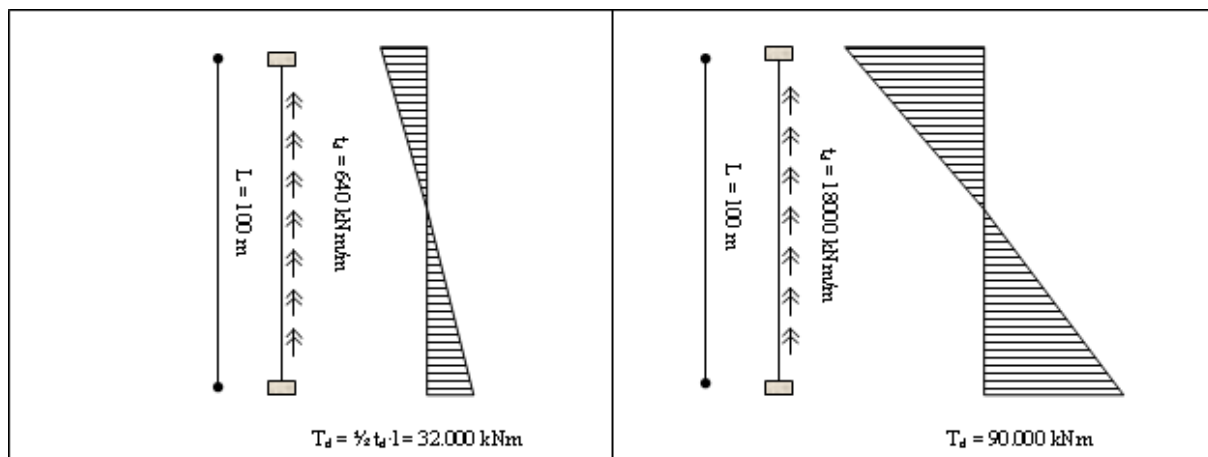
Torsie op de rechte delen:

Als de constructie naar binnen moet steken, komt er een excentriciteit van de belasting ten opzichte van de opleggingen. Helemaal nul kan de excentriciteit nooit zijn, aangezien er wisselende lasten optreden. Uit de basisontwerpen uit de vorige fase is de excentriciteit bij uitbreiding naar binnen ongeveer een factor 2,5 groter¹ dan bij uitbreiding buiten de ArenA. Op het rechte stuk is de laatste optie dus veel gunstiger, omdat de hoofdconstructie recht onder de tribune geplaatst wordt.

¹ In staal is de factor $1800 / 640 = 2,8$ en in beton is de factor $2660 / 1170 = 2,3$. Dit verschil komt doordat de constructie bij de netkous losstaat van de tribune, en bij de betonnen variant niet.



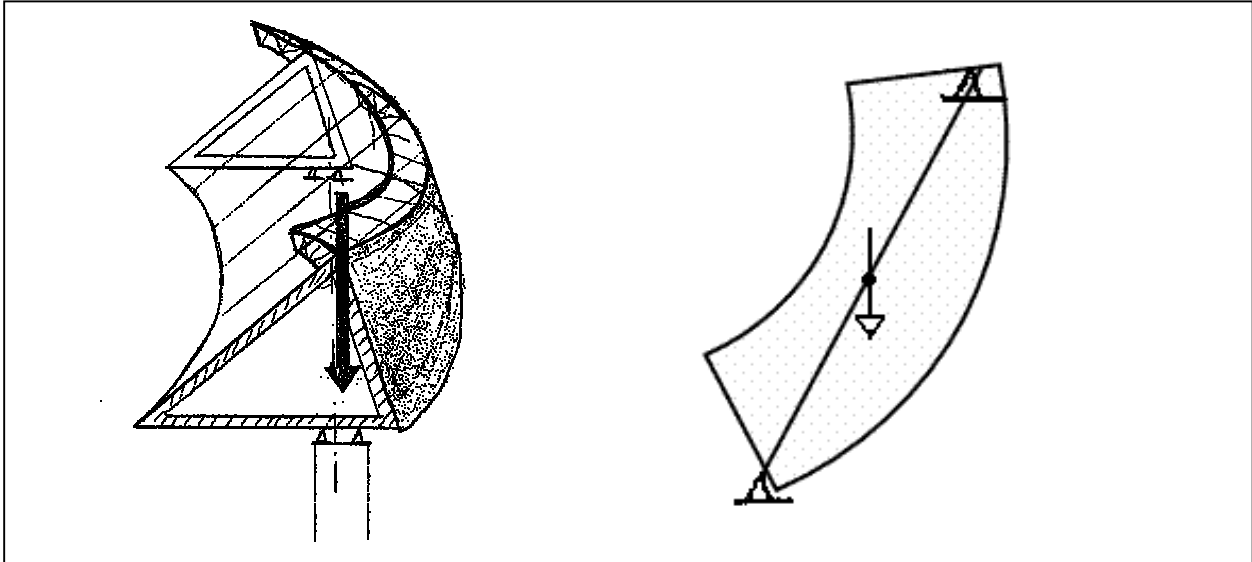
afb. 2.1 Uitbreiding naar buiten (links) en naar binnen (rechts). In paars is de nieuwe constructie weergegeven, de wolk geeft de nog onbekende constructie weer.



afb. 2.2 Torsiebelasting op de stalen netkous en opgewekt wringend moment, bij uitbreiding naar buiten (links) en naar binnen (rechts).

Torsie in de bochten:

In de bochten ligt het iets genuanceerder, omdat de excentriciteit daar geminimaliseerd kan worden. Dit zal in hoofdstuk 4 precies berekend worden. Het uitgangspunt is een benodigde breedte om de gewenste uitbreiding te kunnen maken. De steunpunten worden zodanig geplaatst dat het zwaartepunt van de tribune precies tussen de opleggingen valt, zie afbeelding 2.3.



afb. 2.3 Excentriciteit en opgewekt moment in de bochten, zowel bij uitbreiding naar buiten als naar binnen.

In het volgende hoofdstuk zal uitgelegd worden welke ontwerpkeuzes meespelen, en welke keuzes daarin gemaakt zijn.

2 Ontwerpkeuzes

In de vorige fase - het Vooronderzoek - is grofweg de vorm bepaald van de tribune en de draagconstructie. In dit rapport wordt gedetailleerder naar de constructie gekeken. Onder meer van aansluitingen en opleggingen wordt de vorm en positie bepaald.

De belangrijkste twee eisen aan de nieuwe constructie zijn:

1. goede mogelijkheid voor vizelen
2. gunstig constructief gedrag in vergelijking met alternatieve ontwerpen

Voor optimalisering van het constructief gedrag moeten een aantal uitgangspunten vastgelegd worden. In de volgende paragrafen wordt in **vet** lettertype het uitgangspunt genoemd, in gewoon lettertype volgt de uitleg.

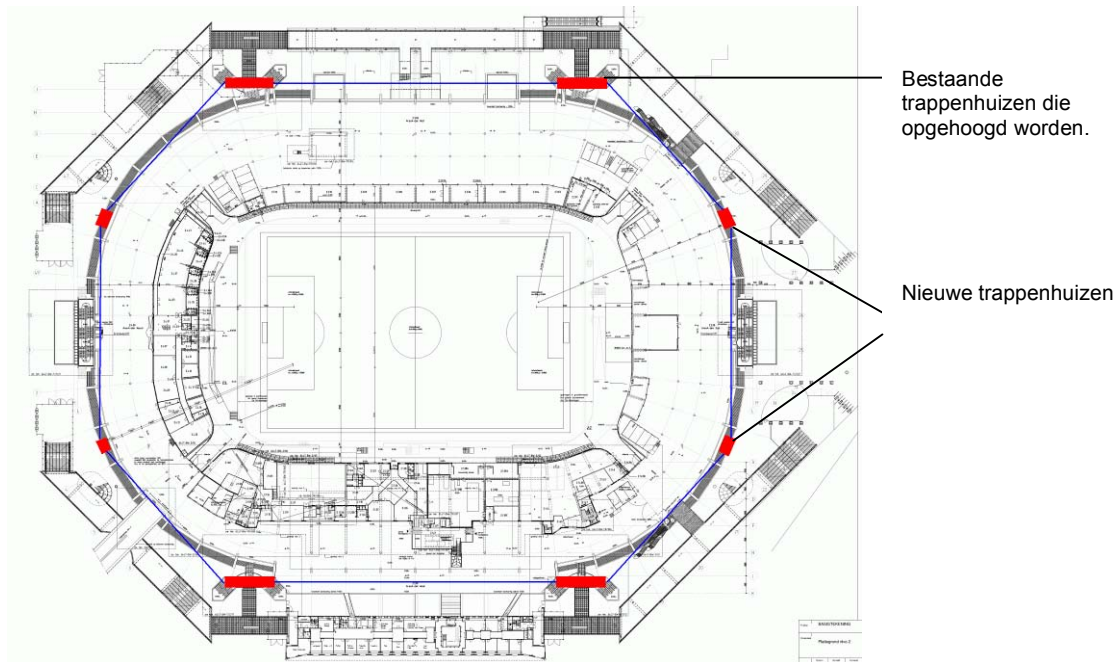
2.1 Capaciteit van de uitbreiding

- Zoals eerder is gesteld is het uitgangspunt **10.000 stoelen**. Indien de bouwplannen serieus worden, ligt de uiteindelijke keus natuurlijk bij de Amsterdam Arena.

2.2 Opleggingen van de constructie

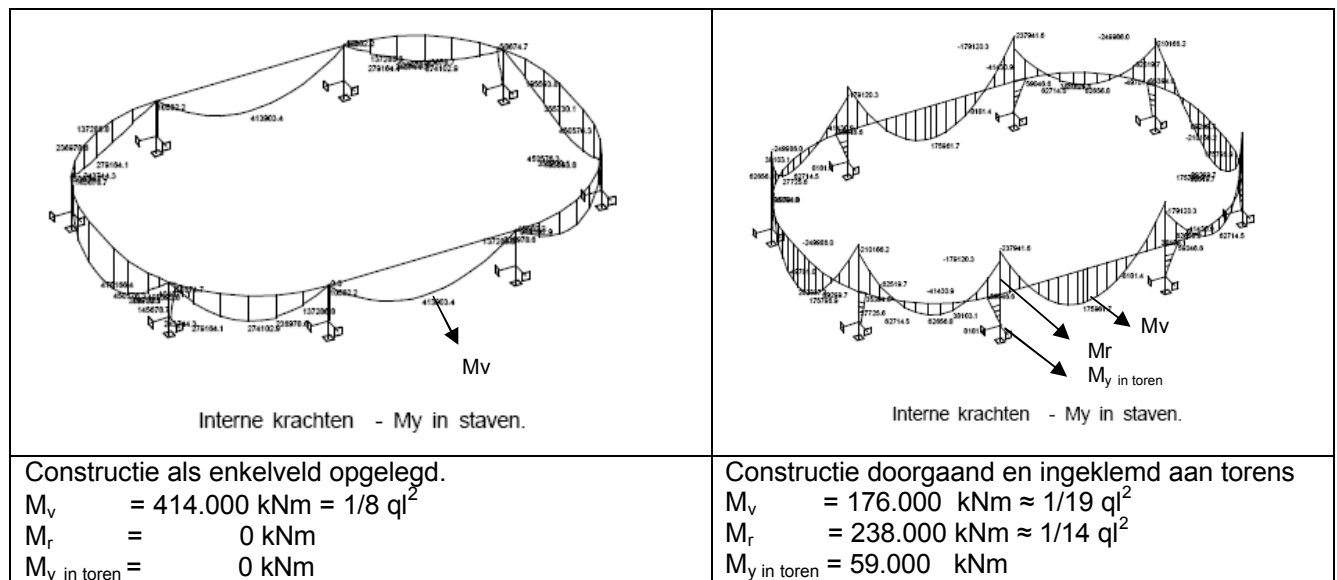
Het type oplegging dat gebruikt wordt, heeft invloed op het krachten spel in de constructie. Vandaar dat goed overwogen moet worden hoeveel en welk soort opleggingen vereist is.

- **Extra opleggingen aan beide korte kanten**
Uit de berekening van de betonnen koker uit de vorige fase bleek dat één steunpunt in de bocht niet voldoende was. Er werd een té groot (torsie)moment opgewekt. Vandaar dat alvast gesuggereerd wordt dat er minimaal twee steunpunten in de bocht moeten worden toegevoegd.
- **Extra poten aan beide lange kanten bij de bestaande trappenhuizen**
Óf tussen of op de bestaande trappenhuizen moet iets komen, want daar moet het dak opgevestigd worden. Tegelijkertijd moet er op die plaats ook een constructie/ netkous passeren. Omdat de ophoging van de trappenhuizen (de 4 grote rode rechthoeken in afbeelding 3.1) dus het dak, met verhoogde windbelasting, moet dragen én een constructie moet laten passeren, is het logisch deze nieuwbouw ook de netkous zelf te laten dragen. Ook architectonisch is het het mooist de bestaande torens op te hogen, en niet nóg een extra toren ernaast te plaatsen.



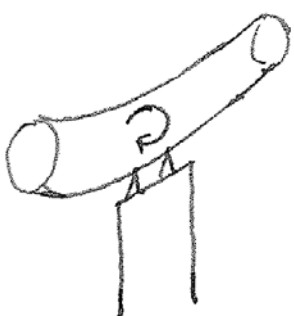
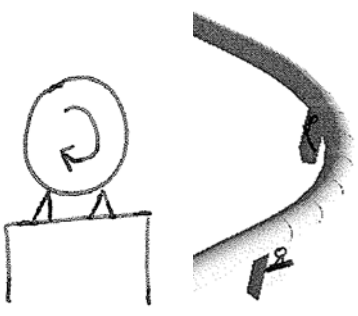
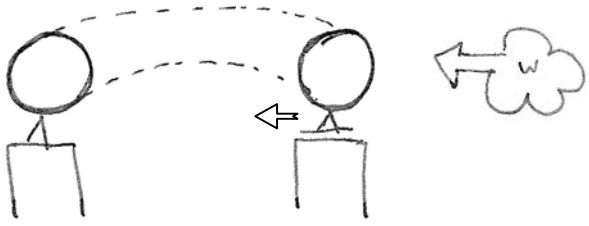
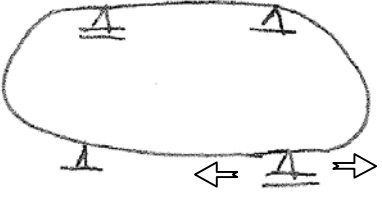
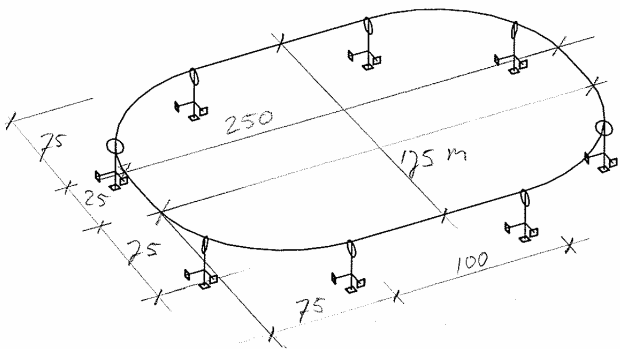
afb. 3.1 Oplegpunten voor nieuwe constructie bij bestaande trappenhuisen en in de bocht.

- De nieuwe hoofddraagconstructie wordt uitgevoerd als een doorgaande ligger. Het maximale buigende moment ligt dan niet in het veld, maar treedt op bij de opleggingen. Het moment wordt dan gereduceerd van $\frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$ tot ongeveer $\frac{1}{14} \cdot q \cdot l^2$. Er ontstaat natuurlijk wel een negatief steunpuntmoment, maar voor de meeste constructies is dit geen probleem. Wanneer de veldlengte aan beide zijden van het steunpunt ongeveer gelijk is, hoeft de betonnen toren weinig moment op te nemen. Dat is in de rechter figuur van afbeelding 3.2 weergegeven.



afb. 3.2 Intern moment in de constructie bij enkelveldse delen (links) en doorgaande velden (rechts)

- Vrijheidsgraden van oplegging constructie op betonnen toren.** Aan de buis kunnen verschillende vrijheidsgraden gegeven worden ten plaatse van de opleggingen. Er kunnen twee verdraaiingen vastgezet worden (de horizontale kan buiten beschouwing worden gelaten); en er kunnen twee horizontale verplaatsingen vastgezet worden. De verticale richting moet uiteraard vastgezet worden, aangezien de constructie door de torens gedragen moet worden. In onderstaande figuur is weergegeven hoe de vrijheidsgraden geregeld kunnen worden.

	
Verdraaiing in lengterichting van de buis	Verdraaiing om de as van de buis: vast of vrij
	
Horizontale verplaatsing in dwarsrichting van buis	Horizontale verplaatsing in lengterichting van buis
	
De afstanden tussen de opleggingen van de nieuwe constructie.	

afb. 3.3 Twee rotatievrijheden en twee verplaatsingsvrijheden bij de opleggingen van de nieuwe constructie.

Of het voordelig is de buis rotatievrijheden te geven, wordt in de volgende fase van het Constructief Ontwerp onderzocht. Voor de horizontale richting moet in ieder geval rekening worden gehouden met temperatuurverschillen. De constructie zal daardoor krimpen of uitzetten. In de langste overspanning van 100 meter is het verschil in lengte

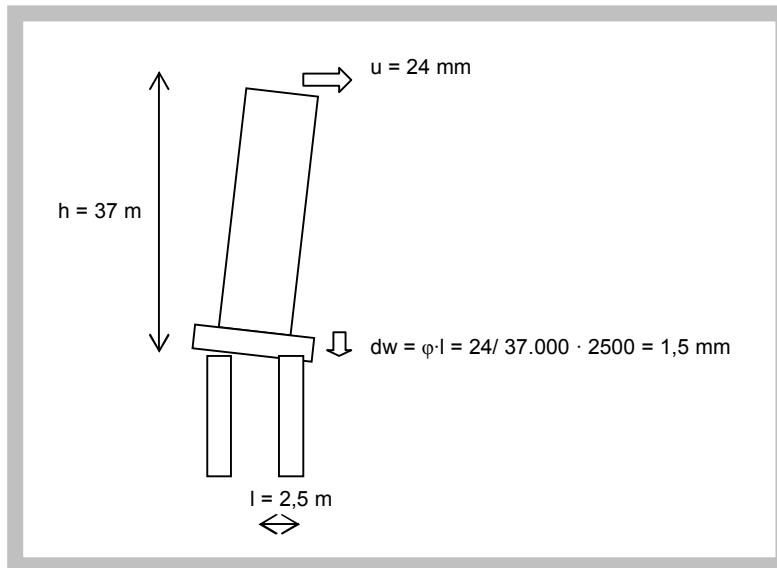
$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot (30 - (-10)) \cdot 100.000 = 48 \text{ mm}$$

Indien de ligger oneindig stijf tussen de twee torens ingeklemd zit, geeft dit een spanningsverschil van:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot \Delta L / L = 210.000 \cdot 48 / 100.000 = 100 \text{ N/mm}^2$$

In werkelijkheid zullen de torens iets vervormen en zal de fundering van de torens iets verdraaien. De vervorming wordt dus door twee verende mechanismen opgevangen.

In onderstaande figuur is de verdraaiing van de palen weergegeven, waarbij ervan uitgegaan is dat de toren niet vervormt. Het blijkt dat de verplaatsingen van de palen gering zijn (1,5 mm); er zullen bijna geen extra spanningen in de buisconstructie ontstaan.



afb. 3.4 Verdraaiing van de toren (met mogelijke afmetingen) vanwege opgelegde verplaatsing.

De ligger kan dus zonder problemen in horizontale richting vastgemaakt worden aan de nieuwe torens. Wel moet rekening worden gehouden met een (eventuele) glazen omhulling van de constructie, aangezien glas gevoeliger is voor bewegingen dan staal. Daar wordt in dit afstudeerwerk echter niet op ingegaan.

2.3 Vijzelen

- De Netkous blijft buiten de bestaande rand van de ArenA. De netkous kan namelijk niet ónder de bestaande tribune, aangezien er dan moeilijk een verbinding naar de nieuwe tribune gemaakt kan worden, zie figuren in tabel 3.1. Wanneer de netkous de bocht moet afsnijden, moet ze met haar eigen doorsnede van minstens 8 m bóven de bestaande tribune komen. De tribune wordt dan te veel opgetild, en dus wordt de kijkhoek te groot.

2.4 Maatgevende combinatie van belastingen

Wat betreft de mechanica van de netkous zelf zijn de volgende twee wensen van toepassing, die echter strijdig met elkaar zijn:

- Als het buigende moment M_y in de constructie maximaal is (bij volbelasting), moet de torsie M_x minimaal zijn. Dit levert naar verwachting de meest economische constructie.
- De toeschouwers (volbelasting) willen zo dicht mogelijk op het speelveld zitten. Voorwaarde is dat de constructie naar binnen uitkraagt. Aangezien de steunpunten van de netkous niet zo ver naar binnen kunnen, zal er dus torsie optreden in de constructie.

2.5 Conclusie en ontwerpstrategie

Omdat vanuit het voorgaande de steunpunten al redelijk vastliggen, kunnen de verschillende velden van de netkous afzonderlijk worden beschouwd, te weten een rechte constructie aan beide lange zijden van de ArenA en een gekromde constructie in de twee bochten. De twee strijdige wensen leiden weer tot de volgende ontwerpuitgangspunten:

- Omdat in de bochten een mooie gelegenheid is om te optimaliseren, wordt daar getracht dichter op het speelveld te komen.** Optimaliseren wordt gedaan door bepaling van de ideale positie van de steunpunten, en door een wisselende breedte, zodat de belastingen elkaar in evenwicht houden; liefst zodanig dat er geen torsie op de vier trappenhuizen wordt overgebracht. Uiteraard kan ervoor worden gekozen de torsie uit de bochten door te koppelen naar de rechte stukken, en dus helemaal rond, maar zoals gezegd is hiervoor een zwaardere constructie nodig en heeft dit een aantal uitvoeringstechnische bezwaren.
- Op de rechte stukken wordt een logische breedte gezocht, zodat het massazwaartepunt tussen de opleggingen valt.** De constructie heeft op de rechte stukken namelijk een grotere

overspanning dan in de bochten. Het gaat om maar liefst 100 m, waarover over de volle lengte een excentriciteit (en dus torsiebelasting) kan werken. Wanneer de tribune buiten de bestaande ArenA rand geplaatst wordt, is de torsie beduidend minder. De draagconstructie komt namelijk recht onder het zwaartepunt van de tribune.

Bij deze twee ontwerpuitgangspunten gelden een beperkende wens:

Het verschil in breedte van de tribune mag niet te groot zijn, aangezien dat ook een verschil in hoogte inhoudt. Als de tribune aan de lange kant bijvoorbeeld 8 m breed wordt en de tribune in de bochten 14 m breed, komt de bovenrand van laatstgenoemde $\Delta h = \tan(40) \cdot \Delta b - 1,2 = 3,8$ m boven de andere te liggen. Aangezien de onderrand van het dak met constante hoogte opgetild wordt, zal er bij wisselende tribunebreedte aan de lange zijde een gat ontstaan.

Tribune maakt (kleine) overstek, waarbij de ring precies onder het zwaartepunt (blauwe stippellijn) geplaatst is. Dit is beter voor de torsie, maar geeft een onlogische constructie met te hoge kolommen.	Ring naast bestaande tribune, nieuwe tribune maakt overstek. Wel excentriciteit maar logische constructie.
Ring naast bestaande tribune, nieuwe tribune ligt in verlengde van bestaande tribune. Geen excentriciteit en logische constructie.	tabel 3.1 Overzicht om positionering van mogelijke netkous uit te leggen.

3 Concepten hoofddraagconstructie

In dit hoofdstuk worden verschillende concepten voor de hoofddraagconstructie van de nieuwe derde ring besproken. In het Vooronderzoek is al een stalen netkous en een betonnen driehoekige koker voorgesteld. De netkous wordt in dit hoofdstuk verder uitgewerkt; de betonnen driehoekige koker vervalt. Ten tweede wordt een driehoekige doorsnede met daarin een stalen vakwerk behandeld, ten derde een driehoekige doorsnede d.m.v. een stalen vakwerk.

3.1 Concept 1 - Netkous

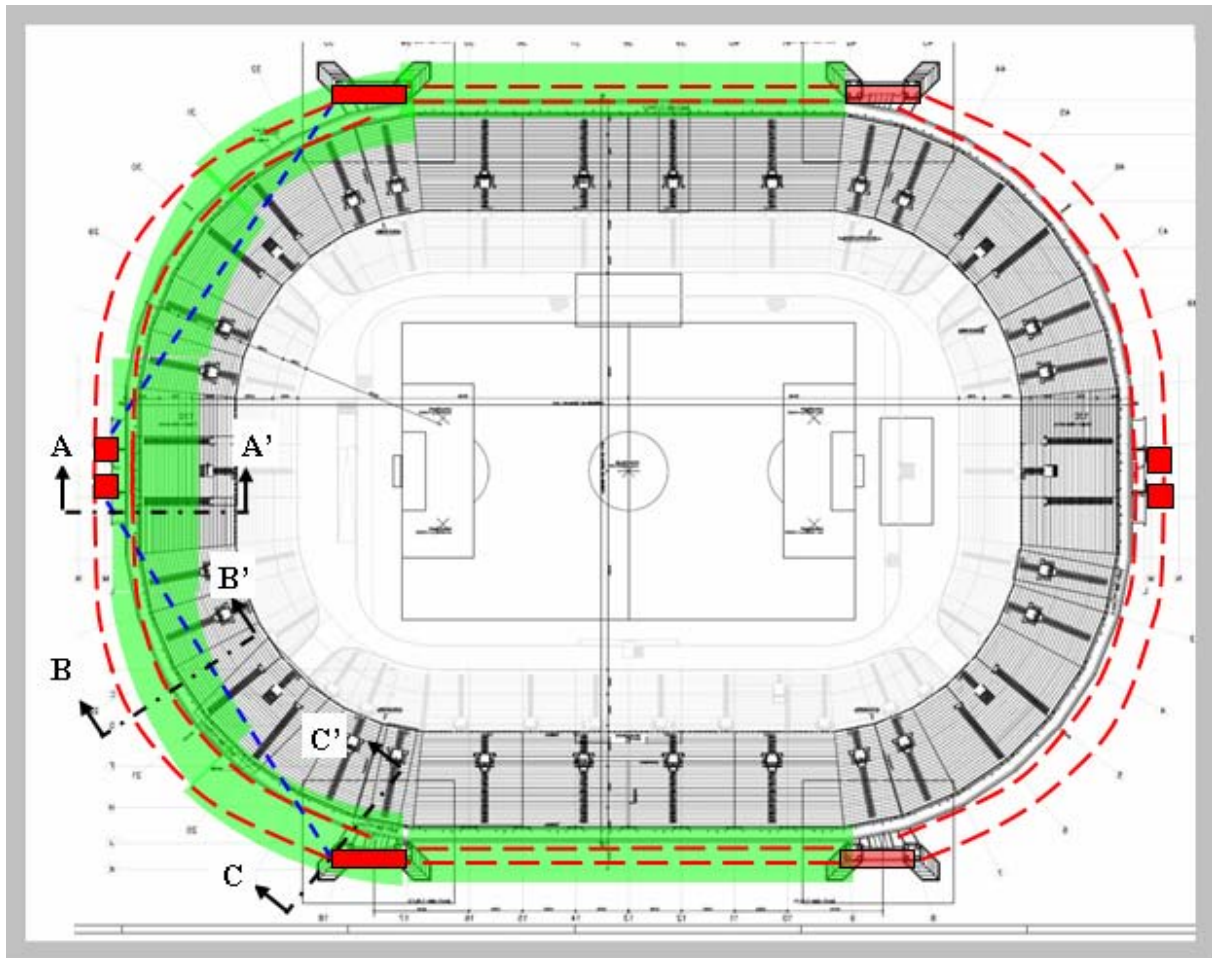
In een door ARCADIS gemaakte haalbaarheidsstudie werd de suggestie gedaan een zogenaamde netkous als constructievorm toe te passen. Dit is een ruimtelijk vakwerk met cirkels van staalplaat en rechte staven die elkaar diagonaal kruisen. Iets dergelijks is bijvoorbeeld toegepast voor de lightrail aan de Beatrixlaan in Den Haag, zie afbeelding 4.1.



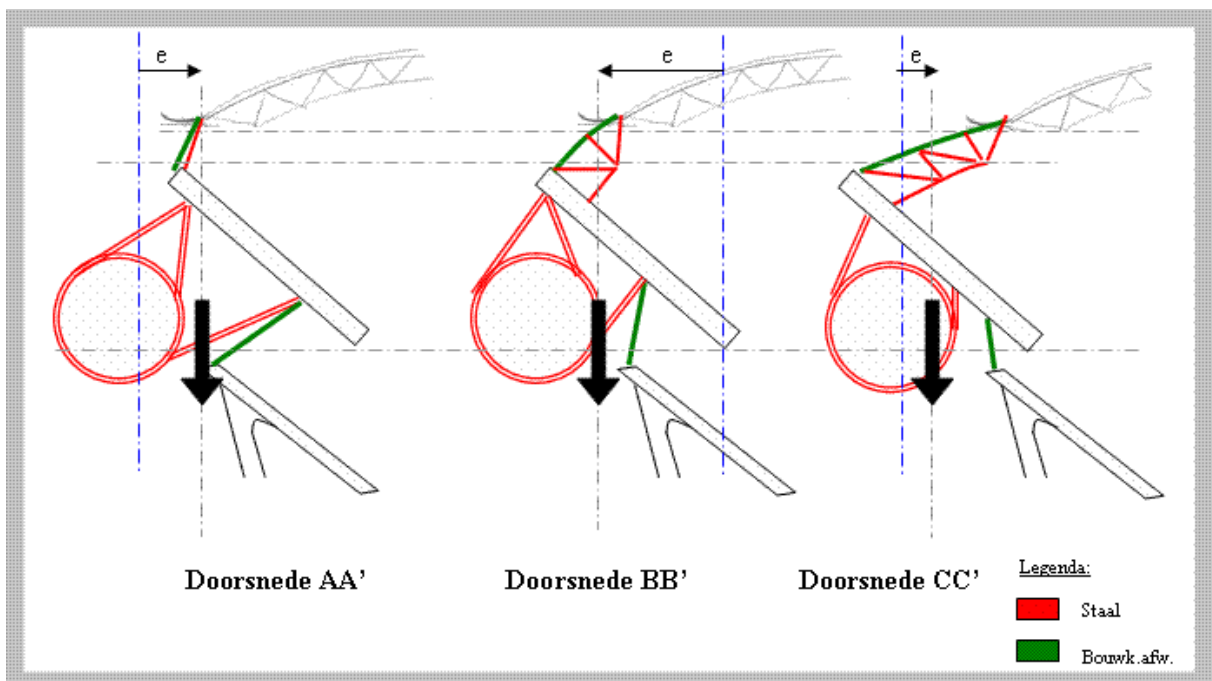
afb. 4.1 Voorbeeld van een netkous: Beatrixlaan in Den Haag

De tribune wordt boven de netkous gemaakt, zie afbeelding 4.3. De liggers die de tribune dragen, worden met staven gekoppeld aan de netkous, en wel zodanig dat de raaklijn van betreffende staven gelijk is aan de raaklijn van de cirkelvormige doorsnede van de netkous.

In de kokervorm kan het transport van mensen plaatsvinden. Door enkele tunnels kan het publiek vanuit de tunnel op de tribune komen. De ronde vorm heeft nog een reden, namelijk om de torsie op te kunnen vangen. In afbeelding 4.2 en 4.3 is getekend hoe de tribune kan verschuiven ten opzichte van de constructie. De verbindende kolommen tussen de netkous en de tribune kunnen verdraaien ten opzichte van de netkous. In de bochten kan dit gunstig werken voor de torsie. Dit wordt in het volgende hoofdstuk behandeld.

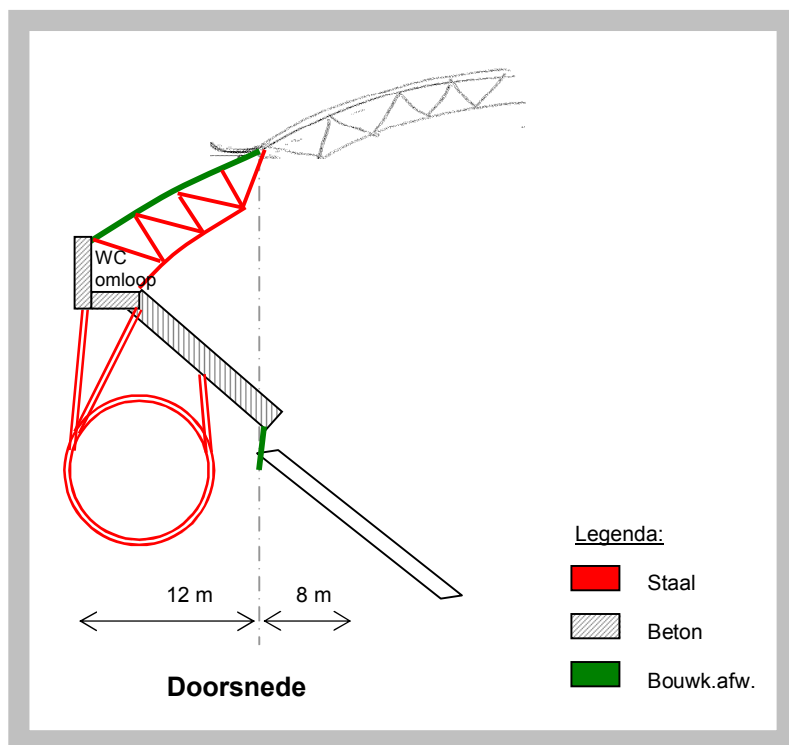


afb. 4.2 Concept 1 - Netkous. De tribune verschuift t.o.v. de constructie om zoveel mogelijk zitplaatsen in de bocht te genereren.



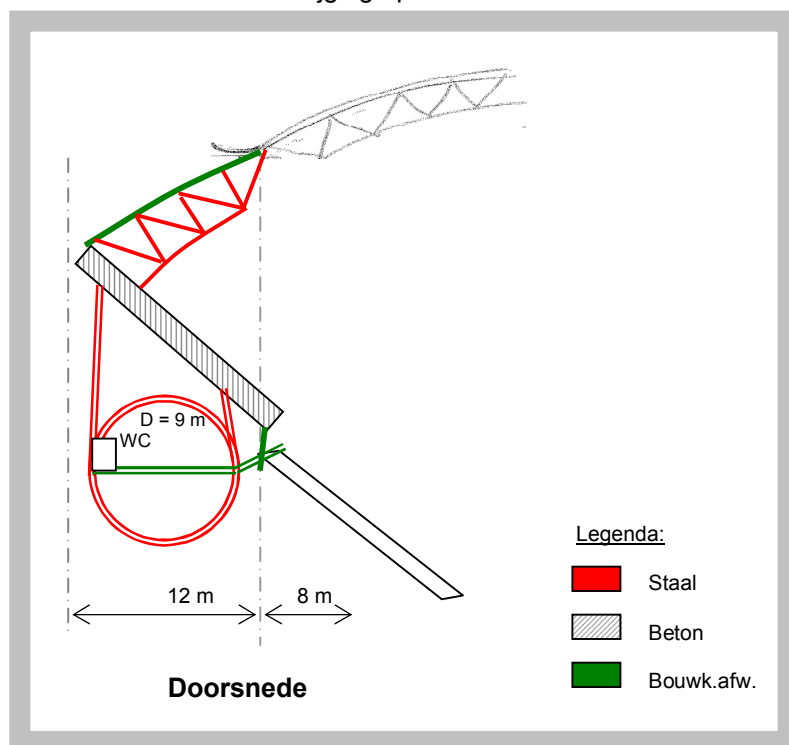
afb. 4.3 Concept 1: doorsneden bij verschillende tribunebreedtes. Doorsneden AA' en CC' hebben het zwaartepunt van de belasting (zwarte pijl) min of meer rechts van de oplegpunten (blauwe stippellijn), Doorsnede BB' heeft de belasting links.

In onderstaande plaatjes zijn twee doorgangen voor het publiek geschetst, respectievelijk bovenin de tribune en in de netkous. De eerste variant is bedacht vanuit het idee dat de ruimte tussen de spanten niet zo geschikt is voor tribunezitplaatsen, aangezien het zicht op het speelveld gehinderd wordt door de spanten.



afb. 4.4 Doorsnede concept 1 met omloop bovenin de tribune.

Bij de tweede variant lopen de mensen op een plateau in de netkous. Hierdoor kunnen ze vanuit de netkous via een kleine stijging op de tribune komen.



afb. 4.5 Doorsnede concept 1 met omloop in de netkous.

3.2 Concept 2 - Vakwerk dat de bocht afsnijdt

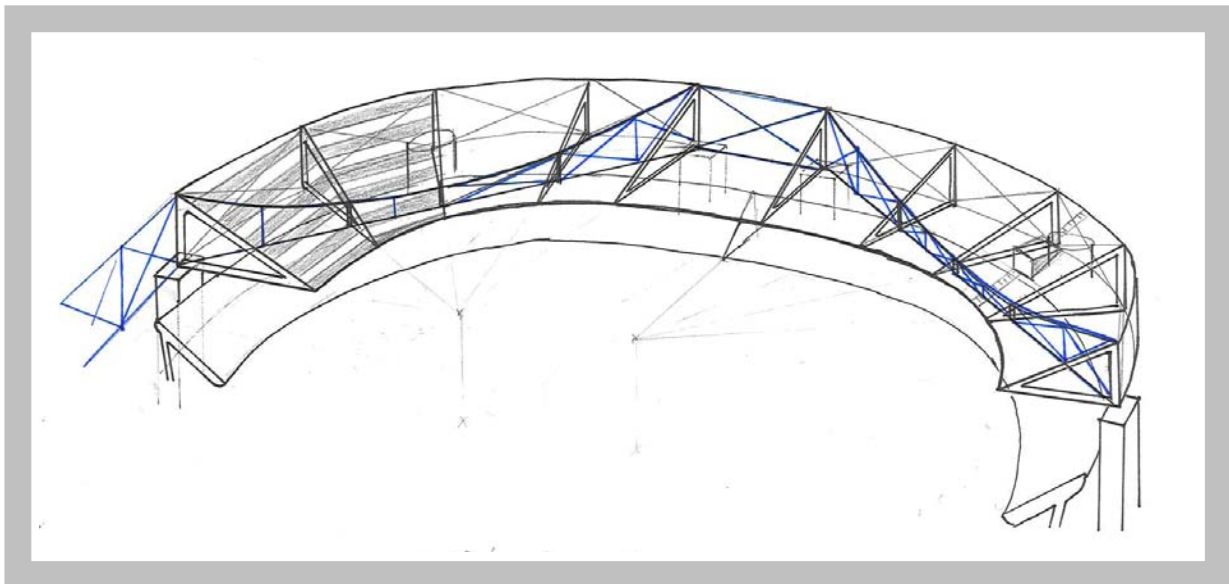
Concept 2 is ontstaan met het idee om de bocht een stuk af te snijden. Hierdoor komen de mensen dichter op het speelveld te zitten. Door de draaglijn tussen twee oplegpunten direct te volgen met een recht vakwerk, hoeft deze constructie geen torsie op te nemen. Op dit vakwerk rusten driehoekige stalen spanten. De torsie wordt opgevangen door een vakwerk dat rondloopt buitenom de tribune.

Bovenop de stalen spanten komen een prefab betonnen tribune. Onderin de stalen spanten komt een betonnen vloer te liggen. Via de trappenhuizen komen de bezoekers in deze ruimte, en kunnen zo de tribunes betreden. Tevens bevinden zich hier toiletten en enige horecagelegenheid voor in de pauzes.

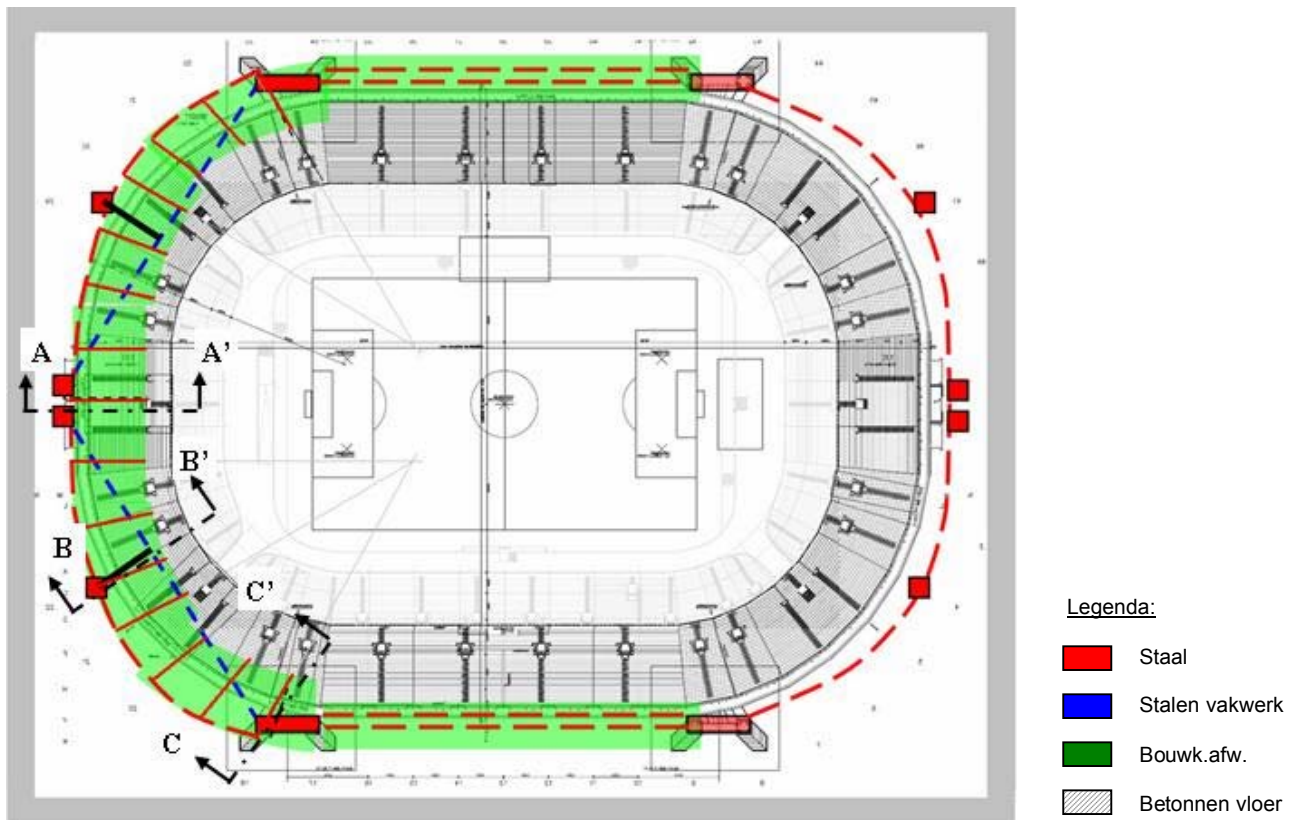
De spanten worden aan de buitenzijde met een vakwerk verbonden, die de krachten naar de trappenhuizen leidt. De massa balanceert dus rondom het hoofdvakwerk, terwijl de trappenhuizen op de helft van de overspanning voor de stabiliteit zorgen. Instabiliteit wordt bijvoorbeeld veroorzaakt door het verschil tussen een lege, een halfbelaste en een volbelaste tribune. Het vakwerk, in blauw getekend, volgt in hoogte de lijn van de tribune, en is dus in het midden lager dan bij de opleggingen. Daarom wordt het vakwerk doorgaand uitgevoerd.

De ronde vorm is in dit geval bedoeld om de kijklijnen goed te volgen. De constructie zal dus bijna 33 m naar binnen steken, gemeten vanaf het midden van de bocht, en maximaal 16 m, gemeten vanaf het rechte stuk.

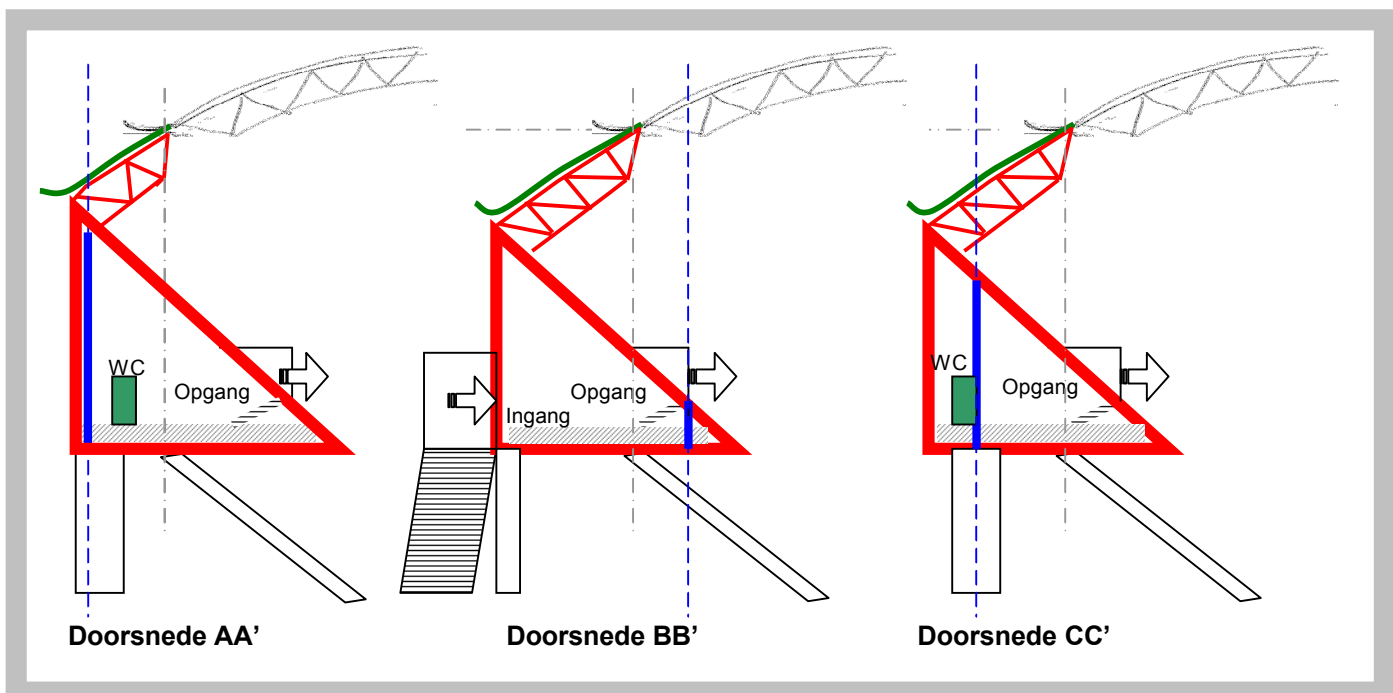
Het idee hierachter is maximalisatie van het aantal stoelen. Daar is dit ontwerp helemaal op gericht. Als men dat idee laat vallen en minder mensen wil, dan kan de breedte kleiner, worden de kijklijnen niet meer kritisch, en kan net zo goed voor een rechte tribune gekozen worden.



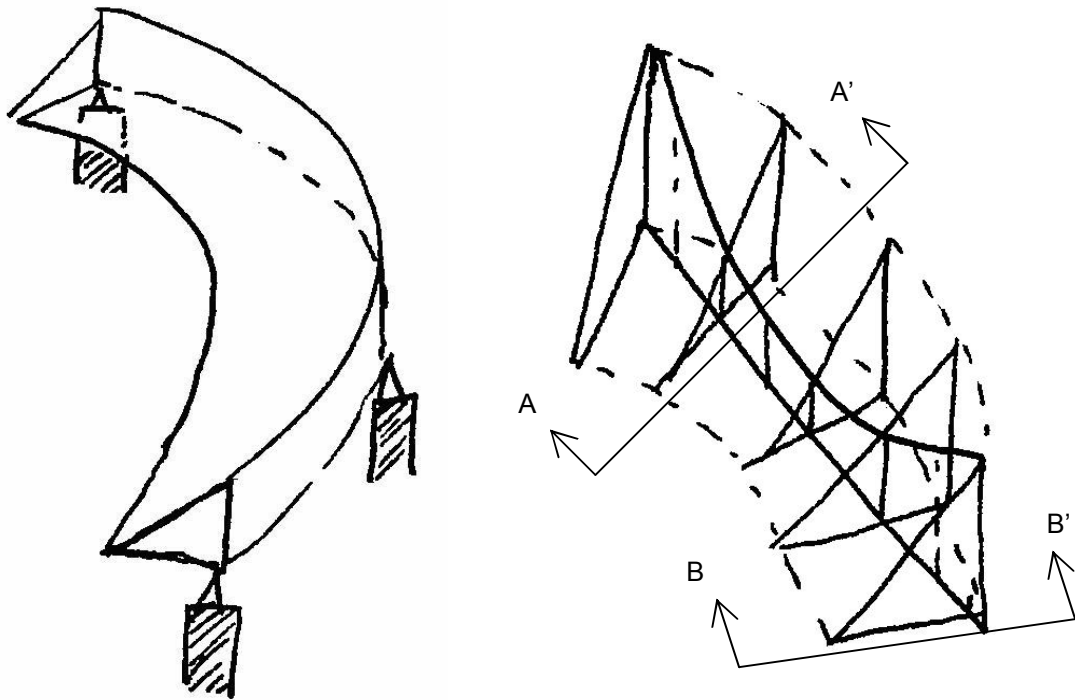
afb. 4.6 Concept 2 - Recht vakwerk met driehoekige spanten



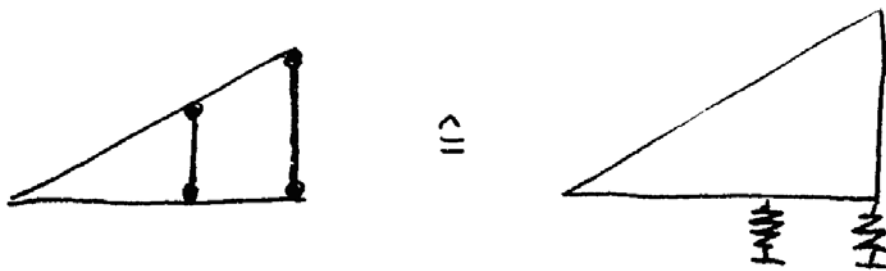
afb. 4.7 Concept 2 - plattegrond met het vakwerk in blauw weergegeven



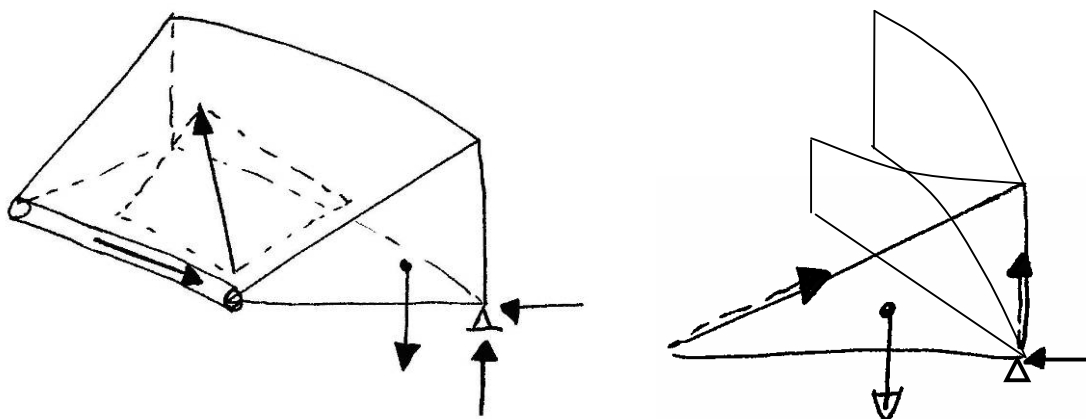
afb. 4.8 Concept 2 - wisselende positie van het vakwerk in de doornede van de tribune



afb. 4.9 Constructie: schema en uitwerking



afb. 4.10 Doorsnede AA' : Standaard driehoek-spant wordt gedragen door twee vakwerken, waarvan de middelste de meeste belasting draagt.



afb. 4.11 Doorsnede BB' : De buitenste driehoek-spant hangt aan een zijde aan de twee vakwerken. De spant wordt stabiel gehouden door schijfwerking van de tribune. Links zijn de krachten 3D getekend, rechts alleen in het vlak van de driehoekspant.

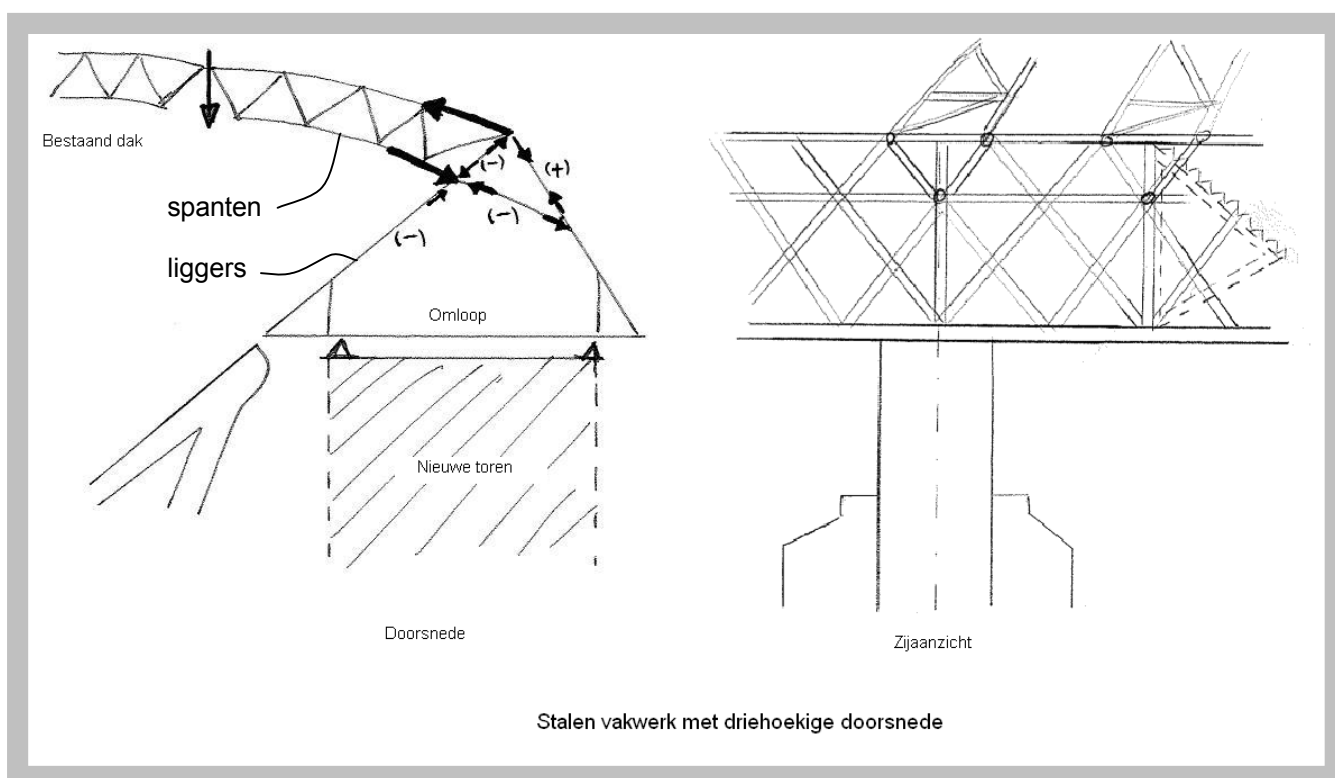
Concept 3 - Driehoekig ruimtelijk vakwerk

Als de zichtlijnen in Concept 2 niet ten volle uitgebuit worden, verschuift het genoemde vakwerk naar de buitenkant van de tribune. Dan wordt de loopruimte belemmerd, en constructief is het vakwerk ook niet meer zo effectief. Daarom wordt in Concept 3 een constructie gebruikt die wél rondloopt, en gevormd wordt door een ruimtelijke driehoek.

In het Vooronderzoek is de mogelijkheid genoemd deze koker in beton uit te voeren. Er zijn drie redenen waarom de betonnen koker toch geen goed idee is:

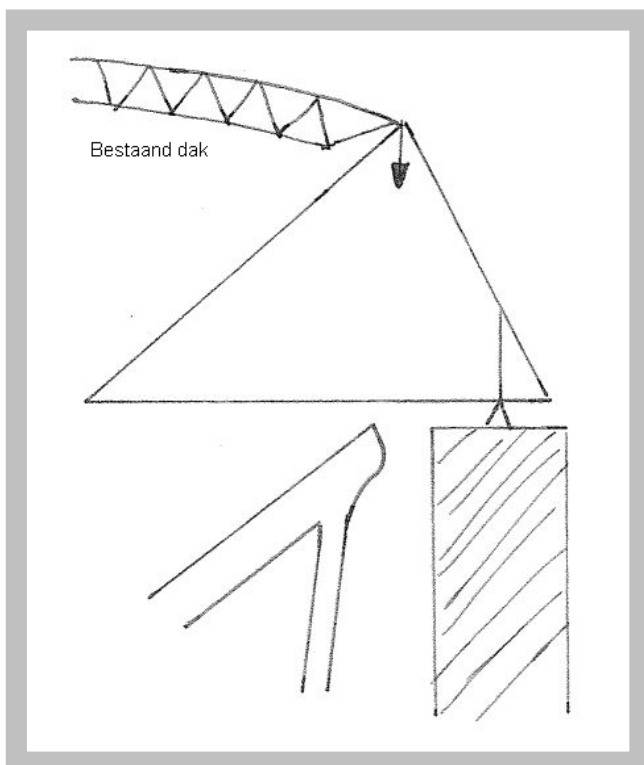
- Uit de berekening in het Vooronderzoek blijkt dat de koker zó zwaar is dat de belasting, en dus de optredende torsie, veel groter is dan bij een stalen netkous.
- Een betonnen koker zal over het algemeen een meer gesloten constructie worden. Vanuit architectonisch oogpunt wordt een transparante koker geprefereerd. Het publiek heeft daardoor een veel mooier uitzicht over de stad. En van de buitenkant komt de constructie minder massief over.
- De stalen spanten die het dak opvangen, moeten bovenin de koker bevestigd worden. In staal is het eenvoudig extra diagonalen in de top toe te voegen, zodat de krachten goed overgebracht worden (zie afb. 4.12)

Een ruimtelijk vakwerk in staal heeft deze moeilijkheden niet. Daarom wordt beton niet verder overwogen, en wordt de mogelijkheid van een stalen frame verder onderzocht.



afb. 4.12 Doorsnede en zijaanzicht Concept 3

Op de schuin lopende stalen liggers komt een prefab betonnen tribune te liggen. De spanten die het bestaande dak moeten opvangen, kunnen gemakkelijk in het ruimtelijke vakwerk worden geïntegreerd.



afb. 4.13 Concept 3, doorsnede in de bocht. Het geheel wordt door ruimtelijk krachtspel in balans gehouden.

4

Concepten voor dimensie tribune

In dit hoofdstuk wordt de constructie geminimaliseerd op torsie. Dit kan gedaan worden door de breedte van de tribune te variëren en met de positie van de oplegpunten te schuiven. Deze optimalisatie is dus redelijk onafhankelijk van het constructietype.

Omdat voor een bredere tribune een zwaardere constructie nodig is, wordt het gewicht van de constructie geschat aan de hand van de berekende netkous uit de vorige fase. Aangezien de drie concepten uit het vorige hoofdstuk allemaal in staal zijn, wordt ervan uitgegaan dat de verschillen in hoeveelheid staal weinig invloed hebben op het totaalgewicht van de tribune. Daarom kan er een zodanige tribunebreedte gezocht worden dat de optredende torsie en het optredende moment minimaal zijn. Dat wordt in dit hoofdstuk gedaan.

In het Vooronderzoek werd gesproken van verschillende concepten²:

- Concept 1 - Uitbreiding naar buiten. Dit concept had de meest eenvoudige constructie.
- Concept 2 - Uitbreiding naar binnen. Dit concept had een hoger ambitieniveau, namelijk om het publiek dichterbij het speelveld te laten zitten.
- Concept 3 - Geheel nieuw dak. Dit ambitieuze idee wordt niet verder uitgewerkt.

In dit Schetsontwerp wordt verder gegaan op deze concepten. Allereerst wordt een optimalisatie van de tribune op de rechte stukken gedaan, waarbij de oplegpunten als uitgangspunt zijn genomen. Vervolgens worden drie concepten A, B en C gepresenteerd betreffende de bochten.

Concept A probeert zoveel mogelijk extra stoelen te genereren in de bochten. Het is een referentieconcept waarbij de bochten helemaal volgebouwd worden met stoelen, met als begrenzing de toegestane zichtlijnen. Het zal blijken dat qua ruimte er maximaal 35.000 stoelen gecreëerd kunnen worden, terwijl de belasting een geringe excentriciteit heeft.

Onderzocht wordt of het constructief ook haalbaar is. Het zal blijken dat het niet onmogelijk is. Maar 35.000 stoelen valt ruim buiten de doelstellingen van dit rapport, dus moet vooral als referentie gezien worden.

Concept B hoort bij een iets getemperd ambitieniveau. Het gaat uit van een constante tribunebreedte, die in de bochten geheel binnen de ArenA rand schuift, dus dichterbij het speelveld. Met een constante breedte hoeven geen lastige verspringende elementen gemaakt te worden, dus blijft de uitvoering van de constructie iets eenvoudiger. Gekeken wordt of met een gunstige constructie 10.000 extra stoelen gerealiseerd kunnen worden. Het zal blijken dat bij 17.000 stoelen de opleggingen een mooiere verdeling hebben.

Concept C houdt het nog eenvoudiger en plaatst de tribune geheel buiten de bestaande ArenA rand. De verbindende elementen naar het dak blijven over de gehele lengte hetzelfde. Het concept komt uit op 10.000 stoelen.

De genoemde concepten komen tot stand door minimalisering van torsie. De torsie is belangrijk omdat het ontwerp over grote overspanningen gaat. En wanneer over de volle lengte van 100 m een torsiebelasting werkzaam is, kan de constructie zich vervelend gaan gedragen: grote doorbuigingen, trillingen, problemen met het stabiliseren.

Uiteraard zijn er meer argumenten die meespelen in de optimalisatie van het concept:

- Omdat de torsie ook bij halfbelasting beschouwd moet worden, kan een brede bocht toch gevoeliger zijn voor torsie dan de rechte stukken.
- Het wil niet zeggen dat een constructie die op torsie geoptimaliseerd is, zich ook op buiging en stijfheid beter gaat gedragen.
- Misschien is verdraaiing van de tribune, dus het stijfheidprobleem, wel maatgevend, zodat er veel meer ondersteuning moeten komen dan verwacht.

² N.B. dat de genoemde concepten andere zijn als de constructieve concepten uit hoofdstuk 4.

- De optimalisatie van torsie kan op een bepaalde capaciteitsuitbreiding uitkomen die (veel) te groot of (veel) te klein is. De wensen van de ArenA worden wel gedeeltelijk bepaald door een optimalisatie van kosten-baten, maar een hele kleine of een hele grote uitbreiding zal sowieso 'niet im Frage' komen.
- Optimalisering van de constructie leidt niet automatisch tot een economische optimalisatie.

Toch blijft het onderwerp torsie belangrijk genoeg om te kijken bij welke afmetingen de constructie zich optimaal gedraagt. Dit resultaat moet vergeleken worden met de uitkomsten van de overige argumenten.

Uitleg van de optimalisatie:

Concept A heeft het uitgangspunt om zoveel mogelijk mensen in de bocht mogelijk te maken. Daartoe is in de bocht een extra ondersteuning (of twee die heel dicht tegen elkaar staan) geplaatst, zodat de bocht zoveel mogelijk afgesneden wordt. De optimalisatie bestaat dan uit optimalisatie van het aantal mensen. Dit geeft de benodigde breedte.

Concept B en Concept C willen de constructie eenvoudiger houden, en blijven in de bocht resp. aan de binnenzijde en de buitenzijde van de ArenA. Doel is om rond de 10.000 extra zitplaatsen te creëren. Bij de benodigde breedte hiervoor worden de plaatsen van de ondersteuningen geoptimaliseerd.

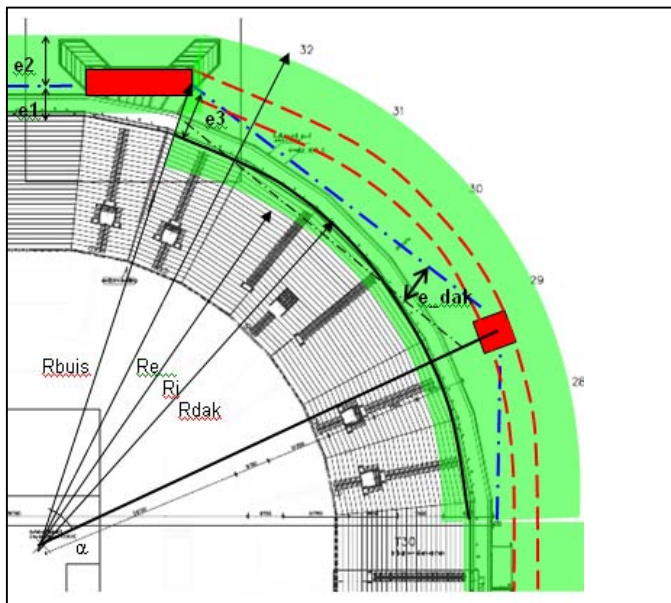
De optimalisatie in de bochten is gedaan met een spreadsheet in Excel. In deze sheet wordt de binnen- en buitenstraal (R_i en R_e in afb. 5.1) van de tribune ingevoerd. Daarmee wordt de grootte en de positie van het massazwaartepunt berekend.

Los daarvan wordt met de grootte R_{buis} de positie van de draagstructuur opgegeven.

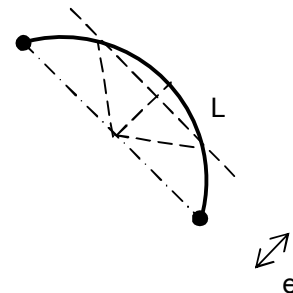
De sheet berekent dan welk torsiemoment bij de oplegging ontstaat, namelijk met

$$\text{Torsie} = \text{Gewicht} * \text{excentriciteit} = q_{\text{cirkelboog}} * L_{\text{cirkelboog}} * e$$

De plaats van de ondersteuning wordt weergegeven met een booghoek ten opzichte van de bestaande trappenhuizen (de rode rechthoeken). Per ingevoerde tribunebreedte wordt de plaats van de steunpunten gezocht waar de torsie minimaal is. De plaats wordt vastgelegd met hoek α .



Afb. 5.1 Gebruikt schema voor de optimalisatie-spreadsheet



In de bijlage h.3 is de spreadsheet met alle gebruikte formules weergegeven.

De spreadsheet berekent de belastingen bij een opgegeven breedte. Het eigen gewicht van de draagconstructie wordt evenredig groter bij een grotere tribunebreedte. Uitgangspunt is de berekende constructie in de vorige fase.

4.1 Optimalisering van de rechte stukken

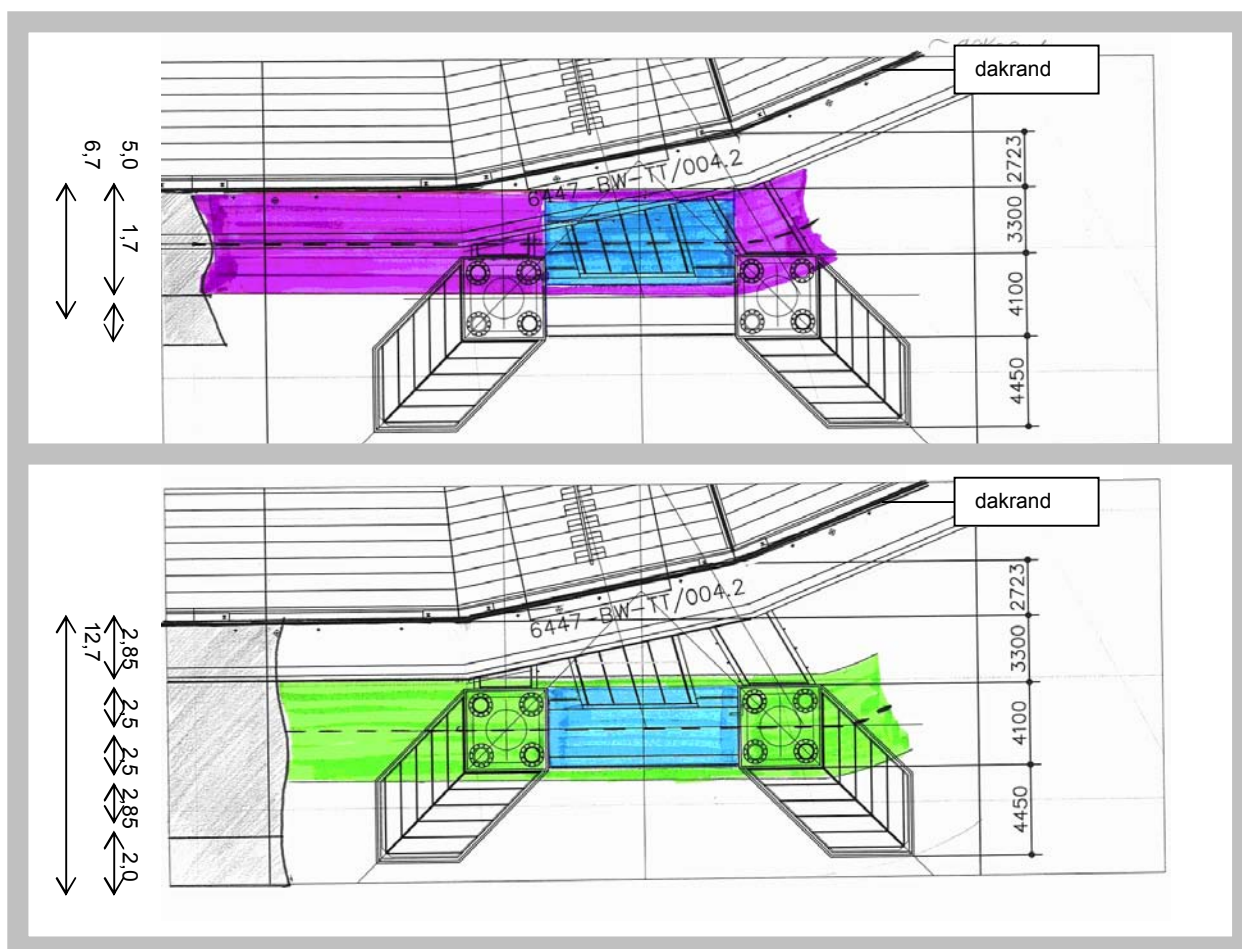
Allereerst wordt de breedte op de rechte stukken geoptimaliseerd. Hiervoor is geen gebruik van de spreadsheet, aangezien het een eenvoudige berekening is.

De positie van de steunpunten van de constructie bepaalt in grote mate de optimale breedte van de tribune. De steunpunten moeten namelijk recht onder de hoofddragconstructie staan, en voor de torsie is het het gunstigst om de tribune weer recht daarboven te hebben.

Vanwege esthetische redenen wordt tussen de bestaande trappenhuizen een rechthoekige toren gemaakt, zie de blauwe blokken in afbeelding 5.2. Met de afstand tot de ArenA kan nog wel geschoven worden. De twee uitersten zijn weergegeven, waarbij de bovenste zo dicht mogelijk naar de ArenA staat, en de tweede precies tussen de bestaande trappenhuizen. De figuur is getekend met een netkous; voor een stalen driehoekige doorsnede zal het net iets anders liggen. Aanname is dat het uiteindelijk niet zoveel uitmaakt op het rechte stuk.

De respectievelijk paarse en groene draagconstructies hebben de hartlijnen in het midden van het nieuwe trappenhuis. Links in de tekening zijn de tribunes weergegeven in grijs. De breedte van de tribune wordt zó gezocht dat ze in evenwicht is, dus dat ze geen torsie op de draagconstructie overdraagt in de uiterste grenstoestand. Om evenwicht te maken met de bestaande dakoplegging (de dikke zwarte lijn) is bij dezelfde afstand tot de hartlijn extra tribunebreedte toegevoegd³. De extra breedte is 1,7 m bij de bovenste situatie en 2,0 m voor de onderste. De ideale tribunebreedtes zijn dan resp. 6,7 en 12,7 m. De tribune is linksonder in grijs getekend.

Er wordt voor gekozen het zwaartepunt van de torens precies tussen de bestaande trappenhuizen te plaatsen (de onderste situatie in afbeelding 5.2), zodat de tribunebreedte op het rechte stuk 12,7 m wordt. Zoals ook uit deze afbeelding blijkt, komt de netkous in de bochten iets verder van de ArenA af te liggen dan aan de lange zijden. Vanwege esthetische redenen wordt deze afstand in de bocht constant gehouden.



Afb. 5.2 Ruimte voor de koker: begrensd door bestaande dakrand (boven) en door positie van trappenhuis (onder)

³ Zie bijlage §13.2 voor de berekening.

4.2 Concept A – Maximalisering aantal mensen in bocht

Bij het realiseren van zoveel mogelijk stoelen wordt als uitgangspunt gebruikt dat de draaglijn van de nieuwe constructie de bocht zoveel mogelijk afsnijdt (de blauwe lijn in afbeelding 5.3). Deze draaglijn is de rechte lijn tussen de twee steunpunten. Dit afsnijden heeft twee voordelen: 1) De tribune komt dicht op het speelveld. 2) Het is mogelijk een brede tribune te maken die balanceert om de draaglijn. De massa aan beide zijden van de blauwe lijn is dus in evenwicht, waardoor de torsie ten plaatse van de oplegpunten gelijk is aan nul. De mechanica achter dit verhaal is in hoofdstuk 2 uitgelegd.

Hoe dicht de mensen op het speelveld kunnen zitten is echter wel begrensd door de kijklijnen. In de probleemanalyse is behandeld welke uitbreiding binnen de toegestane kijklijnen mogelijk is:

Plaats	Toegestane uitbreiding naar binnen vanwege kijkhoek
Eind van recht stuk (drsn AA')	16 m
Midden van bocht (drsn BB')	33 m

tabel 5.1 Ruimte binnen zichtlijnen

De drie constructieve concepten uit het vorige hoofdstuk hebben allemaal de constructieve mogelijkheid deze overstek te realiseren.

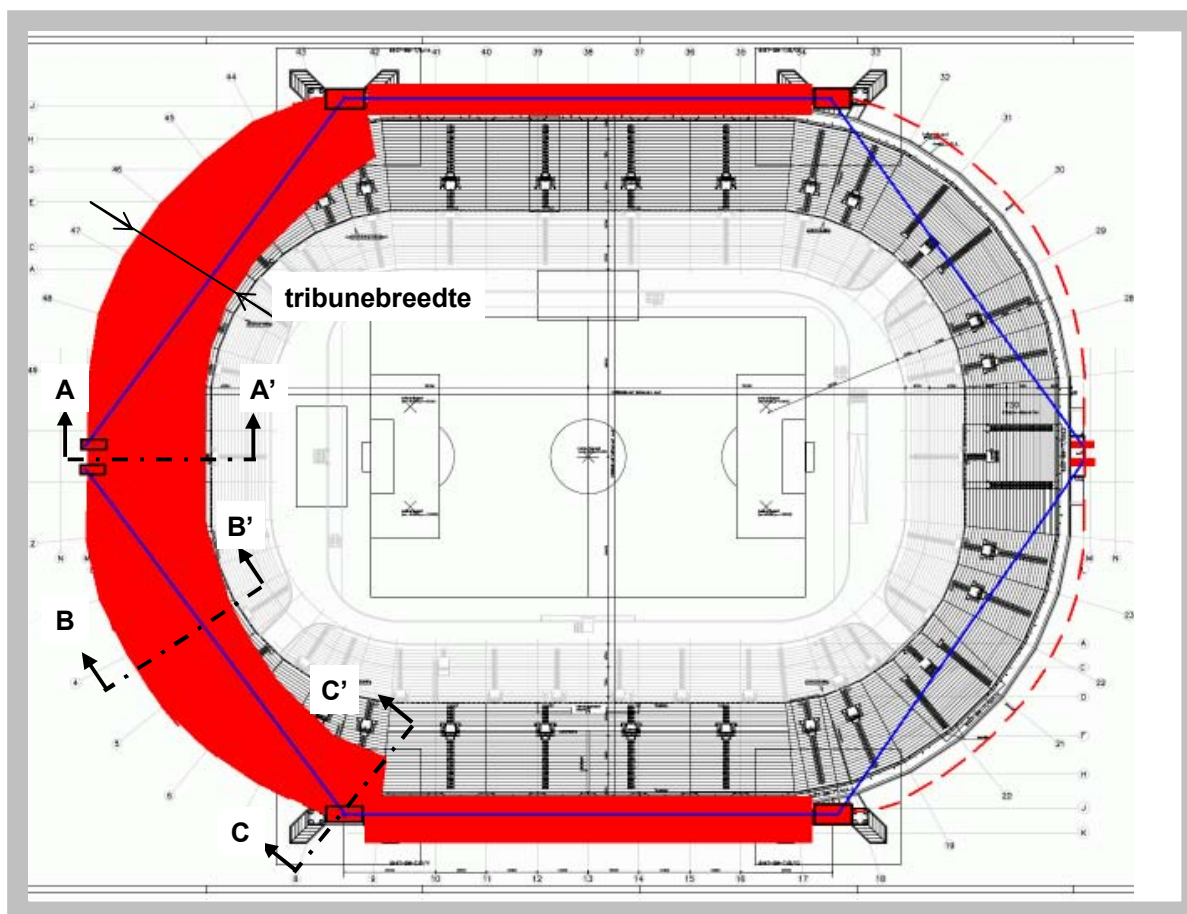
Doel

Als referentieconcept wordt de bocht zoveel mogelijk afgesneden. Zo wordt duidelijk hoeveel mensen maximaal in de bocht kunnen bij minimale torsie. Of het economisch haalbaar is, is een andere vraag.

Omschrijving tribune

In concept A ligt de tribune op het rechte stuk aan de buitenkant, en verbreedt de tribune in de bochten naar binnen. De excel-sheet is alleen bedoeld voor de bochten. Het totaal aangegeven stoelen is wel voor de rechte stukken én de bocht.

Op het rechte stuk steekt de tribune 12,7 m naar buiten. In de bocht ligt de buis nog steeds aan de buitenkant, maar verspringt de tribune geheel naar binnen de bestaande rand. De breedte van de tribune wordt gezocht die zo breed mogelijk is met minimale torsie. De breedte varieert dus over de omtrek van de ArenA. Zie afbeelding 5.3.



afb. 5.3 Concept A snijdt de bocht zoveel mogelijk af. Gestippeld in blauw is de fictieve draaglijn tussen twee oplegpunten.

Methode van oplossen

De buitenstraal R_e van de tribune is 71,2 m, zodat de tribune precies binnen de bestaande rand valt. De binnenstraal R_i wordt gevarieerd.

Om de oplegpunten in de bocht zo dicht mogelijk bij elkaar te krijgen, moet de hoek van de nieuwe oplegging 80° zijn ten opzichte van de trappenhuizen, zie afbeelding 5.5. Dichter bij elkaar kunnen ze niet komen.

Bij verschillende breedtes is met behulp van de sheet bepaald wat de ideale positie van de steunpunten is. De breedte die als resultaat een hoek van 80° oplevert, is dus de maximale breedte.

Resultaat uit Excel-sheet

Het resultaat van berekeningen bij verschillende breedtes (weergegeven in afb. 5.3) is hieronder weergegeven. De gewenste hoek van 80 graden levert een ideale (maximale) breedte van 40 m.

Uitbreiding naar binnen (concept A)					
Hoek moet op 80 graden komen --> aantal mensen is optimaal					
Tribunebreedte [m]	qd [kN/m ¹]	# mensen in de bochten	totaal # mensen als rechte stuk b = 12,7 heeft	Ideale hoek [graden]	
0	66	0	5400	50	
5	152	4848	10248	50	
10	237	9362	14762	50	
15	322	13542	18942	60	
20	407	17388	22788	60	
25	493	20901	26301	70	
30	578	24079	29479	70	
35	663	26924	32324	70	
40	748	29435	34835	80	

tabel 5.2 Overzicht met ideale positie van ondersteuning

De genoemde breedte van 40 meter komt uit de volgende berekening (afbeelding 5.4). In deze spreadsheet zijn verschillende breedtes ingevoerd, en het resultaat is in de tabel hierboven weergegeven.

Optimale ondersteuningsplaats in de bocht

Berekend in uiterste grenstoestand

Torsie is positief indien het naar buiten draait

Dus excentriciteit is positief als ze buiten de rechte lijn tussen de steunpunten valt

b_recht stuk_vanaf rand

12,7 m

(6,7 < b < 12,7 afhankelijk van gekozen e1)

b_tribune_in_bocht

40,0 m

e1

5,35 m

(indien toren tussen bestaande trappenhuisen: e1 = 5,35 m)

e2

7,35

e3

9,00

Ri

31,2 m

(>71,2 bij een uitbreiding vanaf de bestaande rand)

Re

71,2 m

R_tribune_hartlijn

51,2 m

R_dak

71,2 m

R_buis_hartlijn

80,2 m

(buis is centrisc op steunpunt sp geplaatst)

q-last tribune + pers

544,0 kN/m

q-last dak

66,2 kN/m

q-last buis

138,0 kN/m

(in verhouding van tribunebreedte van berekende netkous)

q_d_totaal

748,2 kN/m

b recht stuk

13 m

stoelen in bochten:

29.435

stoelen rechte stukken:

5.398

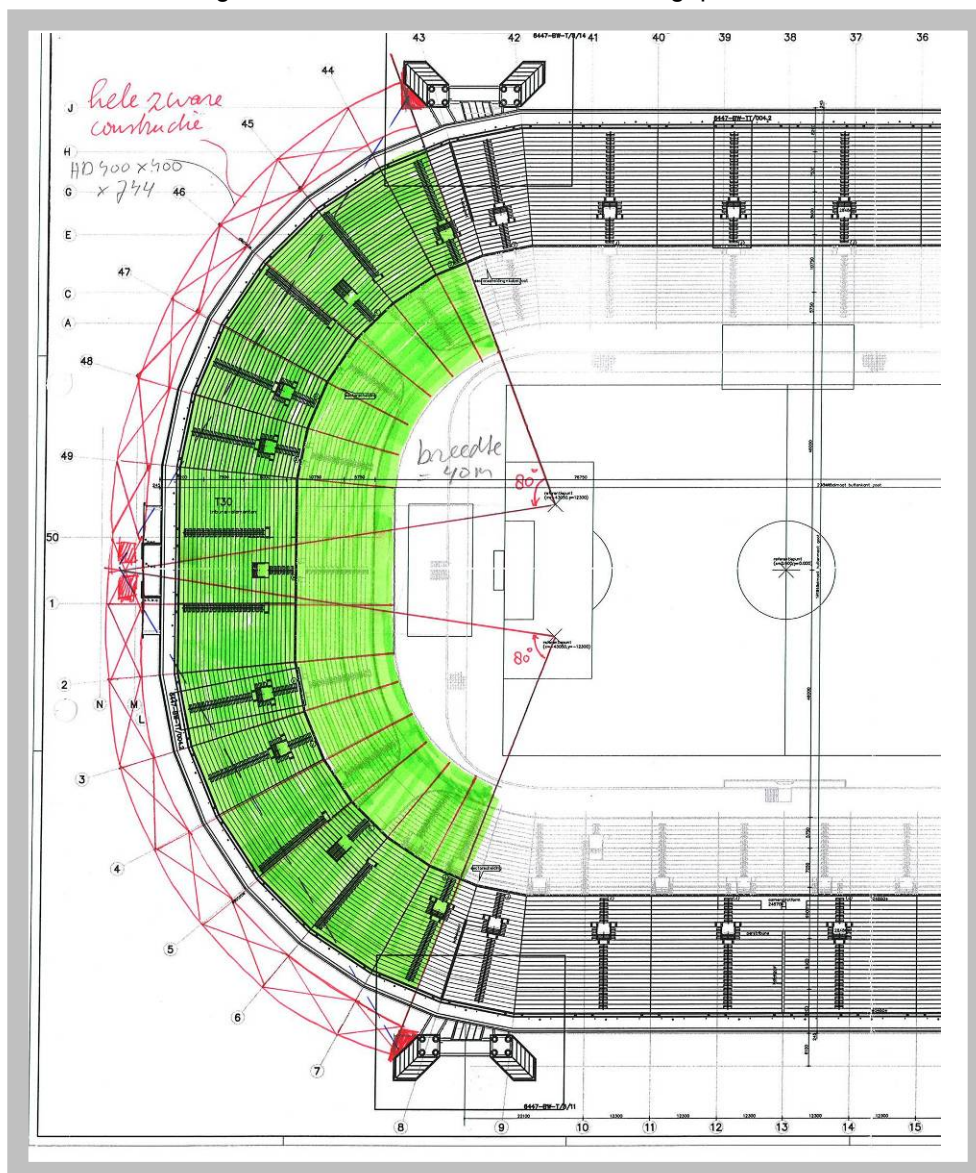
Totaal aantal stoelen:

34.833

alpha graden	G_trib kN	e_trib m	T_tribune kNm	G_dak kN	e_dak m	T_dak kNm	G_buis kN	e_buis m	T_buis kNm	Torsie_tot kNm	alpha graden
10	4861	-28,6	-69.628	823	-8,6	-3.550	1932	0,2	221	-72.956	10
20	9722	-27,6	-134.106	1646	-7,5	-6.180	3863	0,9	1.764	-138.522	20
30	14584	-25,8	-188.343	2469	-5,7	-6.984	5795	2,0	5.930	-189.397	30
40	19445	-23,4	-227.365	3292	-3,1	-5.072	7727	3,6	13.978	-218.458	40
45	21876	-21,9	-239.661	3703	-1,5	-2.827	8692	4,6	19.836	-222.653	45
50	24306	-20,3	-246.370	4114	0,2	415	9658	5,6	27.106	-218.849	50
60	29167	-16,5	-240.786	4937	4,2	10.296	11590	8,0	46.429	-184.060	60
70	34029	-12,1	-206.321	5760	8,8	25.343	13522	10,8	72.963	-108.014	70
80	38890	-7,1	-139.012	6583	14,1	46.270	15453	13,9	107.606	14.863	80

afb. 5.4 Resultaat spreadsheet concept A

Dit zou er als volgt uitzien indien een netkous wordt toegepast:



afb. 5.5 Plattegrond concept 1A met breedte volgens optimalisatie-berekening. Het geschatte gewicht van de constructie (in rood) is zo groot, dat deze het gewicht van de tribune (in groen) in evenwicht houdt.

Conclusie

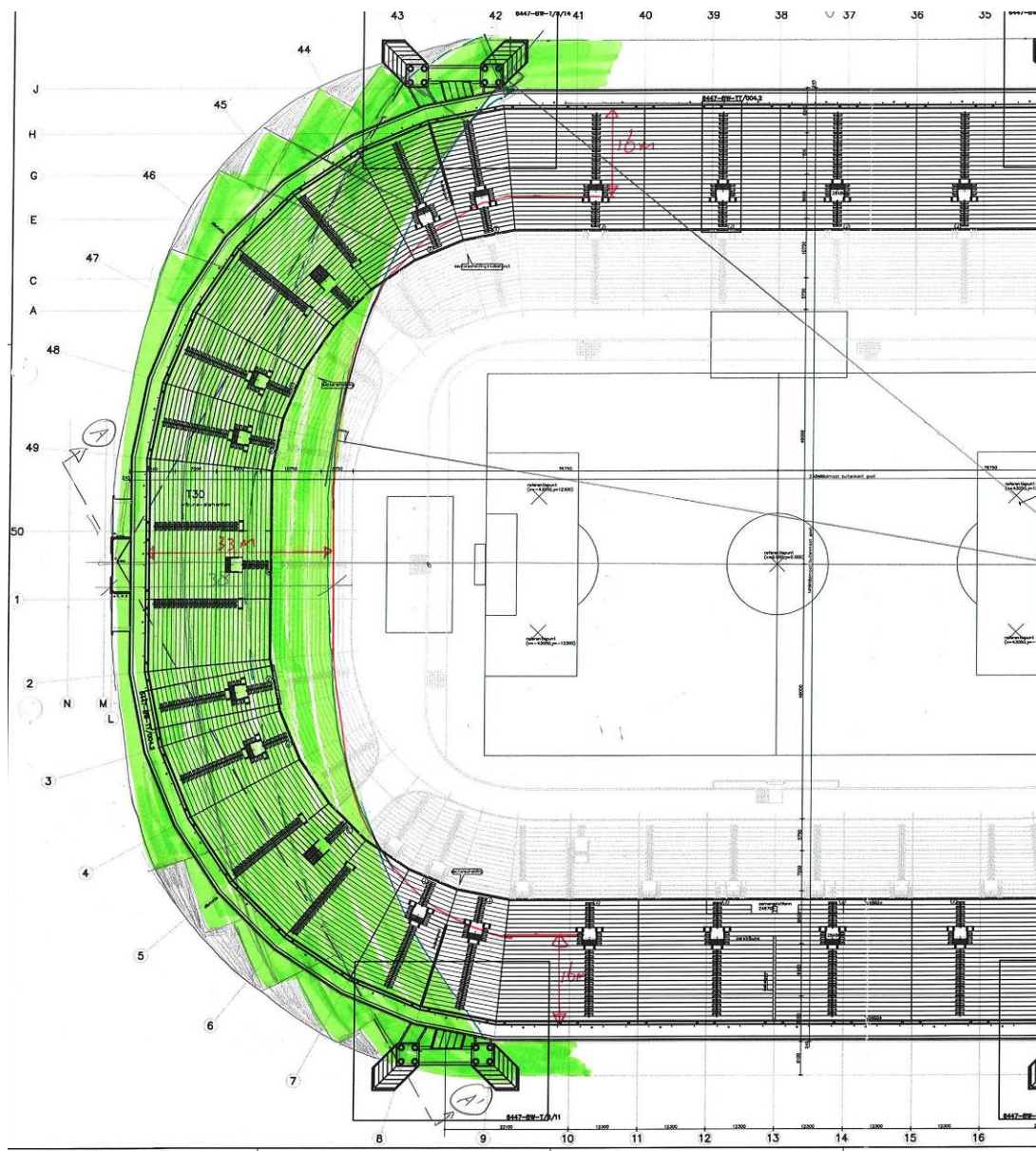
Uit dit referentieconcept blijkt dat bij een perfect gebalanceerde tribune, het maximale aantal stoelen 35.000 is. De tribunebreedte bedraagt dan 40 m.

Deze optimalisatie betreft alleen de balans van de tribune, en de constructie daaronder moet nog gedimensioneerd worden. Of dit geval constructief en economisch haalbaar is, is nog niet bewezen. Het genoemde aantal van 35.000 stoelen moet als maximum gezien worden van de optimalisatie die in dit afstudeerwerk gedaan wordt.

Aanpassing en benodigde constructie voor concept A

De oplossing voldoet in ieder geval niet aan de eisen m.b.t. de zichtlijnen. Zoals genoemd in tabel 5.1 mag de tribune in de bocht 33 m naar binnen steken en bij de einden van de rechte stukken 16 m.

Daarom is met de hand een schets gemaakt met een indeling die gunstig voor torsie lijkt, zie afbeelding 5.6. De breedte komt daar op 38 meter, en is iets buiten de Arena geplaatst.



afb. 5.6 Plattegrond concept A met tribunebreedte aangepast aan zichtlijnen en aansluitend op de tribune van het rechte stuk

Voor genoemde afmeting is berekend welke dimensies de constructie nodig heeft. Zowel met de netkous-constructie (concept 1) als met een recht vakwerk (concept 2) is deze optie doorgerekend (zie bijlage § 6.1 en § 6.2). De nummering is 1A en 2A, omdat het respectievelijk constructie 1 (netkous) en constructie 2 (afsnijdend vakwerk) is met de afmetingen van ruimtelijk concept A.

Het resultaat voor Concept 1 is dat voor de netkous de zwaarste HD profielen nét voldoen ($HD400 \times 400 \times 744$, $A = 94.800 \text{ mm}^2$). Dit is echter absurd om hiermee een ruimtelijk vakwerk te maken. Het resultaat voor Concept 2 is dat het rechte vakwerk nóg zwaardere profielen nodig heeft (met $A_{\text{ben}} = 117.500 \text{ mm}^2$). Hier zouden beter twee vakwerken toegepast kunnen worden.

Nieuwe conclusie

Het is dus wel mogelijk om de tribune precies langs de toegestane zichtlijnen te plaatsen, maar het verdient de aanbeveling om de ambitie van 35 000 stoelen omlaag bij te stellen. De uitkraging en de breedte van de tribune (38 m) zijn namelijk zeer groot. En de afstand tussen de twee oplegpunten in de bocht is maar liefst 101 m. Een lichtere constructie kan bereikt worden door het toevoegen van een extra tussensteunpunt en een kleinere tribunebreedte. Dit geeft een economisch veel gunstiger constructie. Dit pleit voor concept B. In de volgende paragraaf zal concept B met uitbreiding naar binnen, en concept C met uitbreiding naar buiten berekend worden.

4.3 Concept B - Uitbreiding naar binnen - optimalisatie van steunpunt

Eis voor optimalisatie

Uit het vorige bleek dat de breedte bij optimalisatie op zoveel mogelijk mensen te groot wordt. Daarom is het beter een slimmere constructie te bedenken. Dat betekent een smallere constructie, maar vooral een extra steunpunt. Uit genoemde tabel kan dus beter een ander aantal mensen opgezocht worden, waarbij de steunpunten handiger verdeeld zijn. Concept 3 gaat uit van gelijkblijvende breedte, omdat wisselende breedte vooral handig leek om de zichtlijnen precies te volgen. Nu dit een té zware constructie vereist, kan de breedte beter constant gehouden worden.

Optimalisatie met spreadsheet

Een slimme verdeling van de steunpunten is om de bocht in drie gelijke delen te verdelen. Dit wordt bereikt bij een hoek van 60 graden (ten opzichte van de trappenhuizen, en gemeten vanaf de twee centra in het keepersgebied).

Uitbreiding naar binnen (concept B)					
Hoek moet op 60 graden komen → aantal mensen is optimaal					
Tribunebreedte [m]	qd [kN/m1]	# mensen in de bochten	totaal # mensen als rechte stuk b = 12,7 heeft	Ideale hoek [graden]	
0	66	0	5400	50	
5	152	4848	10248	50	
10	237	9362	14762	50	
15	322	13542	18942	60	
20	407	17388	22788	60	
25	493	20901	26301	70	
30	578	24079	29479	70	
35	663	26924	32324	70	
40	748	29435	34835	80	

tabel 5.3 Resultaten van verschillende spreadsheet-berekeningen voor concept B

Uit deze tabel (die al eerder getoond is), blijkt dat de doelstelling van 10.000 mensen een optimale hoek van 50 graden heeft. Hierdoor zijn de booglengtes tussen de oplegpunten niet helemaal gelijk. Gunstiger is 60 graden. Deze verdeling wordt bereikt bij een breedte van ongeveer 15 m. Omdat uit de berekening van het rechte stuk een breedte van 12,7 kwam, wordt die breedte ook in de bocht aangehouden. Een verspringende tribunebreedte is namelijk niet handig voor de prefab delen.

Een bescheidener aanpak dan concept A komt dus op een uitbreiding van 13 m ≈ 17.000 extra zitplaatsen.

De buitenstraal van de tribune is 71,2 m (de bestaande tribunerand van de tweede ring). De binnenstraal is 12,7 m kleiner. In de volgende sheet is de berekening van deze hoek weergegeven.

Optimale ondersteuningsplaats in de bocht

Berekend in uiterste grenstoestand

Torsie is positief indien het naar buiten draait

Dus excentriciteit is positief als ze buiten de rechte lijn tussen de steunpunten valt

b_recht stuk vanaf rand 12,7 m (6,7 < b < 12,7 afhankelijk van gekozen e1)

b_tribune_in_bocht 12,7 m

e1 5,35 m (indien toren tussen bestaande trappenhuizen: e1 = 5,35 m)

e2 7,35

e3 9,00

Ri 58,5 m (>71,2 bij een uitbreiding vanaf de bestaande rand)

Re 71,2 m 83,90

R_tribune_hartlijn 64,9 m

R_dak 71,2 m

R_buis_hartlijn 80,2 m (buis is centrisc op steunpunt sp geplaatst)

q-last tribune + pers 172,7 kN/m

q-last dak 66,2 kN/m

q-last buis 43,8 kN/m (in verhouding van tribunebreedte van berekende netkous)

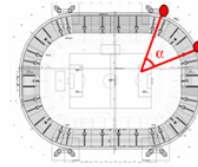
q_d_totaal 282,8 kN/m

b recht stuk 13 m

stoelen in bochten: 11.660

stoelen rechte stukken: 5.398

Totaal aantal stoelen: 17.058

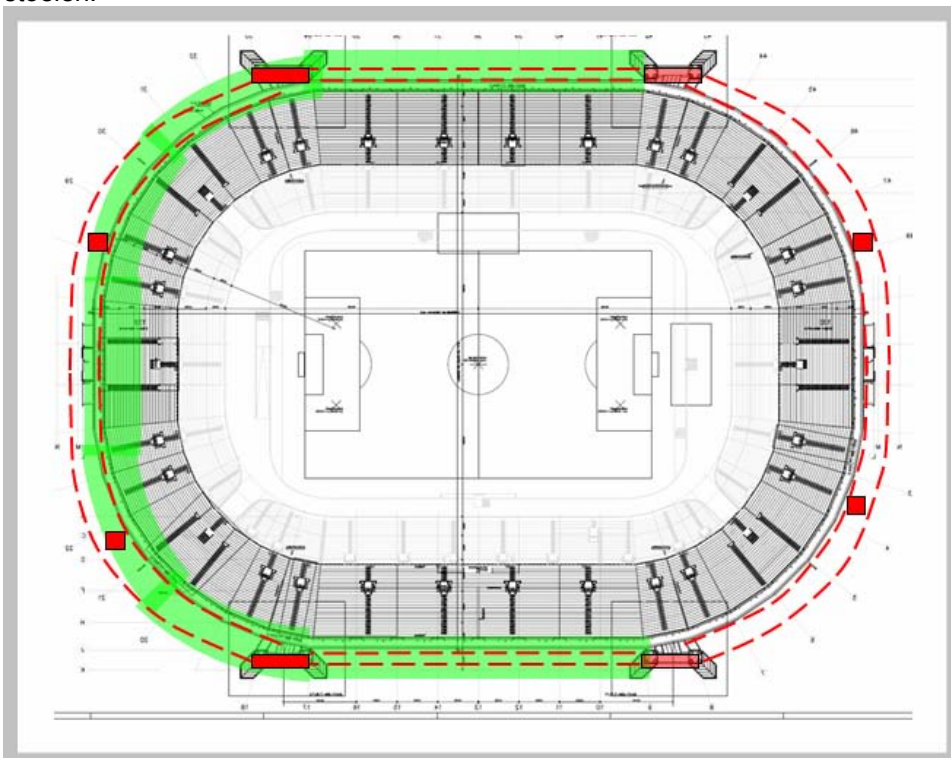


alpha graden	G_trib kN	e_trib m	T_tribune kNm	G_dak kN	e_dak m	T_dak kNm	G_buis kN	e_buis m	T_buis kNm	Torsie_tot kNm	alpha graden
10	1955	-15,0	-14.645	823	-8,6	-3.550	613	0,2	70	-18.125	10
20	3910	-13,9	-27.144	1646	-7,5	-6.180	1227	0,9	560	-32.764	20
30	5865	-12,1	-35.372	2469	-5,7	-6.984	1840	2,0	1.883	-40.473	30
40	7820	-9,5	-37.254	3292	-3,1	-5.072	2453	3,6	4.438	-37.887	40
45	8797	-8,0	-35.185	3703	-1,5	-2.827	2760	4,6	6.298	-31.714	45
50	9775	-6,3	-30.784	4114	0,2	415	3067	5,6	8.606	-21.762	50
60	11730	-2,4	-14.049	4937	4,2	10.296	3680	8,0	14.741	10.989	60
70	13684	2,2	14.748	5760	8,8	25.343	4293	10,8	23.166	63.257	70
80	15639	7,3	57.273	6583	14,1	46.270	4906	13,9	34.165	137.708	80

afb. 5.7 Spreadsheet voor Concept B

Conclusie

Als er twee tussensteunpunten in de bocht moeten komen, is het logisch de tussenliggende afstanden gelijk te maken (zie afbeelding hieronder), zodat de torsie (M_x) en het buigend moment (M_y) voor de drie delen (ongeveer) gelijk zijn. Voor deze verdeling is een iets grotere breedte nodig dan bij 10.000 stoelen. De tribunebreedte wordt dan 12,7 m, wat neerkomt op een totale uitbreiding met 17.000 stoelen.



afb. 5.7b – Concept B

Benodigde constructie

Voor de breedte van 12,7 m is een netkous doorgerekend, zie bijlage § 6.3 *Berekening concept 1B*. De diameter van de netkous is 8,5 m, de overspanning is 80,2 m. In de berekening, waarin torsie voorlopig achterwege is gelaten, is sterkte en stijfheid ongeveer even kritisch. Het resultaat is een ruimtelijk rond vakwerk met buisprofielen B 355,6/30. Dit zijn redelijke profielen, en een stuk minder zwaar dan de HD profielen in de vorige variant.

Concept 2B valt af, omdat het vakwerk dat de bocht afsnijdt (concept 2) speciaal voor ruimtelijk concept A ontwikkelt is.

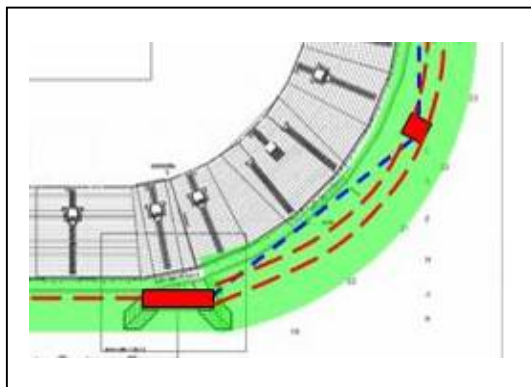
Een driehoekige profiel (concept 3B) moet nog wel voor dit ruimtelijk concept berekend worden. Voor deze fase wordt nog aangenomen dat de profielen niet veel verschillen met de profielen van de ronde buis, zoals hierboven weergegeven. De hoogte van de driehoek is immers $12,7/\tan(40) = 10,7$ m, terwijl de driehoekige vorm iets minder gunstig is voor torsie en buiging.

4.4 Concept C - uitbreiding naar buiten - optimalisatie van steunpunt

Dezelfde optimalisatie kan gedaan worden voor uitbreiding buiten de rand van de ArenA. Concept C gaat uit van gelijkblijvende breedte van de tribune. Dit is namelijk het makkelijkst voor verschillende prefab delen van de tribune en vanwege het feit dat er dan geen verspringingen in de tribune optreden.

De constructie kan binnen en buiten de bestaande rand van de ArenA geplaatst worden. Aan de buitenzijde heeft de volgende voordelen:

- Gemakkelijker te bouwen, aangezien er weinig onder het bestaande dak gedaan hoeft te worden.
- Hierdoor is het makkelijker evenementen in de bouwperiode doorgang te laten vinden.
- Architectonisch is dit een mooie oplossing omdat de tribune precies de vorm van het bestaande stadion volgt.
- Omdat de constructie een constante doorsnede heeft, blijft het aantal verschillende onderdelen beperkt.



afb. 5.8 Concept 3: tribune met gelijkblijvende breedte aan de buitenkant van de ArenA

Het resultaat van berekeningen bij verschillende breedtes is hieronder weergegeven:

Uitbreiding naar buiten (concept C)

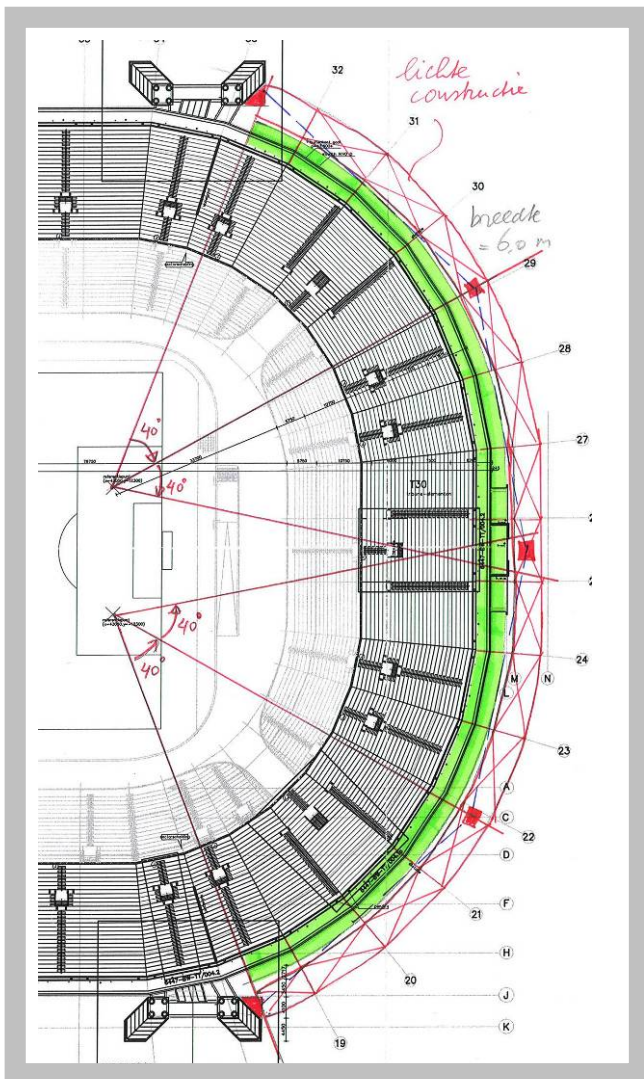
Aantal mensen moet ongeveer op 10.000 uitkomen --> hoek tussen steunpunten is optimaal

Tribunebreedte [m]	qd [kN/m1]	Aantal mensen in de bochten	totaal # mensen als rechte stuk b = 12,7 heeft	Ideale hoek [graden]
0 66,2 (dak)		0	5400	50
3	117	3069	8469	45
6	169	6258	11658	40
9	220	9567	14967	40
12	271	12996	18396	30
15	322	16546	21946	30
18	373	20216	25616	20

Bij een redelijke breedte van 12,7 m op de rechte stukken is het aantal stoelen daar 5400

tabel 5.4 Resultaten van verschillende spreadsheets voor concept C

Bij een gewenst aantal zitplaatsen van 10.000 is de ideale hoek ongeveer 40 graden. De breedte is dan 6,0 m. Dit betekent dat er drie ondersteuning nodig zijn in de bochten. Het blijkt voor de torsie minder gunstig om in de bocht de tribune aan de buitenkant te maken.



afb. 5.9 Plattegrond concept C - uitbreiding naar buiten

5 Afweging dimensie en constructie

5.1 Dimensie

Er zijn veel verschillende afmetingen en positioneringen van de tribune mogelijk. Elk hebben ze hun voor- en nadelen. Het betreft vaak een afweging tussen afstand tot het speelveld, het aantal benodigde ondersteuning, en een architectonische overweging of het mooi is om wisselende breedtes en wisselende afstand te hebben.

Uit de optimalisatie op torsie blijkt het volgende:

Ruimtelijk concept A geeft een zeer grote tribunebreedte. Omdat het ontwerp niet te veel wilde ingrijpen op het bestaande uiterlijk van de ArenA, zijn relatief weinig ondersteuning gebruikt, en is gebruikt gemaakt van een compacte constructie. Het blijkt echter dat een uitbreiding van 30.000 à 35.000 stoelen niet mogelijk is zonder de ArenA ingrijpend te veranderen. En dat is alleen nodig als de Amsterdam ArenA een zeer hoog ambitieniveau heeft. Het acht de afstudeerder niet waarschijnlijk dat dit het geval is.

Uit concept B blijkt dat een uitbreiding van 10.000 stoelen binnen de ArenA rand gedaan kan worden. Er dienen dan echter drie tussensteunpunten in de bocht toegevoegd te worden, met een onlogische verdeling. Constructief is het beter de steunpunten met gelijke tussenafstanden te plaatsen. Als er twee tussensteunpunten worden geplaatst, is geeft de ideale breedte 17.000 stoelen.

In concept C wordt er van 10.000 stoelen uitgegaan. Volgens de gedane torsie-optimalisatie zijn er 3 tussensteunpunten in de bocht nodig. Het is een afweging van de kosten tussen een iets zwaardere constructie voor 17.000 stoelen of extra torens en een lichtere constructie voor 10.000 stoelen. Voor de afstudeerder is concept B interessanter dan concept C, aangezien er dan meer ruimte is voor optimalisatie van de constructie.

In de afweging van de drie ruimtelijke en de drie constructieve concepten spelen verder de volgende aspecten een belangrijke rol:

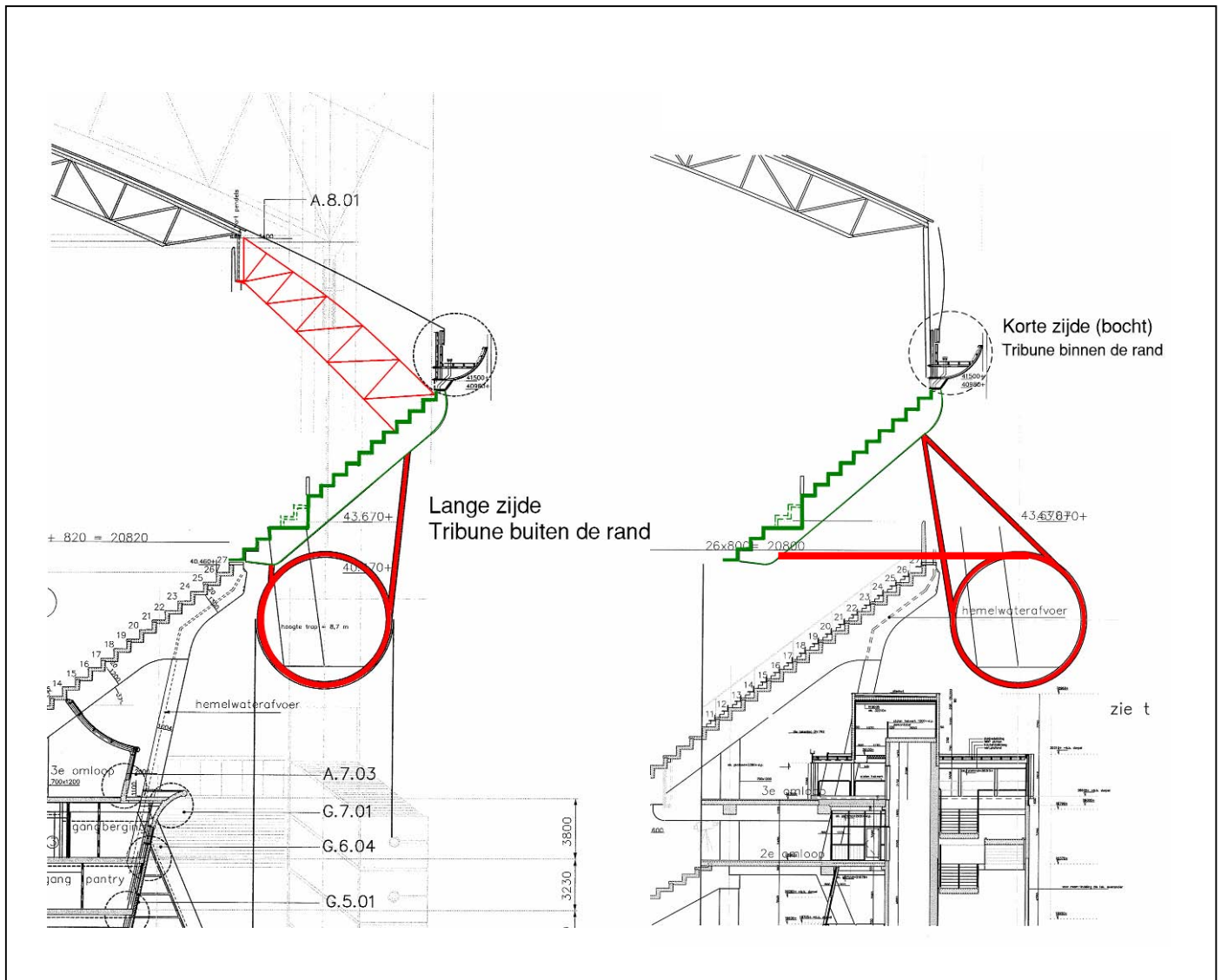
- uitvoeringsaspecten
- bouwkosten
- trillingen
- maximale overspanning

Of genoemde aspecten doorslaggevend zijn, wordt mede bepaald door het ambitieniveau. Omdat voor de afstudeerder het optimaliseringsprobleem van torsie interessanter is dan de architectonische uitstraling en de bouwkundige aspecten, wordt gekozen voor ruimtelijk concept B, dus een uitbreiding van 17 000 stoelen. De derde ring heeft een constante breedte van 12,7 m, waarbij de tribune op de rechte stukken aan de buitenzijde, en in de bocht aan de binnenzijde van de bestaande stadionrand ligt.

5.2 Constructie

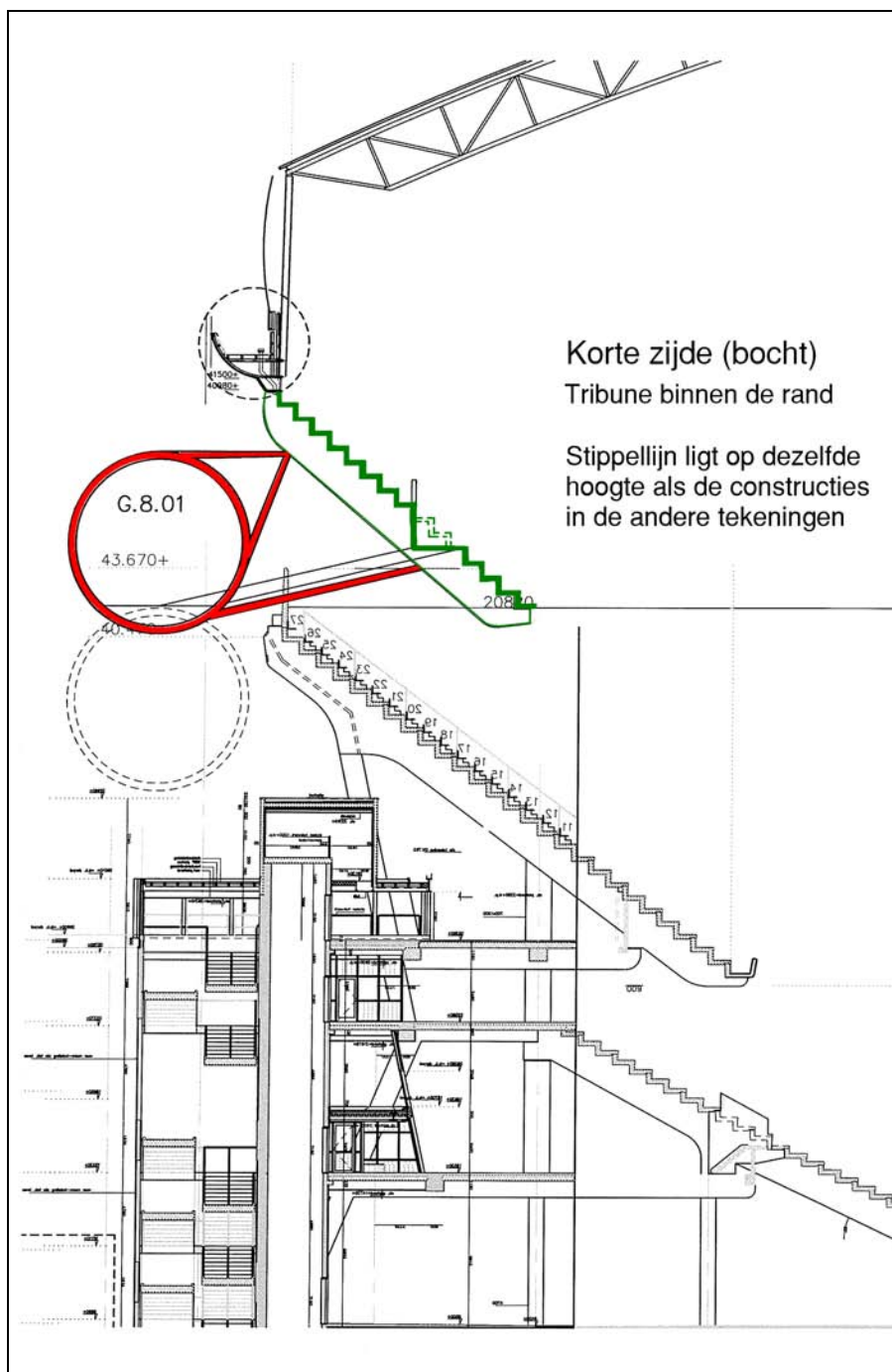
Zoals eerder vermeld is het constructieve concept 2 ontwikkeld met het oog op ruimtelijk concept A. Dit werd een constructie met de zwaarst mogelijke profielen. Omdat voor concept B gekozen is, valt constructie 2 af in de overweging. De keuze is nog tussen een ruimtelijk rond of een ruimtelijk driehoekig vakwerk.

Uit gedetailleerdere AutoCAD tekeningen blijkt dat het handiger is om in de bochten de netkous omhoog te laten lopen, anders kan een volledige uitkraging naar binnen moeilijk gerealiseerd worden. Hieronder (1) is weergegeven hoe de tribune op het rechte stuk eruit ziet, met de dimensies uit de optimalisatie (tribunebreedte = 14,7 m, buisdiameter = 8,5 m). Op plaatje (2) is weergegeven hoe dezelfde tribune in de bocht naar binnen schuift. Wanneer de buis niet omhoog gaat, worden de verbindingsskolommen erg lang.



afb. 6.1 deel (1) en (2) Tribune verschuift in de bocht van buiten de ArenaA naar binnen de rand.

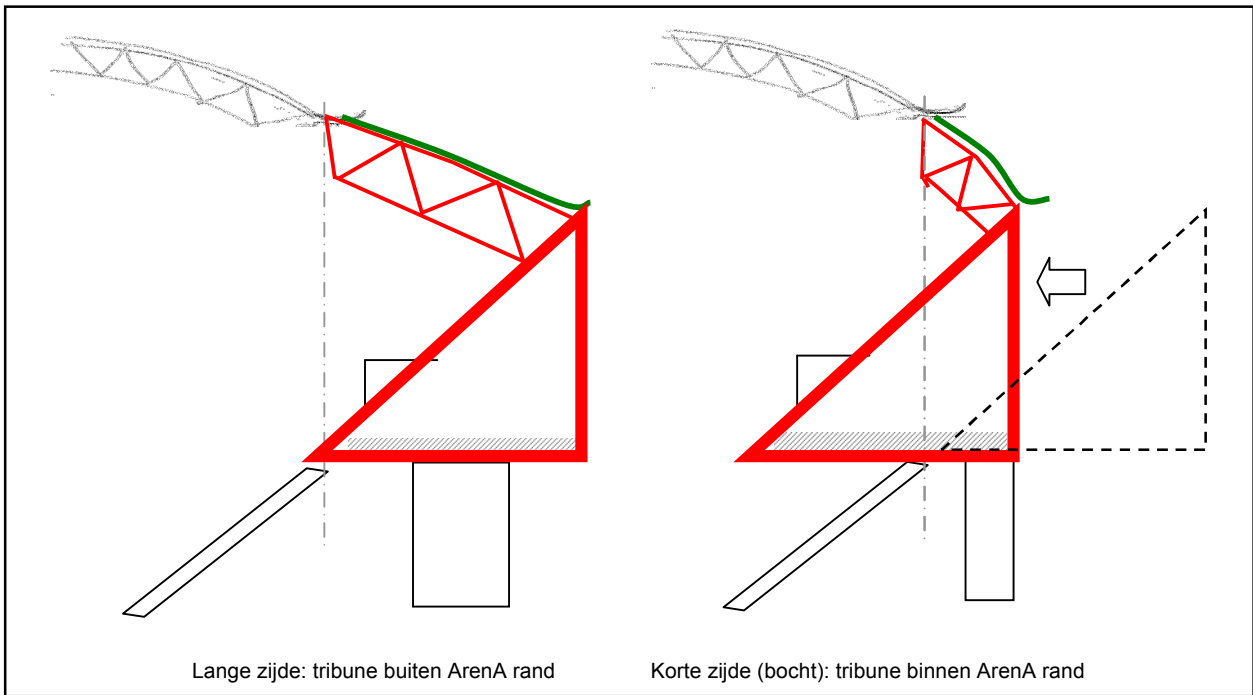
De verbinding tussen de tribune en de draagconstructie wordt minder logisch. De staven gaan door elkaar heen lopen. En omdat de lengte groter wordt, zullen de staven een grotere doorsnede moeten hebben om dezelfde stijfheid te behouden als op het linker plaatje.



afb. 6.1 deel (3) De netkous moet in de bocht omhoog om een goede inklemming te realiseren.

Op plaatje (3) wordt duidelijk dat als de netkous in de bocht hoger komt te liggen er wél een makkelijke verbinding tussen de netkous en de tribune gemaakt kan worden.

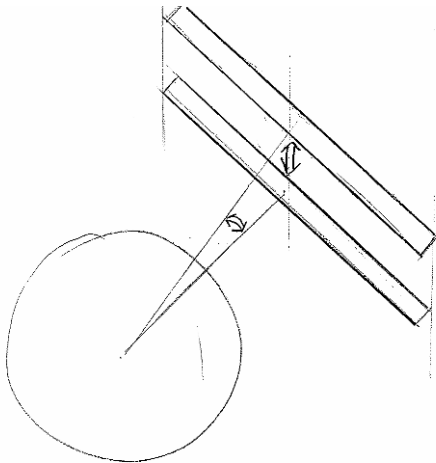
Een omhooglopende bocht geeft allemaal verschillende staaflengtes in het vakwerk. Het is te overwegen een driehoekig profiel te maken welk op constante hoogte blijft. De gehele constructie verplaatst namelijk veel makkelijker naar binnen, zoals weergegeven in afbeelding 6.2.



afb. 6.2 De constructie van Concept 3 kan op dezelfde hoogte blijven om het overstek naar binnen te maken.

Een ander voordeel van Concept 3 boven Concept 1 is dat er minder stalen profielen nodig zijn. De tribunegordingen worden namelijk geïntegreerd in de hoofddraagconstructie, en er zijn geen lange verbindende kolommen nodig.

Tevens kunnen deze lange kolommen voor vervelend trillinggedrag zorgen. Er ontstaat namelijk een grote excentriciteit. In de vervolgstudie moet blijken of dit problemen geeft. Eén van de vragen is of de belasting van een deinende menigte een verplaatsing of een opgelegde kracht is. In beide gevallen zorgt het voor rotatie van de netkous, waarbij vooral een opgelegde kracht een groot moment geeft. Het trillingsgedrag van beide constructies moet met berekeningen vergeleken worden om duidelijk te krijgen hoe groot de verschillen zijn.



afb.6.3 Trillingsgedrag van concept 1

Prioriteit	Onderwerp	Concept 1	Concept 3
+++	Vijzelen	De buis blijft geheel buiten de ArenA, zodat ze in eens opgetild kan worden.	De driehoek moet in de bocht gedeeltelijk naar binnen steken, zodat ze niet in het geheel opgetild kan worden.
+++	Trillingen	In de bocht geven trillingen een verdraaiing van de buis. De grote afstand van tribune tot constructie zorgt voor grote krachten in de constructie.	De tribune is geïntegreerd in de constructie, dus de trillingsbelasting heeft geen hefboomarm.
++	Trap van omloop naar tribune	Stijging van minstens 8 m, die schuin omhoog door een opening in de netkous loopt.	Geen extra stijging vanaf de omloop nodig. Doorgang loopt horizontaal de tribune op, dus is kleiner dan bij concept 1.
0	Aantal stalen verbindingen	Verbindende kolommen nodig	Tribune geïntegreerd.
-	Hoogteverschillen	De netkous moet in de bochten omhoog lopen. Dit zorgt voor ingewikkelde detaillering.	De driehoek kan op dezelfde hoogte blijven.
--	Radiaalspanen	De radiaalspanen zijn via de tribuneliggers verbonden met de netkous. Dus met een omweg.	Direct in de driehoekige buisconstructie geïntegreerd
	Conclusie	Concept 1 is mooi, en qua vijzelen gunstiger.	Concept 3 is rationeel gezien op sommige punten gunstiger.

tabel 6.1 Afweging van concept 1 en 3 voor de uitbreiding van de ArenA

De afweging tussen een ronde of een driehoekige buis is dus nog niet zo eenvoudig. Nadere vergelijking van de mogelijkheden voor vijzelen en het constructieve gedrag worden in de volgende fase behandeld. Dan wordt ook een conclusie getrokken.

6 Nieuwe torens

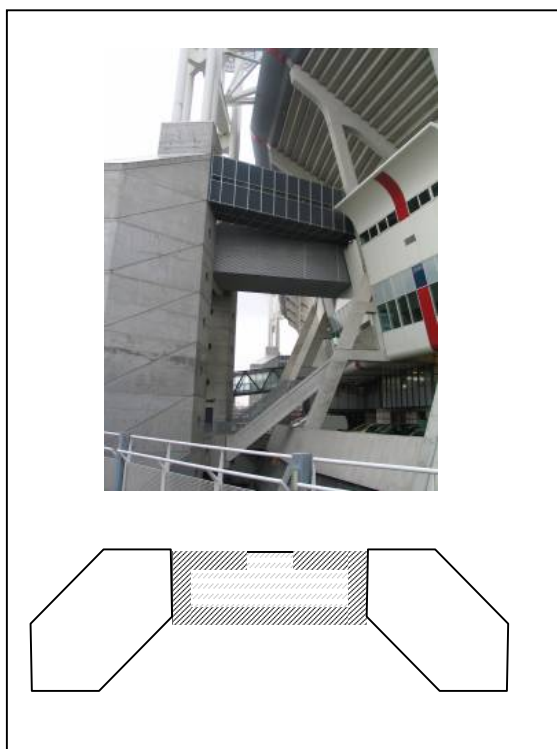
6.1 Eisen

De nieuwe torens realiseren de verhoging van de oplegpunten het dak. Er komen 6 nieuwe torens. De zwaarst belaste torens zijn de vier bij de trappenhuizen. Ze worden óf tussen de bestaande trappenhuizen óf aan weerszijden daarvan geplaatst. De bedoeling is dat de uitbreiding constructief gaat samenwerken met deze trappenhuizen. Hiermee is het mogelijk de belasting van het dak ook in de nieuwe situatie door de bestaande trappenhuizen te laten dragen.

Uitgangspunt is dat de bestaande constructie niet extra belast wordt, dus de bestaande trappenhuizen dragen ook in de nieuwe situatie slechts de hoofdbogen van het dak en de helft van de radiaalspanen, en de sneeuw- of windbelasting van het dak.

De nieuwe torens dragen dus:

- nieuwe tribune en de personen daarop
- constructie voor tribune
- sneeuwbelasting van het toegenomen oppervlak van het dak
- toename van de windbelasting op het totale dak
- één zijde van de radiaalspanen; deze werden in de oude situatie door de betonnen kolommen rondom de ArenA gedragen



afb. 7.1 Trappenhuizen met nieuw tussenstuk

Vanwege het toegenomen aantal mensen in de nieuwe situatie, moet er ook een nieuwe verbinding gemaakt worden die het extra aantal bezoekers kan afvoeren. Vanwege het huidige gewenste comfortniveau, willen mensen niet per voet tot ruim 50 m boven maaiveld stijgen; men wenst een roltrap of een lift. Een lift is wel nodig voor rolstoelen, maar liftsystemen voldoen niet qua capaciteit en mogen niet gebruikt worden ten tijde van calamiteiten. Er zijn dus nieuwe roltrappen nodig, die onder een maximale hoek van ongeveer 40 graden geplaatst worden. Deze roltrappen kunnen dus niet in een verticale toren geplaatst worden. Wel moet in de nieuwe torens nieuwe liften komen die tot aan de nieuwe tribune komen. In hoofdstuk 8 wordt kort ingegaan op de roltrappen.

In de uitvoeringsfase moeten de bestaande looppaden zoveel mogelijk ontzien worden. De loopbruggetjes en -trappen (zie afbeelding 7.1) moeten indien mogelijk intact blijven. Een nieuwe toren tussen de trappenhuizen zal de plaats innemen van deze openingen. Ter plaatse van de loopbruggetjes moet dus een nieuwe opening in de torens komen. Of dit voor de fundering überhaupt mogelijk is, wordt later in dit hoofdstuk besproken.

6.2 Belasting op nieuwe torens

In deze paragraaf wordt een schatting van het gewicht van de nieuwe tribune gegeven. Dit is nodig voor de berekening van het benodigde aantal palen van de fundering van de nieuwe tribune, en om een idee te krijgen van de benodigde wanddikte van uitbreiding.

Nog niet alle afmetingen en massa's liggen vast, daarom wordt een veilige schatting aangehouden. Deze berekening is vooral bedoeld om de mogelijkheden te verkennen.

6.2.1 SITUATIE

Er wordt uitgegaan van de tribunebreedte zoals genoemd in hoofdstuk 6, namelijk de optie die op ruim 17.000 mensen uitkwam. De afmetingen komen dan op het volgende:

Breedte op de rechte stukken van 100 m lang		= 12,7 m
Breedte in de bochten van ong. 250 m lang		= 12,7 m (verlopend naar de binnenzijde)
Straal buitenrand R_e		= 71,2 m
Straal binnenrand R_i		= 58,5 m
Gem. straal van tribune	$R_{\text{bocht gem.}}$	= $(71,2 + 58,5) / 2 = 65$ m
Oppervlak nieuwe tribune	A_{trib}	= $2 \cdot L_{\text{lang}} \cdot b + 2 \cdot L_{\text{kort}} \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot R_{\text{bocht}}$ = $2 \cdot 100 \cdot 12,7 + 2 \cdot 12,3 \cdot 12,7 + 2 \cdot \pi \cdot 65$ = 3260 m^2
Lengte buis		= $2 \cdot L_{\text{lang}} + 2 \cdot L_{\text{kort}} + 2 \cdot \pi \cdot R_{\text{buiten}}$ = $2 \cdot 100,0 + 2 \cdot 12,3 + 2 \cdot \pi \cdot 71,2$ = 672 m
Overspanning recht	L_{recht}	= 80,2 m
Oppervlak bestaand dak		= $29\,000 \text{ m}^2$

6.2.2 BELASTING VANUIT DERDE RING

De belasting vanuit de nieuwe tribune op de nieuw te bouwen torens is grofweg:

Permanente belasting

Vanuit de nieuwe tribune met de draagconstructie en het nieuw te bouwen dak komen de volgende belastingen:

$p_{\text{tribune-elementen}}$	= $8,6 \text{ kN/m}^2$	zie bijlage van Vooronderzoek
$p_{\text{tribunegordingen}}$	= $2,0 \text{ kN/m}^2$	bestaande verhouding van tweede ring
p_{dak}	= $0,75 \text{ kN/m}^2$	zie berekening bijlage
$p_{\text{perm.rep.}}$	= $11,6 \text{ kN/m}^2$	

Voor de hoofdconstructie van de nieuwe tribune worden B355,6/30 profielen gebruikt (zie berekening concept 3), met 16 buizen in de rondte.

ρ_{staal}	= $78,5 \text{ kN/m}^3$
$A_{\text{buis B355/30}}$	= $30\,687 \text{ mm}^2$
q_{buis}	= $16 \cdot A_{\text{buis}} \cdot \rho = 39 \text{ kN/m}^1$

Eén zijde van de radiaalspanen van het bestaande dak wordt ook door de nieuwe constructie gedragen, en wordt dus ook afgevoerd naar de nieuwe torens. Er zijn 50 puntlasten van 300 kN^4 :

$$F_{\text{radiaalspanen, perm}} = 50 \times 300 \text{ kN} = 15\,000 \text{ kN}$$

Dit levert de volgende totale permanente belasting:

$$\begin{aligned} G_{\text{perm.rep.}} &= A_{\text{trib}} \cdot p_{\text{rep}} + L \cdot q_{\text{buis, rep}} + F_{\text{radiaalspanen}} \\ &= 3260 \cdot 11,6 + 672 \cdot 39 + 15\,000 \\ &= \mathbf{79\,000 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Veranderlijke belasting

De veranderlijke last die naar de nieuwe torens gaat, komt van personen op de nieuwe tribune, en de sneeuw op het nieuwe dak en op de helft van het bestaande dak.

Naar eigen inzicht wordt gesteld dat een wedstrijd doorgang moet kunnen vinden bij de helft van maatgevende sneeuwbelasting. Het oppervlak voor sneeuw wordt gelijkgesteld aan het oppervlak van de nieuwe tribune, aangezien die voor een groot deel buiten de ArenA-rand komt.

⁴ In hoofdstuk 7 wordt uitgebreid op de dakbelasting ingegaan. Hier wordt het resultaat gegeven.

$$\begin{aligned}
 p_{\text{personen}} &= 5,0 \text{ kN/m}^2 & \psi &= 1,0 \\
 p_{\text{sneeuw}} &= 0,7 \cdot 0,8 = 0,56 \text{ kN/m}^2 & \psi &= 0,5 \\
 A_{\text{nieuwe trib}} &= 3260 \text{ m}^2 \\
 A_{\text{sneeuw door torens}} &= 3260 + 29\,000 / 2 = 17\,760 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

De totale veranderlijke belasting is:

$$\begin{aligned}
 F_{\text{verand.rep}} &= A_{\text{trib}} \cdot p_{\text{personen}} + 0,5 \cdot A_{\text{sneeuw}} \cdot p_{\text{sn,rep}} \\
 &= 3260 \cdot 5,0 + 0,5 \cdot 17\,760 \cdot 0,56 \\
 &= \mathbf{22\,000 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

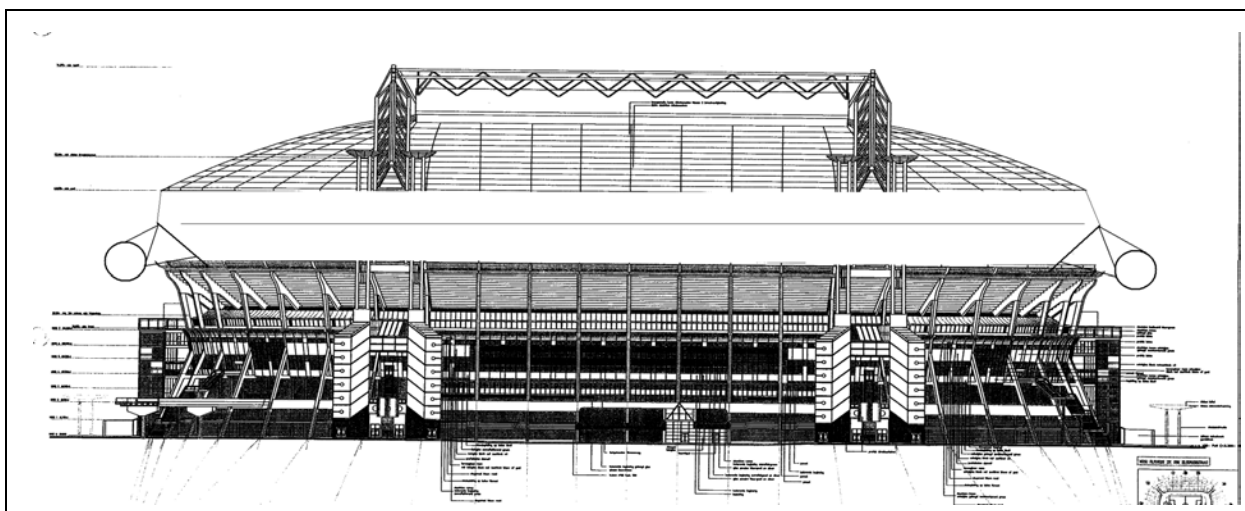
Totale last op torens

Het bestaande dak wordt in deze nieuwe situatie nog steeds gedragen door de bestaande trappenhuizen. Genoemde toename van de belasting uit het dak wordt gedragen door de nieuwe torens. Totale belasting op de nieuw te bouwen torens is:

$$\begin{aligned}
 \gamma_p &= 1,2 \\
 \gamma_q &= 1,5 \\
 F_{\text{rep op torens}} &= \mathbf{101\,000 \text{ kN}} \\
 F_{\text{d op torens}} &= \mathbf{128\,000 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

6.2.3 TOEGENOMEN HORIZONTALE WINDBELASTING

Zoals eerder vermeld, wordt de toegenomen windbelasting door de nieuwe torens opgenomen. Het bestaande dak en de nieuwe constructie worden apart bekeken.

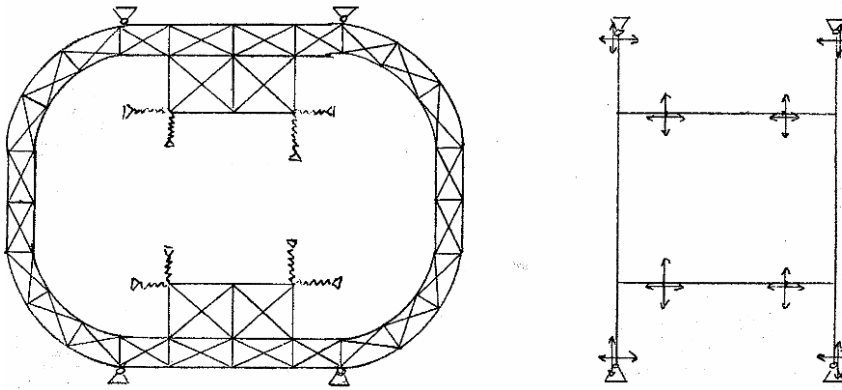


afb. 7.2 Het opgehoogde dak krijgt meer wind, en de nieuwe tribune vangt wind

Het bestaande dak

Omdat het bestaande dak op een hoger niveau komt te hangen, zal de windbelasting, en dus ook de horizontale component op de trappenhuizen toenemen.

De afdracht werkt volgens het volgende systeem. De windbelasting wordt bij de vier trappenhuizen overgebracht naar de fundering.



afb. 7.3 Statisch systeem van de horizontale krachtafdracht. Links het dakvlak met windverbanden, rechts de boogliggers met opvangliggers.

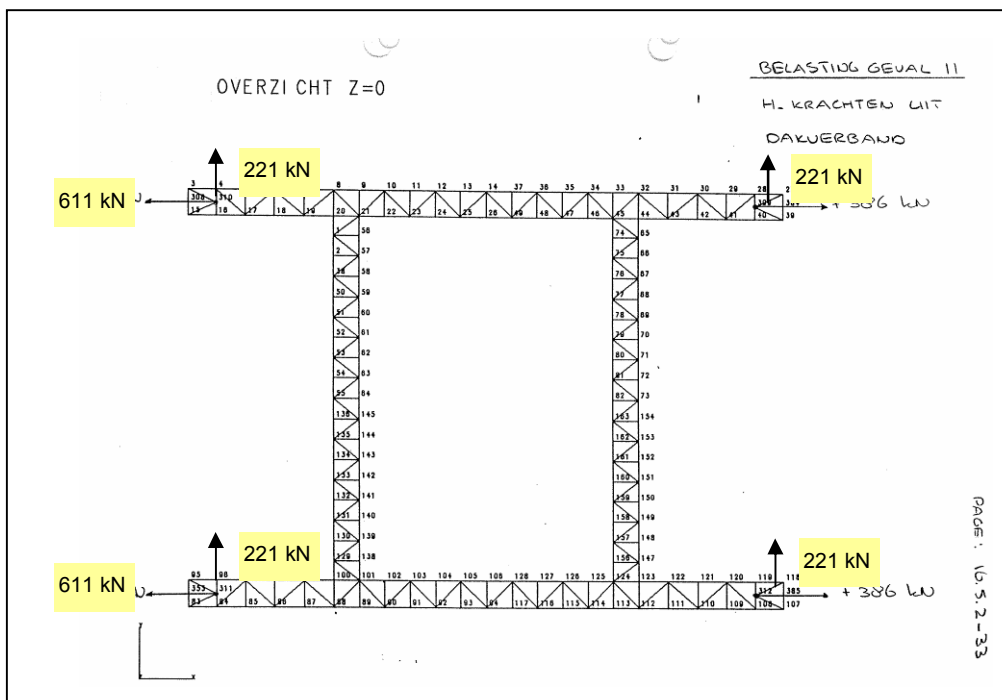
Het dakverband maakt van het dakvlak een vormvaste schijf. Deze schijf is met de hoofddraagconstructie verbonden via de boogliggers dicht ter plaatse van de einden van de liggers. Bovendien is het ellipsvormige dakverband middels een apart verband verbonden aan de opvangliggers. De werking is als volgt: de horizontale belasting, voor zover die aangrijpt op het dakvlak, wordt voornamelijk direct via de bevestigingen aan de einden van de boogliggers afgedragen en een klein deel via een omweg naar de opvangliggers die op hun beurt weer aan de boogliggers vastzitten.

Het deel van de horizontale belasting dat direct op de boogliggers aangrijpt, bijvoorbeeld uit de beweegbare kappen, gaat voornamelijk indirect via de opvangliggers naar het dakvlak en dan weer terug naar de einden van de boogliggers. Een klein deel gaat rechtstreeks door de boogliggers.

Alle windbelasting op het dak wordt afgedragen via de boogliggers. Deze krachten worden overgebracht op de betonnen trappenhuisen. Uit de windberekening blijkt dat de maatgevende horizontale oplegreactie als volgt zijn (zie ook de bijlage):

in lengterichting: $H = 611 \text{ kN}$

in dwarsrichting: $H = 221 \text{ kN}$



afb. 7.4 Maatgevende windbelasting uit berekening van de dakleverancier.

De nieuwe windbelasting wordt $F_{\text{wind}} = \text{factor toename} \times \text{bovenstaande resultaten}$
Deze factor moet nog onderzocht worden.

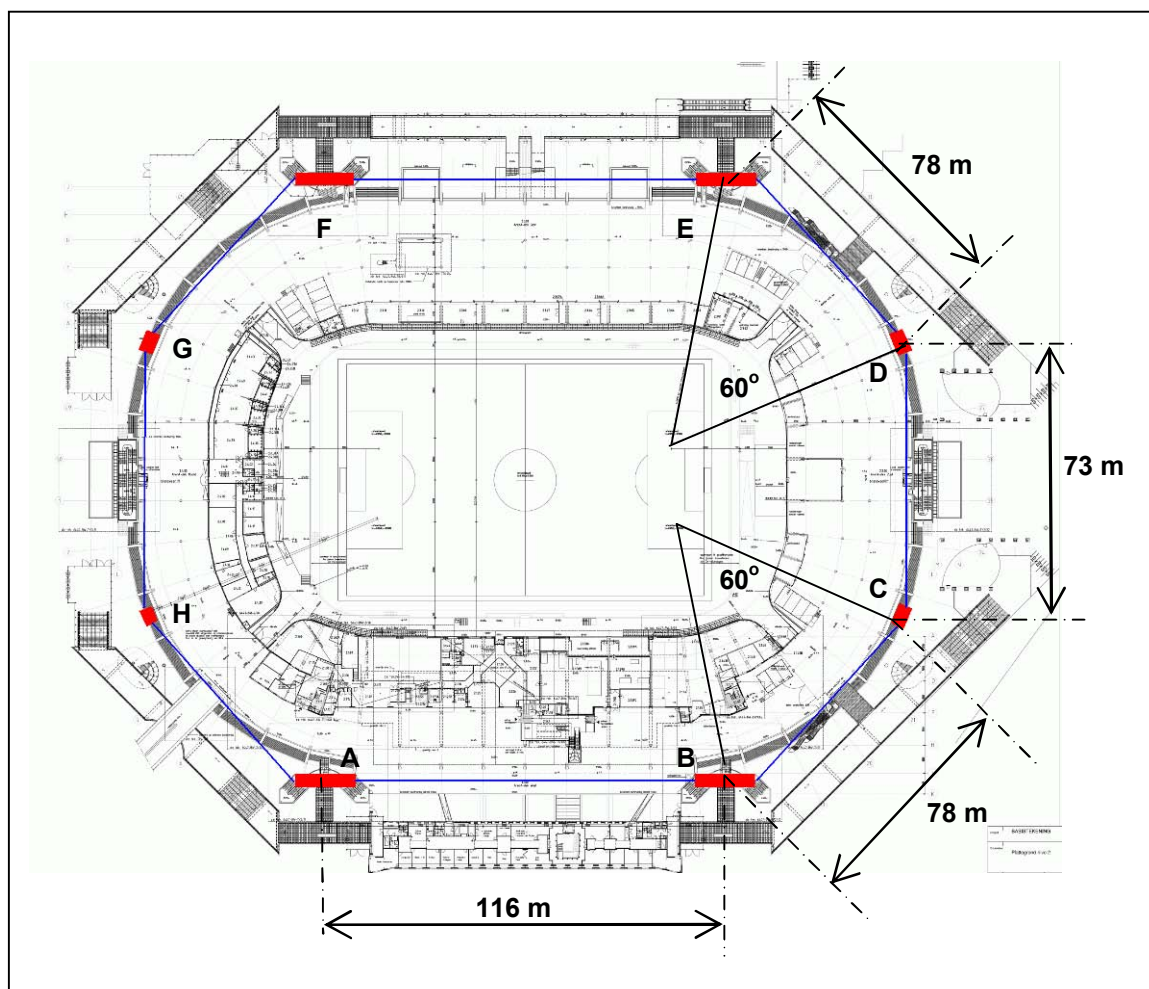
Nieuwe tribune

De nieuwe tribune zal ook de horizontale component van de wind moeten opvangen. Deze zal via de nieuwe hoofddraagconstructie naar de 6 nieuwe torens gebracht worden.

Beide effecten mogen niet op de bestaande bouw werken, maar moeten door de nieuw te bouwen torens opgenomen worden. De vier torens bij de bestaande trappenhuizen moeten dus met deze trappenhuizen gaan samenwerken.

6.2.4 VERDELING BELASTING OVER DE TORENS

In het gekozen ontwerp zijn er 8 nieuwe torens die de nieuwe tribune dragen. De verdeling van de verschillende delen van de constructie is in onderstaande figuur weergegeven.



afb. 7.5

Maatgevende belasting op de torens (in rood) is volbelasting van de tribune. In de definitieve fase moet eventueel met een 'schaakbordbelasting' rekening gehouden worden, zodat de oplegreacties maximaal zijn. Aangezien de veranderlijke last van personen en sneeuw toch gering is ten opzichte van de permanente belasting, wordt in deze fase met een volle belasting gewerkt. Via Technosoft zijn de oplegreacties van de doorgaande vakwerkligger berekend met behulp van een verdeelde eenheidslast. De maximale oplegreactie is $1,08 \text{ q} \cdot L$ waarin $L = \frac{1}{2} L_{\text{links}} + \frac{1}{2} L_{\text{rechts}}$. Deze maximale factor wordt in dit ontwerp stadium gebruikt voor alle torens. Voor de berekening van de capaciteit wordt dus eenvoudig uitgegaan van de verhoudingen van de verschillende velden, gedeeld door de totale lengte, en vermenigvuldigd met de factor 1,08.

$$F_{d,toren\ n} = 1,08 \cdot L_n / L_{tot} \cdot F_{d\ op\ torens}$$

waarin

$F_{d,toren\ n}$ = maatgevende belasting bovenop toren n

L_n = veldlengte per toren met $L = \frac{1}{2} L_{links} + \frac{1}{2} L_{rechts}$

L_{tot} = totale veldlengte = omtrek van de ArenA = $2 \cdot (116+78+73+78) = 690\ m$

$F_{rep\ op, torens}$ = 101 000 kN (zie paragraaf 6.2.2)

$F_{d\ op\ torens}$ = 128 000 kN

Toren n	$L\ [m]$	$1,08 \cdot L / L_{tot}$	$F_{rep, toren\ n}\ [kN]$	$F_{d, toren\ n}\ [kN]$
A	97	0,152	15 350	19 500
B	97	0,152	15 350	19 500
C	75,5	0,118	11 900	15 100
D	75,5	0,118	11 900	15 100
E	97	0,152	15 350	19 500
F	97	0,152	15 350	19 500
G	75,5	0,118	11 900	15 100
H	75,5	0,118	11 900	15 100

tabel 7.1 Maatgevende bovenbelasting per toren

Voor de dimensionering van de torens moet ook het eigen gewicht van de toren zelf meegenomen worden.

6.3 Dimensionering torens

Uitgangspunt voor de benodigde betondoorsnede van de torens is dat de betondrukspanning niet de betondruksterkte mag overschrijden. In eerste instantie wordt gerekend met een lage-sterkte beton B35 met $f_b = 21\ N/mm^2$. Voor het dragen van de bovenbelasting is de volgende doorsnede nodig.

$$\begin{aligned} \text{voor toren A,B,E,F} \quad A_{ben} &= F_d / f_b = 19\ 500 \cdot 10^3 / 21 = 929\ 000\ mm^2 \\ \text{voor toren C,D,G,H} \quad A_{ben} &= F_d / f_b = 15\ 100 \cdot 10^3 / 21 = 719\ 000\ mm^2 \end{aligned}$$

In elke toren wordt nog een liftinstallatie gebouwd. Trappen zijn niet aanwezig, aangezien er roltrappen gebruikt worden die apart ondersteund worden. Om het eigen gewicht te kunnen dragen, wordt een iets grotere doorsnede gekozen, namelijk met factor 1,3 (ontwerpschatting).

$$\begin{aligned} \text{voor toren A,B,E,F} \quad A_{ben} &= 1\ 208\ 000\ mm^2 \\ \text{voor toren C,D,G,H} \quad A_{ben} &= 935\ 000\ mm^2 \end{aligned}$$

Het eigen gewicht van de torens bestaat dus uit de gekozen betondoorsnede maal de hoogte + een liftinstallatie.

$$\begin{aligned} G_{toren\ A,B,E,F} &= A_{ben} \cdot h \cdot \rho_{beton} + G_{lift} = 1,208 \cdot 53 \cdot 24 + 15 = 1552\ kN \\ G_{toren\ C,D,G,H} &= A_{ben} \cdot h \cdot \rho_{beton} + G_{lift} = 0,935 \cdot 53 \cdot 24 + 15 = 1204\ kN \end{aligned}$$

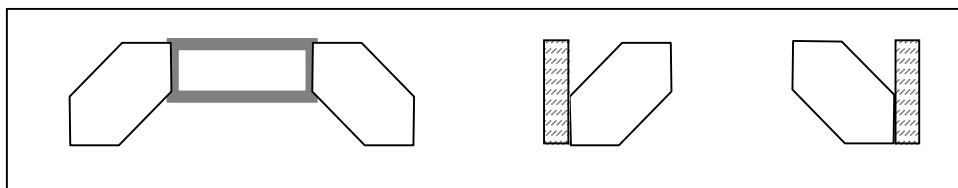
Controle spanningen:

$$\sigma = (F_d + G_{toren}) / A_b$$

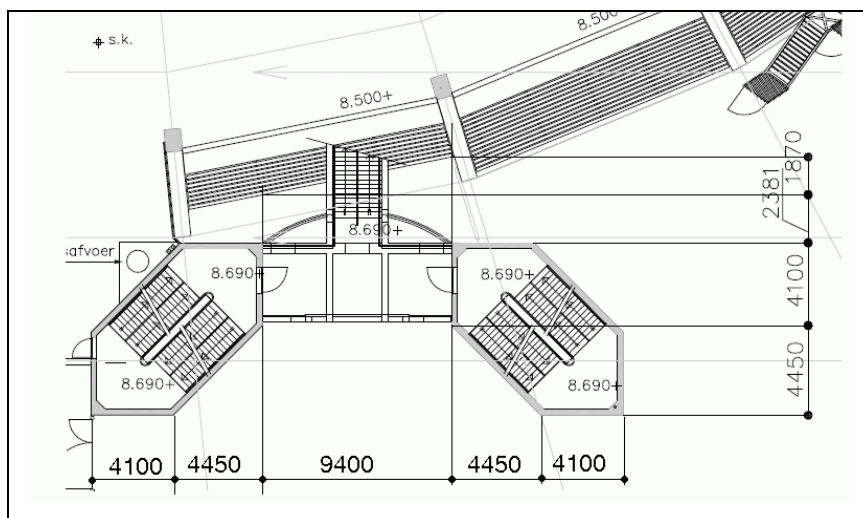
$$\sigma_{A,B,E,F} = (19\ 500 + 1552) \cdot 10^3 / 1\ 208\ 000 = 17,4\ N/mm^2$$

$$\sigma_{C,D,G,H} = (15\ 100 + 1204) \cdot 10^3 / 935\ 000 = 17,4\ N/mm^2$$

De torens bij de vier trappenhuizen van de ArenA kunnen op twee manieren gemaakt worden: tussen de twee trappenhuizen, of aan weerszijden daarvan, zoals weergegeven in afbeelding 7.6



Afb. 7.6 Nieuwe torens A, B, E en F bij de trappenhuizen, in twee varianten.



Afb. 7.7 Bestaande trappenhuizen

Uitgaande van een rechthoekige toren die precies tussen de twee trappenhuizen past, geldt voor toren A,B,E,F:

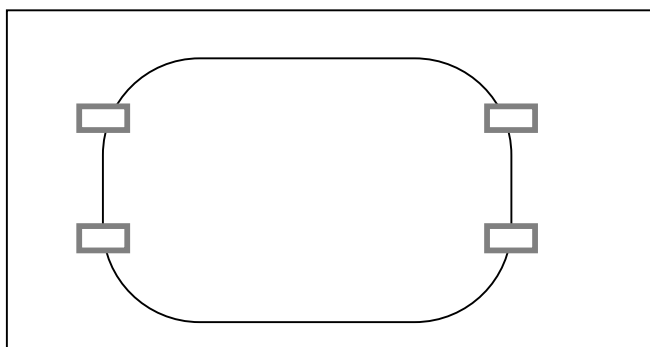
$$\begin{aligned} A_{\text{ben}} &= 1208\,000 \text{ mm}^2 \\ O &= 2 \cdot (9400 + 4100) = 27\,000 \text{ mm} \\ d &\approx A_{\text{ben}} / O = 1208\,000 / 27\,000 = 45 \text{ mm} \end{aligned}$$

Uitgaande van twee rechte wanden van 8500 mm lang, wordt de **dikte van de constructie tussen de trappenhuizen**:

$$d = A / b = 1208\,000 / 8500 = 71 \text{ mm}$$

Voor de **vier torens in de bochten** wordt voorlopig uitgegaan van een rechthoekige toren van 8,5 x 3,0 m. Er geldt dan voor toren C,D,G,H:

$$\begin{aligned} A_{\text{ben}} &= 935\,000 \text{ mm}^2 \\ O &= 2 \cdot (8,5 + 3,0) = 23 \text{ m} \\ d &\approx A / O = 935\,000 / 23000 = 41 \text{ mm} \end{aligned}$$



Afb. 7.8 Globale vorm en positie van de nieuwe torens C,D,G,H

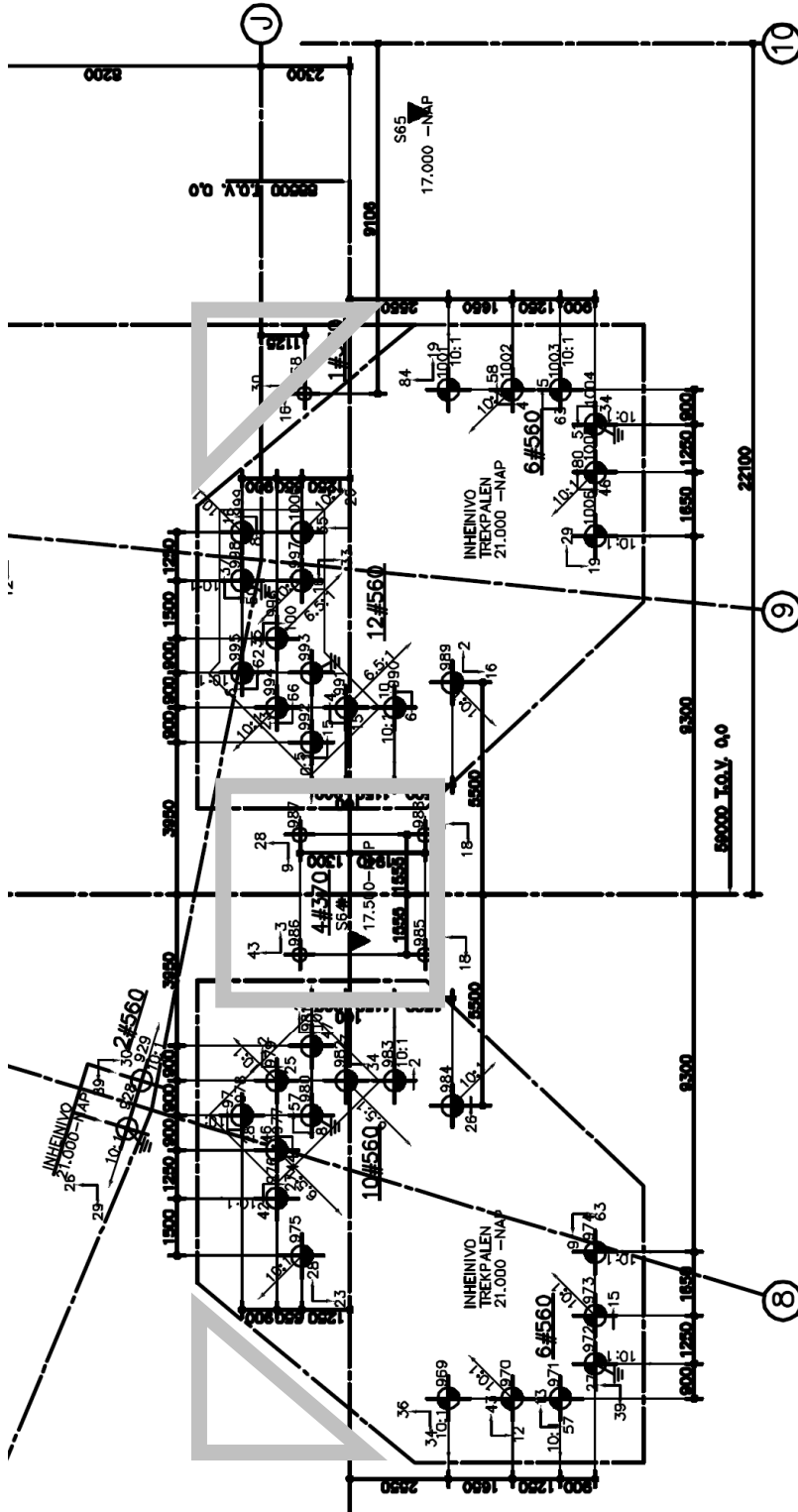
De gevonden wanddiktes zijn erg klein. In een later stadium zal uitgebreider naar de belastingen gekeken worden, en zal herzien worden of deze dikte voldoet.

In de volgende fase wordt dieper op het opvijzelen ingegaan. Aan de hand hiervan wordt ook de precieze vorm van de torens bepaald.

6.4 Fundering van de torens

De fundering van de torens in de bocht is vrij eenvoudig. Onder de aanwezige (schuinstaande) kolommen staan twee palen per kolom. De h.o.h. afstand tussen deze kolommen is 14,5 m, dus daartussen kunnen eenvoudig palen voor een nieuwe toren geheid worden.

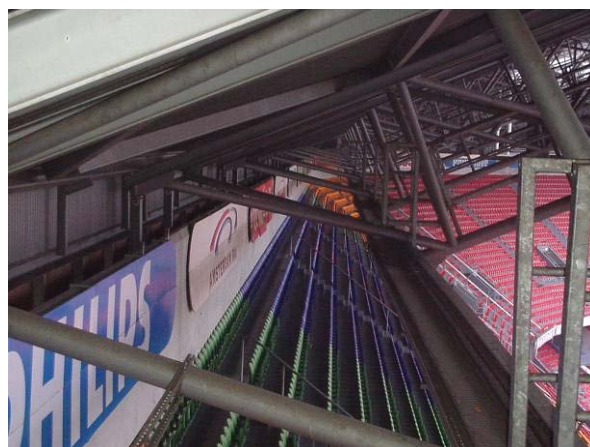
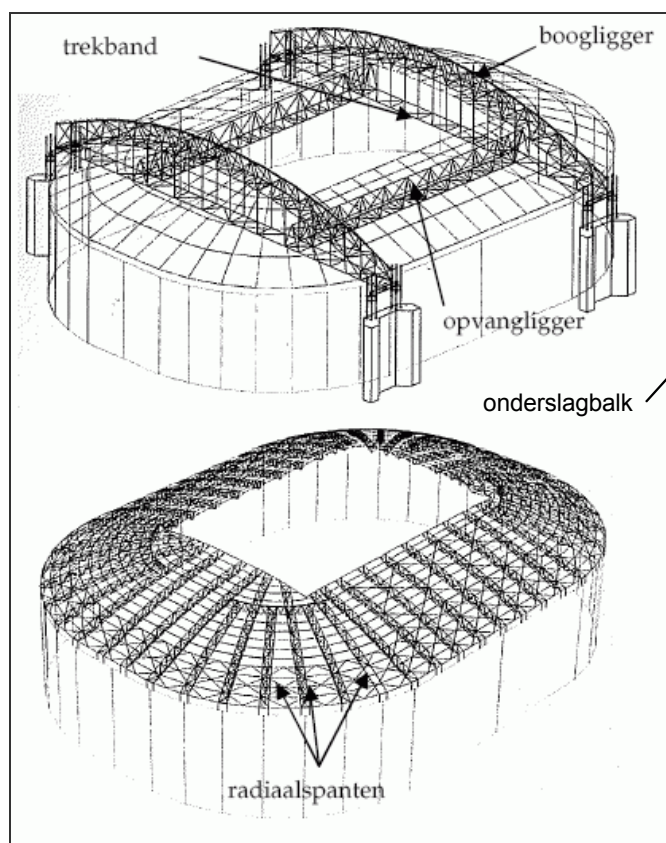
De fundering bij de trappenhuisen is gecompliceerder, aangezien er onder het trappenhuis veel heipalen staan. Toch is het tussen de trappenhuisen wel mogelijk met koppelpalen. Tussen de trappenhuisen is op ongeveer 3 m hoogte een betonnen loopbrug, die intact moet blijven. Daaronder moet dan geheid worden.



afb. 7.9 Funderingspalen, en in grijs weergegeven waar nieuwe palen geslagen kunnen worden.

7 Opvijzelen

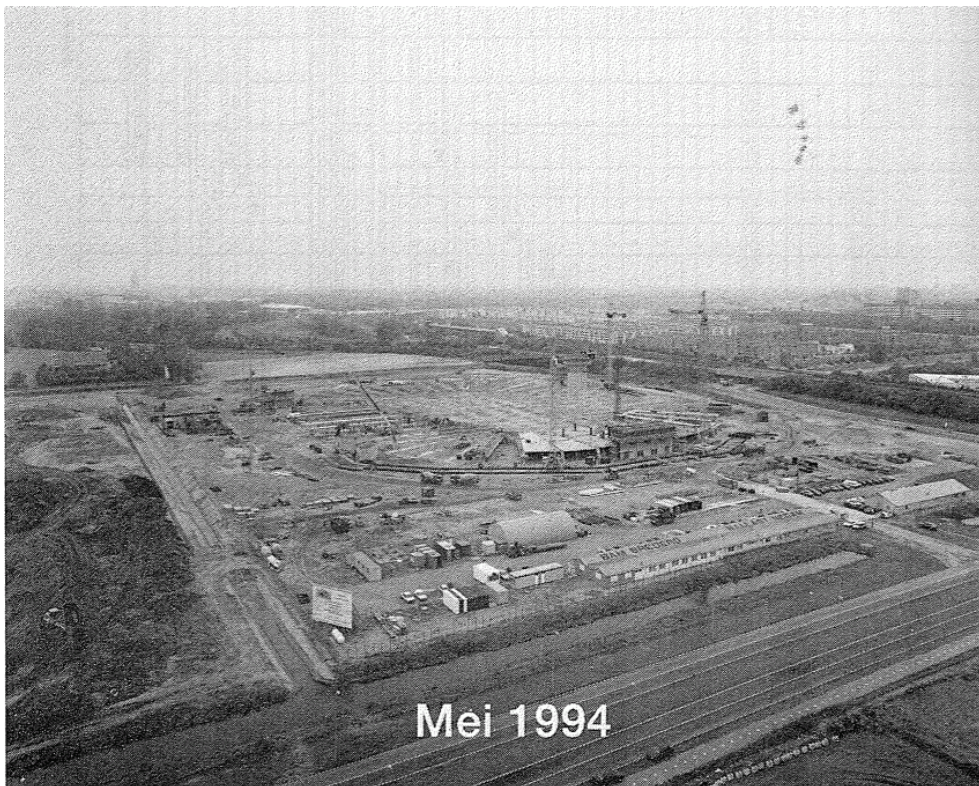
Eén van de cruciale punten in de verbouwing is natuurlijk het opvijzelen van het bestaande dak. In dit hoofdstuk wordt onderzocht welke methode het meest geschikt is voor de ArenA. Daartoe wordt eerst de massa van het dak bepaald die opgetild moet worden. Daarna wordt onderzocht welke systemen er zijn om het dak mee op te tillen. In paragraaf 6.3 en 6.4 worden de consequenties hiervan onderzocht voor zowel de boogliggers als de radiaalspanten. Ten slotte wordt een afweging gemaakt. Onderstaande foto's geven de spanten en hoofdbogen weer die opgevijseld worden.

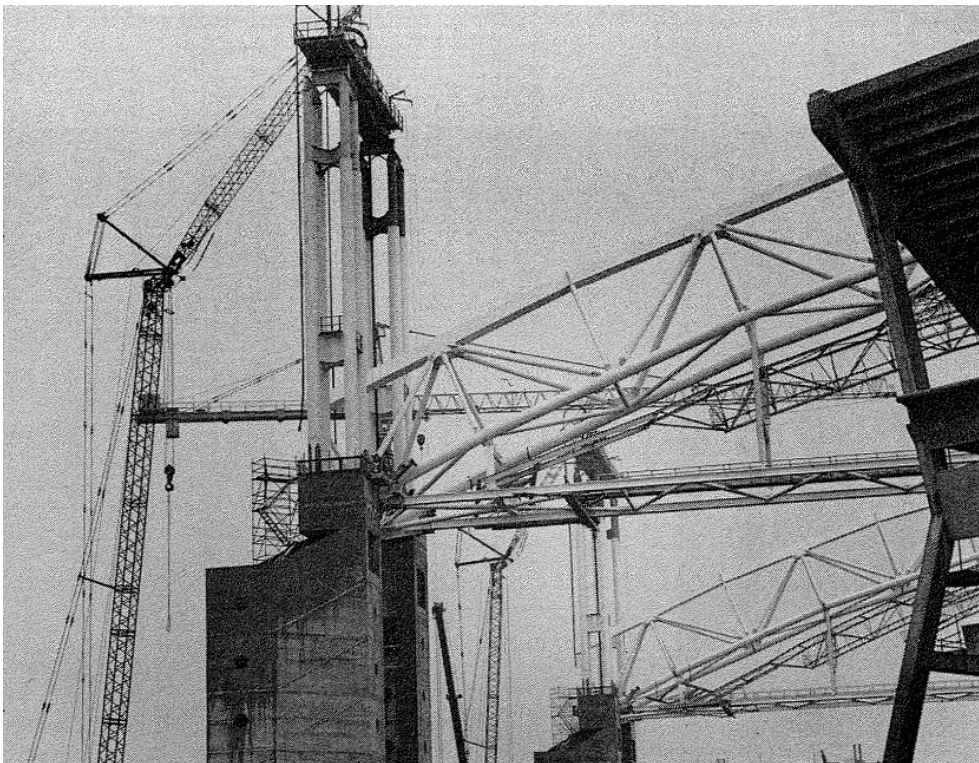
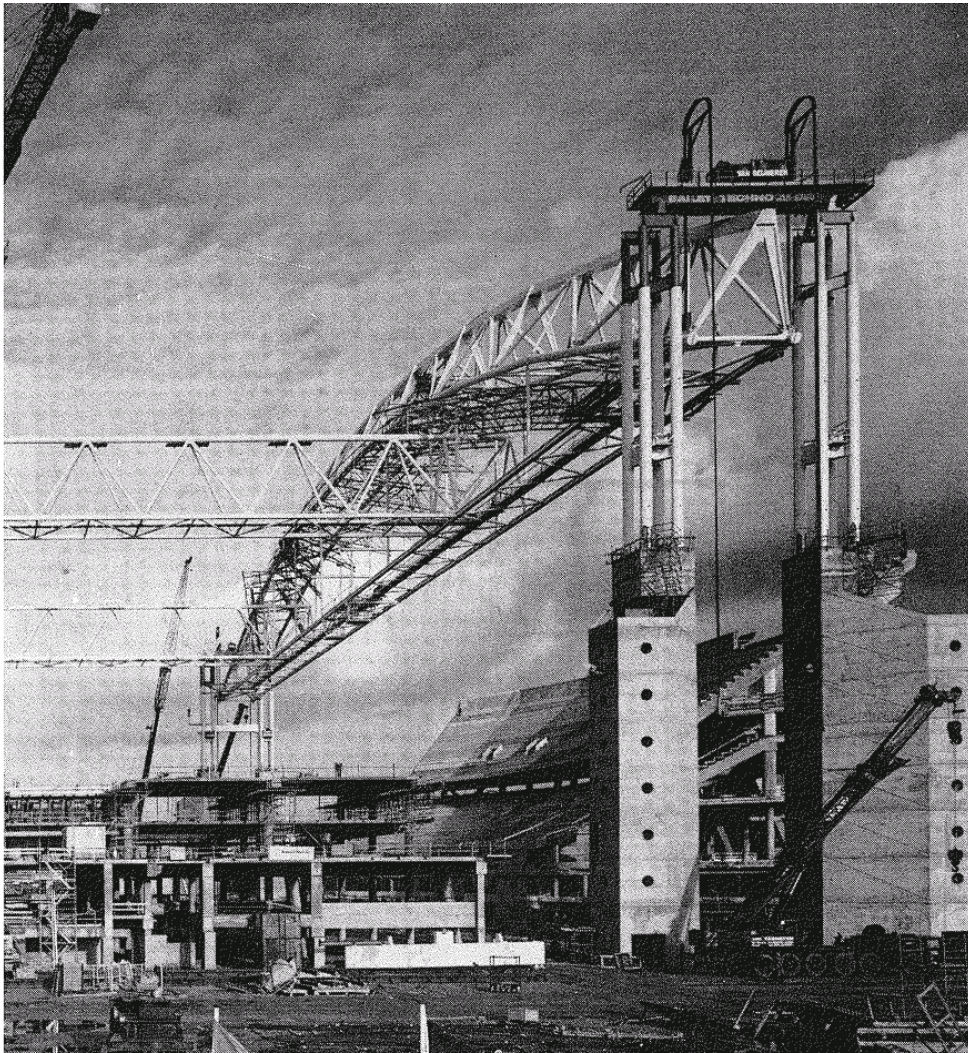


afb. 8.1 De boogligger en radiaalspanten

7.1 Gebruikte manier van vijzelen bij de bouw van de Arena

De foto's geven weer hoe het dak opgevijzeld is bij de bouw.





7.1.1 KOLOMMEN MET TRAPPENHUIZEN

In de paragraaf wordt uitgelegd hoe de kolommen uitgevoerd zijn, en samenwerken als één veersysteem met de boogliggers. Met dit systeem moet rekening worden gehouden bij het opvijzelen, aangezien er horizontale krachten in de kolommen zitten, die ook in de eindfase weer erin moeten zitten.

De kolommen (acht stuks) zijn compleet in de werkplaats samengesteld en daarna per vrachtwagen naar de bouwplaats vervoerd. Elke kolom bestaat uit vier ronde buizen met een diameter van 820 mm en een wanddikte van 20 mm, welke middels voorgespannen Dywidag ankers (totaal 4*16 stuks, diam. 32 mm) op de 30 m hoge trappenhuizen zijn gemonteerd.

Op ca. halve hoogte is tussen de vier kolommen een horizontaal kruisverband aangebracht waarop na het vijzelen de onderslagbalk, uitgevoerd als een zware kokerconstructie, wordt geplaatst. Hier is een in één richting scharnierend oplegdetail ontworpen zodat de doorbuiging van de onderslagbalk geen probleem wordt voor de kolommen.

Op de onderslagbalk zelf zijn twee zadels geplaatst waarin de geboorte (het uiteinde) van de boogligger komt te rusten, hier is gekozen voor een detail met een tweetal vrijheidsgraden: één zodat de doorbuiging van de boogligger weer geen te grote momenten kan afdragen aan de kolommen (al heeft hier al een deel van de vervorming plaatsgevonden bij het vijzelen) daarnaast een zodat de doorbuiging in de onderslagbalk geen verklemming opleverde voor de boogligger.

De onderslagbalken, de kolommen en de trappenhuizen vormen zo samen met de fundering (heipalen) een veersysteem welke de doorbuiging, lees verlening van de trekband, op kan nemen zonder dat hier al te grote reactiekrachten ontstaan.

7.2 Benodigde capaciteit voor opvijzelen van het dak

7.2.1 BELASTINGEN UIT HET DAK

Het gewicht dat uiteindelijk gevizeld moet worden, bestaat uit de permanente belasting uit het dak. Veranderlijke belasting van sneeuw tijdens de bouw wordt niet meegenomen, omdat onder die omstandigheden niet gewerkt wordt. De verticale windbelasting werkt alleen omhoog, dus wordt verwaarloosd onder de aanname dat het dak zwaarder is dan de opwaartse windkracht. De horizontale windbelasting moet wél meegenomen worden in de berekening voor de uitvoeringsfase. De hiervoor benodigde stabiliteitsvoorzieningen worden in een later stadium behandeld.

Voor de capaciteit van de vijzels tijdens de uitvoeringsfase wordt gerekend met de volgende permanenten dakbelasting:

Dakdeel	Gewicht
boogliggers	= 2 x 780 ton
opvangligger	= 2 x 160 ton
bewegende kappen	= 2 x 330 ton
hoofddraagconstructie	= 2400 ton
rest (wordt niet genoemd in dictaat)	= 460 ton
totaal staalgewicht van het dak	= 5400 ton

Tabel 8.1 Representatieve waarde van permanente dakbelasting. Informatie afkomstig uit dictaat, h. 9.3.3

De totale massa van de spanten = hoofddraagconstructie + rest = 2860 ton

Er zijn 50 boogspanten, die aan beide zijden scharnierend zijn opgelegd. Ervan uitgaande dat de belasting evenredig over de spanten verdeeld is, geldt dat de oplegreactie aan beide kanten $F_{z, \text{radiaalspant}} = 2860 \text{ ton} / 100 = 28,6 \text{ ton} = 286 \text{ kN}$ is.

Eén zijde van het radiaalspant ligt op de opvangligger. Deze wordt door de boogligger opgetild. De andere zijde rust op de betonnen rand, en moet apart opgevizeld worden. De belasting op dit punt is dus ook $F_{\text{hijz, radiaalspant}} = 286 \text{ kN}$.

De Spantenberekening van Bailey komt op iets andere waarden, namelijk op het rechte stuk $F1 = 181$ kN en in de bocht verloopt de oplegreactie van 133 tot 313 kN. Blijkbaar is de verdeling van de massa van het dak toch niet helemaal evenredig over de spanten verdeeld. Dit komt waarschijnlijk omdat de licht- en geluidsapparatuur slechts aan een aantal spanten hangt. Voorlopig wordt een standaard vijzelkracht van 300 kN aangehouden, en enkele uitzonderingen met een hogere belasting.

$$F_{\text{vijzel, per radiaalspant}} = 300 \text{ kN}$$

De boogliggers dragen het grootste deel van het dak. Per boogende staan twee trappenhuizen. Totaal zijn er dus acht trappenhuizen.

Belasting op de twee boogliggers		
boogliggers	= 2 x	780 ton
opvangligger	= 2 x	160 ton
bewegende kappen	= 2 x	330 ton
helft van de spanten	= 0,5 x	2860 ton
totaal	=	3970 ton

De oplegreacties bij de vier oplegpunten van de boogliggers zijn: $3970 / 4 \approx 1000 \text{ ton} = 10.000 \text{ kN}$. De benodigde vijzelcapaciteit is dus 33x de capaciteit van de radiaalspanten.

$$F_{\text{vijzel, per boogliggeroplegging}} = 10.000 \text{ kN}$$

7.2.2 VERDELING VAN DE VIJZELS

Tijdens het vijzelen mogen er geen voorzieningen aan het dak hangen die bijvoorbeeld tijdens een concert ophangen. Maar de standaard voorzieningen als verlichting en geluidsapparatuur moeten wel blijven hangen. Het kost te veel tijd en geld om die allemaal van het dak te halen.

Er zijn verschillende opties om het dak op te vijzelen. In het vorige rapport - het Vooronderzoek - is voorgesteld alle boogspanten apart op te vijzelen. Er zijn dus 50 'kleine' vijzels nodig. Om een zekere veiligheidsmarge te garanderen, moeten deze vijzels een capaciteit van 30 ton = 300 kN hebben. Indien enkele spanten een hogere belasting hebben, krijgen die een zwaardere vijzel. Dit moet zorgvuldig uitgezocht worden.

De twee grote boogliggers worden op de vier oplegpunten opgevijzeld met zwaardere vijzels. Op deze punten worden twee vijzels met een capaciteit van 500 ton gebruikt.

Samenvattend:

50 vijzels à 30 ton

8 vijzels à 500 ton

Een andere optie is om de radiaalspanten met elkaar te verbinden, zodat er meerdere tegelijkertijd opgevijzeld kunnen worden. Er komt dan een tijdelijke 'wand' die een stukje van het eind aangrijpt. Zo kunnen de spanten met hun uiteinde toch op de nieuwe oplegging geplaatst worden.

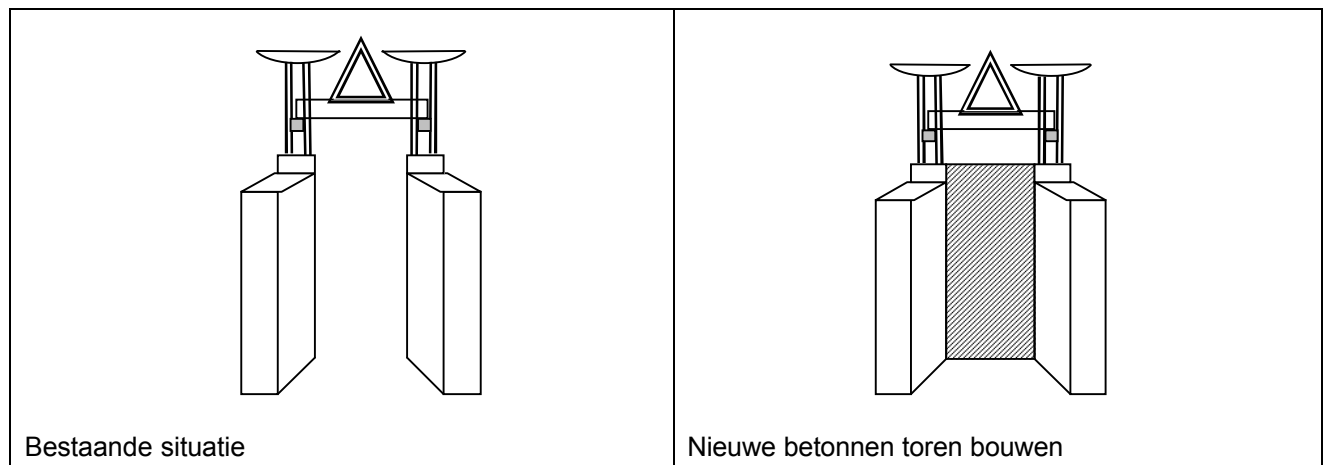
In de volgende paragraaf wordt een overzicht gegeven van mogelijkheden om de boogliggers en de radiaalspanten op te vijzelen. De definitieve afweging wordt in de volgende fase gemaakt.

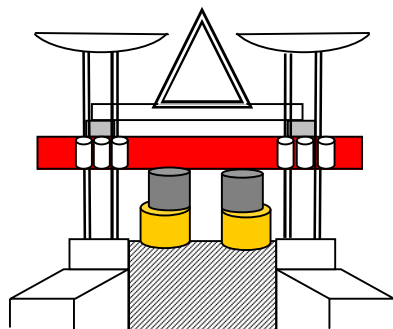
7.3 Liftmechanismen voor de boogliggers



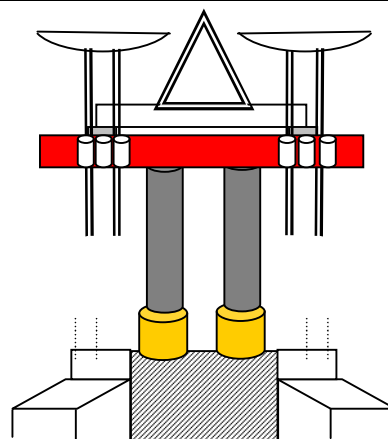
Bovenstaande foto's geven een idee waar de nieuwe torens moeten komen. In de volgende paragrafen worden drie ideeën vergeleken om het dak en de nieuwe constructie op te vijzelen.

7.3.1 MET BEHULP VAN VIJZELS

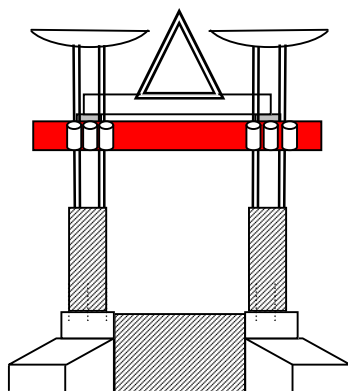




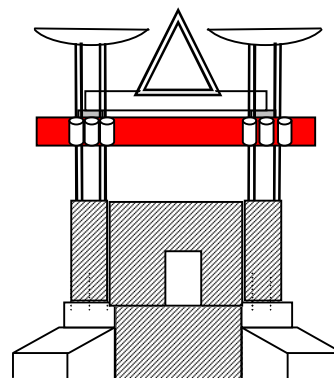
De bestaande boogspanten van het dak worden onderin afgespannen om de spatkrachten er geheel uit te halen. Poten van het dak worden ingeklemd aan stalen balk (rood). De vijzel staat op de nieuwe constructie en lift de grote bogen van het dak.



In de bestaande trappenhuizen worden wapeningsstaven geboord ter voorbereiding voor de uitbreiding naar boven.



Onder de stalen poten van het dak wordt beton geplaatst.

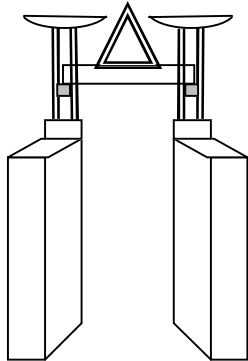


Tussen de reeds geplaatste betonnen elementen die het dak dragen, wordt de ruimte opgevuld met een betonnen trappenhuis met opening naar tribune.

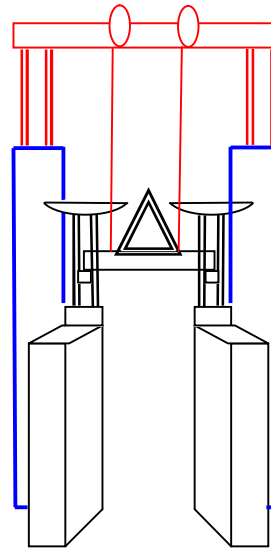


Bovenaanzicht van de twee bestaande torens met daartussen de doorsnede van de uitbreiding.

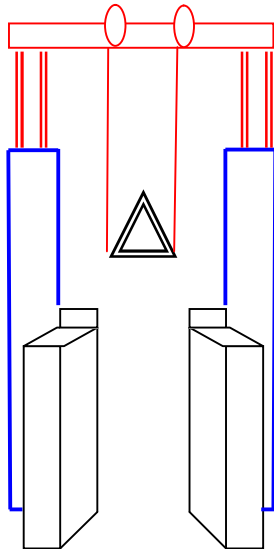
7.3.2 MET EEN TOREN VAN BOVENAF HIJSEN



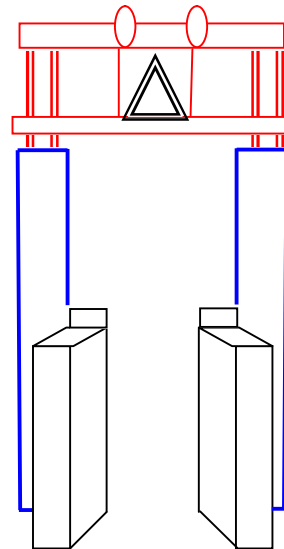
Bestaande constructie



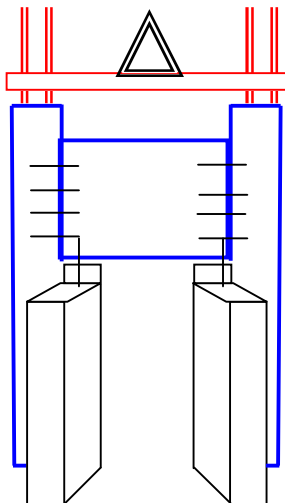
Naast de trappenhuizen worden nieuwe torens gebouwd. Bovenop staan stalen kolommen met vrijzelmecanisme.



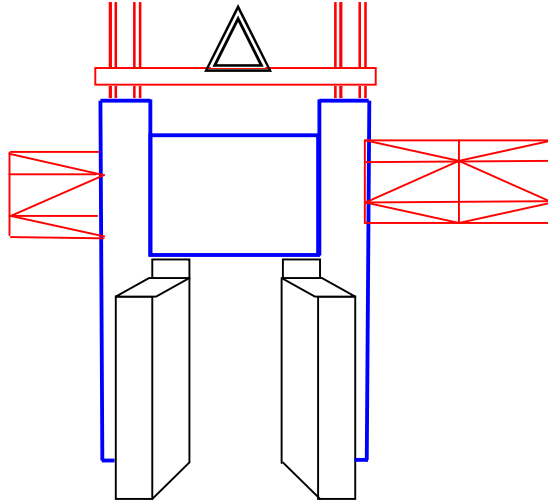
Booglijger wordt van de onderslagbalk losgekoppeld, opgehangen aan kabels en opgevijzeld.



De boog wordt van + 49 m tot + 69 m opgevijzeld en nieuwe onderslagbalk wordt aangebracht.



Tussenliggende verbinding wordt gebouwd.



Netkous wordt uitgebouwd vanaf de torens.

7.3.3 MET NIEUWE STALEN KOLOMMEN VAN BOVENAF HIJSEN

In een later stadium van deze fase heeft de afstudeerder nog overleg gehad met een ingenieur van Mammoet. Zijn eerste idee, uitgaande van een netkous, was als volgt:

- Delen van ong. 20 m lang worden naast de ArenA in elkaar gezet. Op het terrein rond de ArenA is ruimte om dat te doen.
- Met een kraan worden de buisdelen van 20 m op een hulpconstructie gehesen (over bestaande hindernissen heen), en ze worden aan elkaar gekoppeld d.m.v. lassen.
- De tribunegordingen op de lange zijden worden al aangebracht, en eventueel de betonnen prefab tribune-elementen ook. In de bochten komen nog geen tribunegordingen, aangezien die naar binnen moeten uitkragen.
- De tribunegordingen op de rechte stukken en hulpconstructies in de bochten worden gekoppeld aan de 50 radiaalspanen. Via de 8 torens wordt de buisconstructie met het dak als één geheel opgetakeld. Hiervoor wordt het systeem gebruikt wat ook bij de huidige bouw gebruikt is, namelijk met lange stalen kolommen die bovenop de bestaande kolommen gelast worden.
- Van binnenuit worden de uitkragende kolommen voor in de bocht aan de netkous gelast. De prefab tribunedelen worden ingehesen met een lichte kraan.

Ditzelfde systeem kan met enkele aanpassingen ook voor een driehoekige buisconstructie gebruikt worden.

Het idee zal verder onderzocht worden in de volgende fase, aangezien er nog enige haken en ogen aan zitten. Vooral het nieuwe hoofdgebouw staat in de weg voor deze optie.

7.3.4 KEUZE VAN LIFTSYSTEEM VOOR BOOGLIGGER

De laatste optie heeft de volgende voordelen:

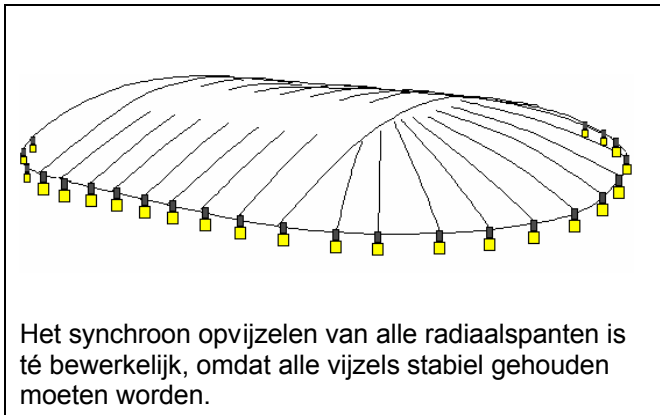
- Vanwege de handige koppeling van de netkous aan de 50 radiaalspanen uit het dak, hoeven er geen hulpconstructies te worden gemaakt om het dak op te vijzelen.
- De constructie kan eerste helemaal rondom aangebracht worden, terwijl binnen in de ArenA gewoon doorgevoetbald kan worden. Omdat alle 50 radiaalspanen ook direct gekoppeld zijn, hoeft het uiteindelijke opvijzelen weinig tijd in beslag te nemen. De prefab tribunedelen die dan nog in de bocht geplaatst moeten worden, kunnen in verschillende dagdelen dat de ArenA niet gebruikt wordt, geplaatst worden.
- Tevens blijft de vorm van de trappenhuizen onaangetast, wat architectonisch belangrijk is.

Daarom wordt (voorlopig) voor de laatste optie gekozen. In de volgende fase wordt hier verder op ingegaan.

7.4 Liftmechanismen voor de radiaalspanten

7.4.1 SYNCHROON OPVIJZELEN

In eerste instantie was het idee van de afstudeerder om de 50 radiaalspanten elk met een eigen vjzelsysteem op te vjzelen van binnenuit. Volgens de adviseur van Mammoet is dit geen goede optie, omdat er gewoon niet zoveel materieel tegelijkertijd beschikbaar is. En de systemen zijn moeilijk met de benodigde precisie synchroon aan te sturen. Bovendien moet elke radiaalspant dan een constructie krijgen om het vjzelsysteem stabiel te houden.

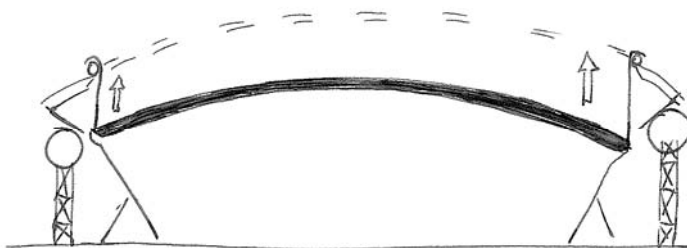


7.4.2 VERBINDEN VAN DAKSPANTEN M.B.V. NIEUWE CONSTRUCTIE

Het biedt dus vele voordelen om de radiaalspanten met elkaar te verbinden door middel van een hulpconstructie, en die dan in zijn geheel op te tillen. Zoals in de vorige paragraaf voorgesteld werd, kan ook de nieuwe constructie gebruikt worden om het dak mee omhoog te nemen. Of dit qua ruimtebeslag mogelijk is, wordt in de volgende fase verder onderzocht.

7.4.3 VANAF NIEUWE CONSTRUCTIE OPTAKELEN

Een derde optie is om eerst de constructie op een hulpconstructie op de juiste hoogte te bouwen. De twee boogliggers worden van vanaf de bestaande trappenhuizen opgetild, en de radiaalspanten worden vanaf de netkous opgetild. Het radiaalspant wordt aan een kabel bevestigd, en de kabel loopt in een hijsmechanisme dat aan de nieuwe constructie is bevestigd.

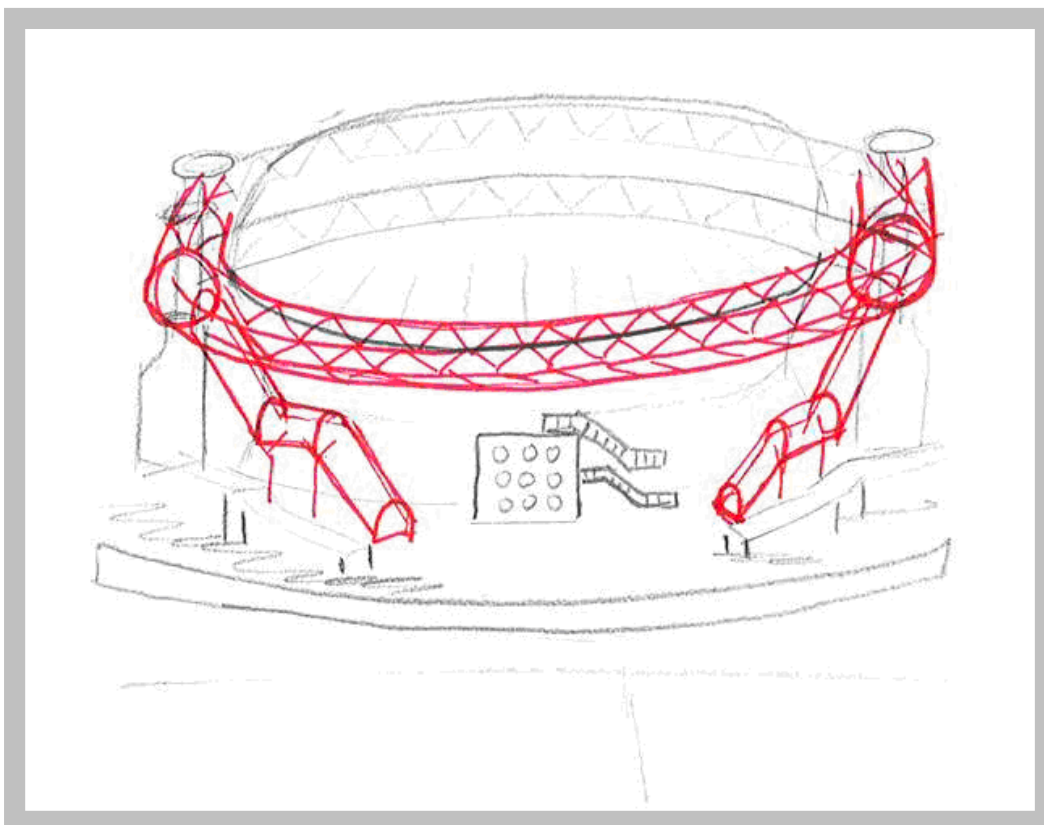


8

Faciliteiten en transport van mensen

8.1 Liften en trappen

In eerste instantie bestond het idee om het verticaal transport van mensen te realiseren met trappen in de nieuwe torens. Dit idee is echter aangepast, aangezien het niet met het gewenste gebruikscomfort overeenkomt. Voor de meeste mensen is 50 à 60 m te voet stijgen té veel. Vandaar dat mensen met roltrappen omhoog gebracht worden. Deze roltrappen kunnen hetzelfde uiterlijk krijgen als de nieuwe roltrappen. Vooralsnog geldt de aanname dat 4 stijgpunten genoeg zijn, zodat de roltrappen met de bochten mee kunnen buigen, en de opgang gecombineerd kan worden met de bestaande (hoofd)ingangen van de ArenA.



afb. 9.1 Ruimtelijke schets van de netkous en nieuwe roltrappen

In de acht nieuwe torens komen trappen en liften. Het transport van goederen vindt plaats in deze liften. Gehandicapte mensen kunnen ook gebruik maken van deze liften om op de derde ring te komen.

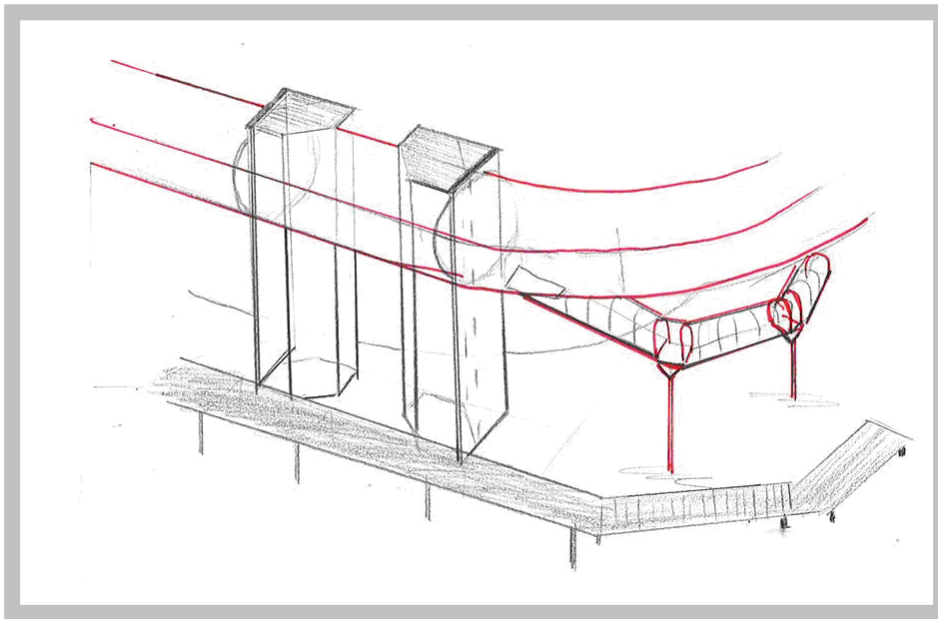
Gebruikssituatie

Uitgezocht moet worden of de bestaande infrastructuur van trappen en de recentelijk geplaatste roltrappen voldoende is om de extra toeschouwers te vervoeren. Het lijkt echter niet waarschijnlijk, want ze zouden dan een overcapaciteit van 35 % moeten hebben. Daarom is het logischer om de nieuwe roltrappen tot het straatniveau door te trekken, zoals op de schets hierboven weergegeven.

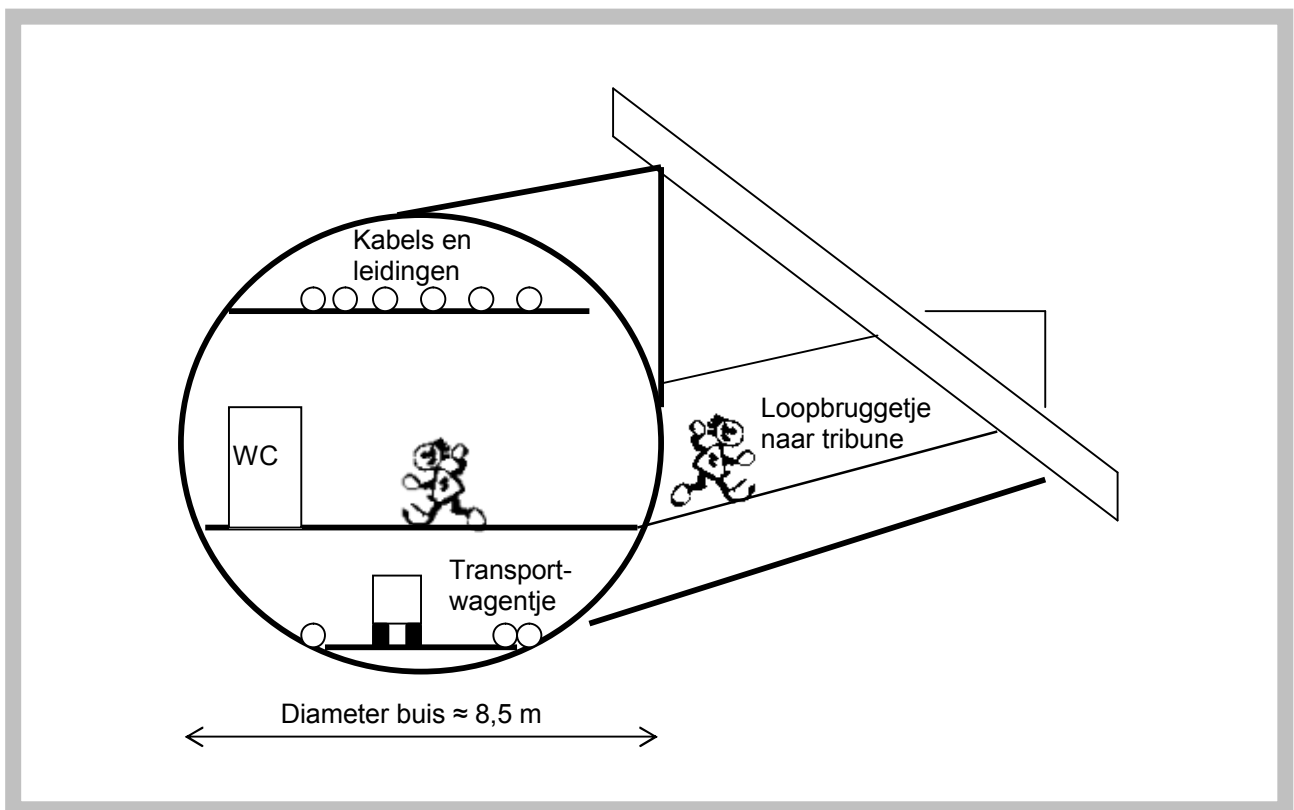
Noodsituatie

In het ontwerp van de roltrappen moet met de brandweer overlegd worden of de roltrappen bij calamiteiten voldoen. De aantrede is namelijk beduidend hoger dan bij normale vluchtrappen. Liefst worden de roltrappen zó ontworpen, dat de capaciteit ook tijdens brand gerekend mag worden. Anders moeten namelijk veel meer trappen in de 8 nieuwe trappenhuisen gemaakt worden, die in gebruikssituatie niet veel gebruikt zullen worden. En dat is jammer van het ruimtebeslag, tijd en geld.

afb. 9.2 Aansluiting van de roltrappen op de netkous



In de hoofdconstructie worden verschillende functies gecombineerd. Indien uitgevoerd als netkous, kan middenin een vloer gemaakt worden, zodat mensen op borsthoogte bij het breedte deel van de buis lopen. Op dit niveau zijn ook toiletten en horeca. Op het niveau daaronder rijdt een wagentje ter bevoorrading van de horeca. Bovenin en onderin de buis komt ook ruimte voor kabels en leidingen, sprinklerinstallaties etc. Zie afbeelding 9.3.



afb. 9.3 Schets van doorsnede netkous met loopruimtes en voorzieningen.

9 Effecten verbouwing op bestaande constructie

Hoe de windbelasting naar de fundering afgedragen wordt, is al besproken in hoofdstuk 7 'Nieuwe torens'. Hoe de windbelasting lokaal opgenomen moet worden, wordt in dit hoofdstuk bekeken.

9.1 Op dakgordingen

Locale toenames van de windbelasting.

9.2 Op boogliggers

De bestaande bouw is gedimensioneerd op een constante globale winddruk. Voor de nieuwe situatie kan de globale windbelasting berekend worden op een ingewikkelder manier, namelijk met sinusvormige windlasten. Hierdoor komt er een lagere totale windzuiging uit de berekening.

9.3 Trekband van de boogligger

Op de trekband van de boogligger komt een nieuwe belasting. Onderzocht moet worden hoe het nieuwe systeem zich gaat gedragen. Het huidige systeem is dat de stalen kolommen iets meegeven als het dak door sneeuwbelasting doorbuigt. De oplegpunten van het dak (dus aan de kolommen) gaan iets uit elkaar. De stalen kolommen hebben een bepaalde stijfheid, en werken deze zakking dus tegen. Ze werken als een horizontale veer.

De bestaande torens in de nieuwe situatie verhoogd, en de stalen kolommen worden ook vergroot of vervangen. De veerstijfheid hiervan wordt dus anders. Afhankelijk hoe het systeem zich gaat gedragen wordt de kracht in de trekband groter of kleiner dan ze nu is. Versteving van de trekband kan zorgen voor een verhoogde capaciteit van het dak, zodat er bijvoorbeeld meer voorzieningen voor licht en geluid toegevoegd kunnen worden.

10 Conclusie

Verskillende onderdelen voor de uitbreiding van de ArenA zijn uitgezocht. Er zijn geen principiële bezwaren voor het opvijzelen gevonden.

Een voor torsie geoptimaliseerde tribunebreedte is 12,7 m en omvat 17.000 zitplaatsen. Voor een optimale verdeling van de steunpunten is ervoor gekozen de aanvankelijke doelstelling van 10.000 stoelen iets op te rekken, zodat het aantal steunpunten niet naar boven op 3 afgerond hoefde te worden, maar op 2 kon blijven.

Het vijzelen van het bestaande dak lijkt geen onoverkomelijke problemen te geven. Er zijn meerdere alternatieven gepresenteerd, waarop in de volgende fase van het afstuderen verder ingegaan wordt.

De fundering van het nieuwe systeem is mogelijk. Voor de indeling van toiletten, horeca en vervoer van personen en goederen is een indeling gemaakt. Uitgangspunt hiervoor is dat voor de uitbreiding geheel nieuwe faciliteiten toegevoegd moeten worden, en de bestaande voorzieningen niet gebruikt worden.

11

Volgende fase

In de volgende fase worden enkele zaken uitgezocht:

- Mogelijkheden voor vijzelen:
 - Ruimtelijke tekening van het vijzelproces.
 - Vergelijking of concept 1 of concept 3 handiger is met vijzelen.
- De opleggingen van de nieuwe constructie. Op deze plaatsen wordt namelijk het bestaande dak opgevijzeld en de nieuwe constructie opgelegd. De volgende aspecten invloed op zowel de bestaande als de nieuwe constructie:
 - Principeoplossing voor de opleggingen van de twee boogliggers.
 - Principeoplossing voor de oplegging van de nieuwe hoofddraagconstructie.
 - De bestaande trappenhuizen voldoen niet aan de nieuwe belasting. Onderzocht moet worden of het voldoende is deze trappenhuizen te upgraden, of dat er nieuwe naast gemaakt moeten worden.

Genoemde principiële overwegingen moeten snel gemaakt worden. Deze hangen allemaal samen met de bestaande bouw. Bij een nadere uitwerking van deze aspecten moet redelijk diep in de tekeningen en berekeningen van de bestaande bouw gedoken worden. Omdat dit veel tijd kost, heeft de afstudeerder de voorkeur zich te richten op het constructieve aspect van de nieuwbouw. Genoemde principes moeten echter eerst vastgelegd worden, omdat ze de opleggingen van de nieuwbouw vormen en dus de randvoorwaarden zijn in de berekening van de nieuwe constructie. In de volgende fase wordt ingegaan op:

- Vergelijking van het constructieve gedrag (o.a. trillingen en doorbuigingen) van concept 1 (netkous) en concept 3 (driehoekig).

12

Bijlage

Studentgegevens	1
Voorwoord	2
Inhoudsopgave	4
Samenvatting	6
1 Inleiding	8
1.1 Context van rapport	8
1.2 Introductie in krachtswerking en ontwerpstappen	8
2 Ontwerpkeuzes	12
2.1 Capaciteit van de uitbreiding	12
2.2 Opleggingen van de constructie	12
2.3 Vijzelen	15
2.4 Maatgevende combinatie van belastingen	15
2.5 Conclusie en ontwerpstrategie	15
3 Concepten hoofddraagconstructie	18
3.1 Concept 1 - Netkous	18
3.2 Concept 2 - Vakwerk dat de bocht afsnijdt	21
Concept 3 - Driehoekig ruimtelijk vakwerk	24
4 Concepten voor dimensie tribune	26
4.1 Optimalisering van de rechte stukken	28
4.2 Concept A – Maximalisering aantal mensen in bocht	29
4.3 Concept B - Uitbreiding naar binnen - optimalisatie van steunpunt	34
4.4 Concept C - uitbreiding naar buiten - optimalisatie van steunpunt	36
5 Afweging dimensie en constructie	38
5.1 Dimensie	38
5.2 Constructie	38
6 Nieuwe torens	44
6.1 Eisen	44
6.2 Belasting op nieuwe torens	44
6.3 Dimensionering torens	49
6.4 Fundering van de torens	51
7 Opvijzelen	52
7.1 Gebruikte manier van vijzelen bij de bouw van de ArenA	53
7.2 Benodigde capaciteit voor opvijzelen van het dak	55
7.3 Liftmechanismen voor de boogliggers	57
7.4 Liftmechanismen voor de radiaalspanten	61
8 Faciliteiten en transport van mensen	62
8.1 Liften en trappen	62
9 Effecten verbouwing op bestaande constructie	64
9.1 Op dakgordingen	64
9.2 Op boogliggers	64
9.3 Trekband van de boogligger	64
10 Conclusie	66
11 Volgende fase	68
12 Bijlage	70
12.1 Vergelijking belasting in staal en beton	72
12.2 Goniometrie van de steunpunten	75
12.3 Spreadsheet voor optimalisatie	76
12.4 Bericht over kandidaatstelling voor WK2018	77

12.5	Dakberekening	78
12.6	Berekening concepten	84

12.1 Vergelijking belasting in staal en beton

In de vorige fase bleek dat er twee keuzes gemaakt moeten worden. Wat betreft materiaal, moet er gekozen worden tussen staal en beton. Wat betreft de positie van de tribune moet er gekozen worden tussen uitbreiding binnen de bestaande rand van de ArenA en buiten die rand. De verschillen hebben invloed op het eigen gewicht en de excentriciteit van de constructie ten opzichte van de opleggingen.

Een eenvoudige vergelijking tussen deze keuzes geeft ondersteuning aan de fundamentele keuze tussen staal of beton, en tussen uitbreiding binnen of buiten de stadionrand. Een behandeling hiervan vormt een goede inleiding op het constructieve gedrag van de nieuwe tribune.

De basis voor de vergelijking wordt gevormd door de berekeningen uit de vorige fase. Daar was berekend welke constructie nodig is voor een uitbreiding van 10.000 stoelen. Dit is berekend zowel in staal als in beton, en voor uitbreiding naar binnen en naar buiten, waarbij de benodigde tribunebreedte van de derde ring ongeveer 8 meter bedroeg. Zie afbeelding 2.1. In deze inleiding worden deze getallen vergeleken op de grootte van de optredende krachten.

Ten eerste worden de verticale lasten van beide concepten weergegeven. Ten tweede wordt gekeken naar de torsie; deze is gelijk aan de verticale last vermenigvuldigd met de excentriciteit.

12.1.1 STALEN NETKOUS

Permanente belasting

Hoofddraagconstructie 1: E.g. stalen netkous per strekkende meter:

16 staven à 1 kN/m' / cos(30)	=	18 kN/m
Loopvloer 3,5 m breed	=	3,5 kN/m'
Glasomtrek = 16 m * 0,2 kN/m ²	=	3,2 kN/m'
Totaal	=	25 kN/m'

Op deze stalen netkous rust:

Tribune-elementen p = 8,6, b = 8 m	=	69 kN/m'
Gordingen onder de tribune p = 2,0	=	13 kN/m'
Totaal	=	82 kN/m'

Vanuit het dak komen puntlasten, die worden berekend als verdeelde belasting:

$$q_{\text{dak}} = 460 \text{ kN} / 12,3 \text{ m} = 37 \text{ kN/m}^1$$

Veranderlijke belasting

De veranderlijke last is:

Personen p = 4,0 kN/m ² , b = 8 m	=	32 kN/m'
<u>Sneeuw op het dak</u>	=	14 kN/m'
Totaal, indien ongunstig gecombineerd	=	46 kN/m'

$$\begin{aligned} \text{Staal: } q_p &= 25 + 82 + 37 = 144 \text{ kN/m}' \\ q_v &= 46 \text{ kN/m}' \\ q_{\text{rep}} &= 190 \text{ kN/m}' \\ q_d &= 1,2 \cdot q_p + 1,5 \cdot q_v = 242 \text{ kN/m}' \end{aligned}$$

Torsie op het rechte stuk

Voor de vergelijking is ook belangrijk hoe de excentriciteit van de constructie ten opzichte van haar opleggingen is. De bovengenoemde delen van de constructie bevinden zich op verschillende afstanden t.o.v. de opleggingen. In bijlage 13.1 is de gemiddelde excentriciteit bepaald. In onderstaande tabel is de torsiebelasting per strekkende meter op het rechte deel van de ArenA bepaald.

Staal - rechte deel	Uitbreiding buiten de stadionrand	Uitbreiding binnen de stadionrand
e_{gem}	2,6 m	7,4 m
torsie $t_d = q_d \cdot e_{\text{gem}}$	640 kNm/m ¹	1800 kNm/m ¹

12.1.2 BETONNEN DRIEHOEK

De stalen constructie wordt vergeleken met een betonnen constructie. De betonnen driehoekige koker heeft een grotere massa, en is daarom interessant om de optredende krachten te vergelijken. Maar de driehoek heeft ook een andere excentriciteit, omdat de driehoekige koker zelf de draagconstructie is. Dit verschil geldt ook indien de driehoekige koker in staal uitgevoerd zou worden.

Permanente belasting

Hoofddraagconstructie 2: Eigen gewicht betonnen koker:

$$A \cdot \text{eigen gewicht} = 7,3 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{183 \text{ kN/m'}}$$

Vanuit het dak komen puntlasten, die worden berekend als verdeelde belasting:

$$q_{\text{dak}} = 460 \text{ kN} / 12,3 \text{ m} = \mathbf{37 \text{ kN/m'}}$$

Veranderlijke belasting

De veranderlijke last is:

$$\text{Personen } p = 4,0 \text{ kN/m}^2, b = 8 \text{ m} = 32 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Sneeuw op het dak} = 14 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Totaal, indien ongunstig gecombineerd} = \mathbf{46 \text{ kN/m'}}$$

$$\begin{aligned} \text{Beton: } q_p &= 183 + 37 = 220 \text{ kN/m'} \\ q_v &= 46 \text{ kN/m'} \\ q_{\text{rep}} &= 266 \text{ kN/m'} \\ q_d &= 1,2 \cdot q_p + 1,5 \cdot q_v = 333 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

Torsie op het rechte stuk

De betonnen constructie heeft grotere massa en grotere excentriciteiten. Onderstaande tabel geeft een getallenvoorbeeld voor een breedte van 8 meter voor de vraag hoeveel de torsie verschilt wanneer de tribune naar binnen moet uitkragen in plaats van precies in lijn met de opleggingen te liggen.

Beton - rechte deel	Uitbreiding buiten de stadionrand	Uitbreiding binnen de stadionrand
e_{gem}	3,5 m	8,0 m
torsie $t_d = q_d \cdot e_{\text{gem}}$	1170 kNm/m ¹	2660 kNm/m ¹

Het blijkt dat de excentriciteit, en dus de optredende torsie met een factor $2660 / 1170 = 2,3$ toeneemt. Zoals in het volgende hoofdstuk nader toegelicht zal worden, loont het voor het krachtenspel om de constructie op het rechte deel niet naar binnen te laten uitkragen.

Voor de gemiddelde excentriciteit is gebruik gemaakt van de volgende gegevens.

Stalen netkous op het rechte stuk

Belasting	q [kN/m']	Uitbreiding naar buiten	Uitbreiding naar binnen		Uitbreiding naar buiten $t = q \cdot e$	Uitbreiding naar binnen $t = q \cdot e$
		e [m]	e [m]			
Draag-constructie (buis blijft tussen opleggingen)	25	0	0	t_p	0	0
Tribune met spanten	82	$5,7 - 8/2 = 1,7$	$5,7 + 8/2 = 9,7$	t_p	140	800
Dak	37	5,7	5,7	t_p	210	210
Personen	$p=4$	$5,7/2 = 2,85$	$5,7 + 8/2 = 9,7$	t_v	65	310
Sneeuw	14	5,7	5,7	t_v	80	80
Totaal	$q_{rep} = 190$			t_{rep}	495	1400
				e_{gem}	$t_{rep} / q_{rep} = 495/190 = 2,6 \text{ m}$	$t_{rep} / q_{rep} = 1400/190 = 7,4 \text{ m}$

tabel 2.1 Eigen gewicht van tribunes en de excentriciteiten geven een verdeelde torsielast

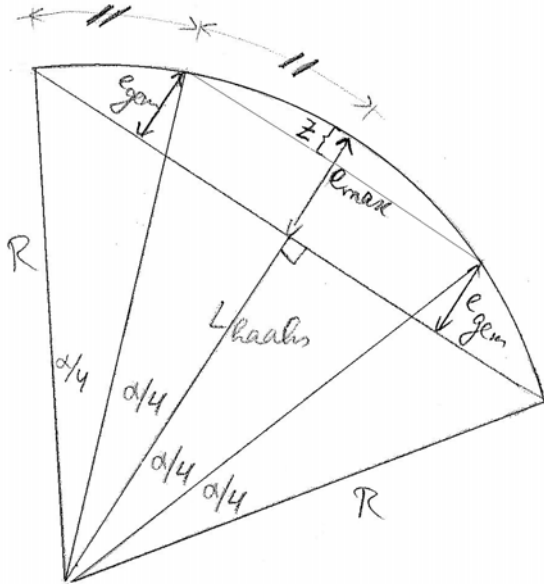
Betonnen driehoekige koker op het rechte stuk

Belasting	q [kN/m']	Uitbreiding naar buiten	Uitbreiding naar binnen		Uitbreiding naar buiten $t = q \cdot e$	Uitbreiding naar binnen $t = q \cdot e$
		e [m]	e [m]			
Koker en tribune	183	$5,7 - 8/2 = 1,7$	$4+1 = 5$ Ervan uitgaande dat de koker dicht langs de rand ondersteund wordt.	t_p	311	915
Dak	37	5,7	5,7	t_p	210	210
Personen	$p=4$	$5,7/2 = 2,85$	$5,7 + 8/2 = 9,7$	t_v	65	310
Sneeuw	14	5,7	5,7	t_v	80	80
Totaal	$q_{rep} = 190$			t_{rep}	666	1515
				e_{gem}	$t_{rep} / q_{rep} = 666/190 = 3,5 \text{ m}$	$t_{rep} / q_{rep} = 1515/190 = 8,0 \text{ m}$

tabel 2.1 Eigen gewicht van tribunes en de excentriciteiten geven een verdeelde torsielast

12.2 Goniometrie van de steunpunten

Een lijn door e_{gem} getrokken is de zwaartelij van de cirkelboog. De boog is immers in 4 gelijke delen opgedeeld, en per helft geeft e_{gem} het zwaartepunt aan. Bij benadering kan dus een kwarthoek uitgemeten worden; in het betreffende punt ligt het zwaartepunt van de cirkelboog.



Basisvergelijkingen:

$$\cos \alpha/2 = L_{\text{haaks}} / R \quad \rightarrow L_{\text{haaks}} = R \cdot \cos \alpha/2$$

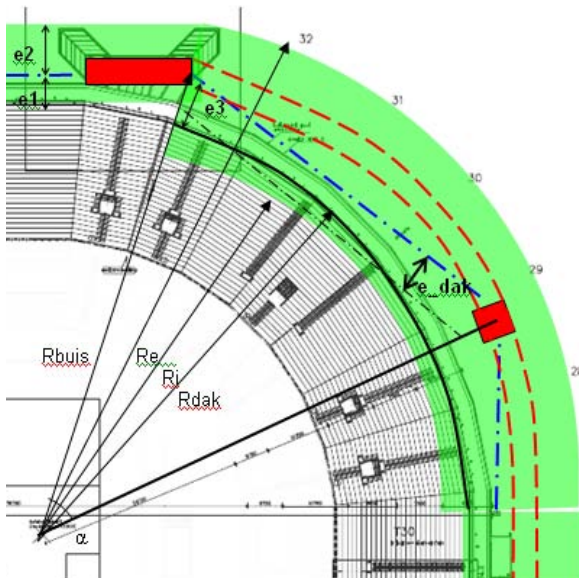
$$e_{\text{max}} = R - L_{\text{haaks}} = R - R \cdot \cos \alpha/2 = R (1 - \cos \alpha/2)$$

$$z = R - R \cdot \cos \alpha/4 = R (1 - \cos \alpha/4)$$

$$\begin{aligned} e_{\text{gem}} &= e_{\text{max}} - z \\ &= R - R \cdot \cos \alpha/2 - (R - R \cdot \cos \alpha/4) \\ &= R \cdot (\cos \alpha/4 - \cos \alpha/2) \end{aligned}$$

Deze grootheden worden toegepast op de buis, de tribune en het dak, door de juiste R te gebruiken.

Dan is bijv. e_{buis} de excentriciteit vanaf de lijn tussen de steunpunten (dus R_{buis}) tot het zwaartepunt van deze cirkelboog.



Voor de excentriciteit van het dak geldt:

$$\begin{aligned} e_{\text{dak}} &= L_{\text{haaks}} - R_{\text{dak}} - z_{\text{dak}} \\ &= L_{\text{haaks}} - R_{\text{dak}} - [R_{\text{dak}} - R_{\text{dak}} \cdot \cos(\alpha/4)] \\ &= L_{\text{haaks}} - 2 \cdot R_{\text{dak}} + R_{\text{dak}} \cdot \cos(\alpha/4) \end{aligned}$$

Op analoge wijze geldt voor de tribune:

$$\begin{aligned} e_{\text{trib}} &= L_{\text{haaks}} - R_{\text{trib}} - z_{\text{trib}} \\ &= L_{\text{haaks}} - R_{\text{trib}} - [R_{\text{trib}} - R_{\text{trib}} \cdot \cos(\alpha/4)] \\ &= L_{\text{haaks}} - 2 \cdot R_{\text{trib}} + R_{\text{trib}} \cdot \cos(\alpha/4) \end{aligned}$$

$$\text{met } R_{\text{trib}} = R_e - R_i$$

Voor de buis geldt de basisvergelijking:

$$\begin{aligned} e_{\text{buis}} &= e_{\text{max}} - z_{\text{buis}} \\ &= R_{\text{buis}} \cdot (\cos \alpha/4 - \cos \alpha/2) \end{aligned}$$

12.3 Spreadsheet voor optimalisatie

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W
1																							
2																							
3																							
4																							
5																							
6																							
7																							
8																							
9																							
10																							
11																							
12																							
13																							
14																							
15																							
16																							
17																							
18																							
19																							
20																							
21																							
22																							
23																							
24																							
25																							
26																							
27																							
28																							
29																							
30																							
31																							
32																							

Bestand

Bewerken

Beeld

Invoegen

Opmaak

Extra

Data

Imandra

Verster

Help

A

B

C

D

E

F

G

H

I

J

K

L

M

N

O

P

Q

R

S

T

U

V

W

Optimale ondersteuningsplaats in de bocht

Berekend in uiterste grenstoestand, volbelaste tribune

Torsie is positief indien het naar buiten draait

Dus excentriciteit is positief als ze buiten de rechte lijn tussen de steunpunten valt

b_recht stuk vanaf rand

b_tribune_in_bocht

e1

e2

e3

Ri

Re

R_tribune_hartlijn

R_dak

R_buis_hartlijn

q-last tribune + pers

q-last dak

q-last buis

q_d_totaal

12,7 m

12,7 m

5,35 m

7,35 m

9,00 m

58,5 m

71,2 m

64,9 m

71,2 m

80,2 m

172,7 kNm

66,2 kNm

43,8 kNm

282,8 kNm

(6,7 < b < 12,7 afhankelijk van gekozen e1)

(indien toren tussen bestaande trappenhuizen: e1 = 5,35 m)

(>71,2 bij een uitbreiding vanaf de bestaande rand)

(buis is centrisc op steunpunt sp geplaatst)

(in verhouding van tribunebreedte van berekende netkous)

b recht stuk 13 m

stoelen in bochten: 11.660

stoelen rechte stukken: 5.398

Totaal aantal stoelen: 17.058

alpha graden	L_trib m	L_dak m	L_buis m	Lrecht m	Lhaaks m	G_trib kN	e_trib m	T_tribune kNm	G_dak kN	e_dak m	T_dak kNm	G_buis kN	e_buis m	T_buis kNm	Torsie_tot kNm	alpha graden
10	11,3	12,4	14,0	14,0	79,9	1955	-15,0	-14,645	823	-8,6	-3,550	613	0,2	70	-18,125	10
20	22,6	24,9	28,0	27,9	79,0	3910	-13,9	-27,144	1646	-7,5	-6,180	1227	0,9	560	-32,764	20
30	34,0	37,3	42,0	41,5	77,5	5865	-12,1	-35,372	2469	-5,7	-6,984	1840	2,0	1,883	-40,473	30
40	45,3	49,7	56,0	54,9	75,4	7820	-9,5	-37,254	3292	-3,1	-5,072	2453	3,6	4,438	-37,887	40
45	50,9	55,9	63,0	61,4	74,1	8797	-8,0	-35,185	3703	-1,5	-2,827	2760	4,6	6,298	-31,714	45
50	56,6	62,1	70,0	67,8	72,7	9775	-6,3	-30,784	4114	0,2	415	3067	5,6	8,606	-21,762	50
60	67,9	74,6	84,0	80,2	69,5	11730	-2,4	-14,049	4937	4,2	10,296	3680	8,0	14,741	10,989	60
70	79,2	87,0	98,0	92,0	65,7	13684	2,2	14,748	5760	8,8	25,343	4293	10,8	23,166	63,257	70
80	90,5	99,4	112,0	103,1	61,4	15639	7,3	57,273	6583	14,1	46,270	4906	13,9	34,165	137,708	80

alpha/360*2*PFRbuis

alpha/360*2*PFRi

alpha/360*2*PFR_tribune

2*Rbuis*sin(alpha/2)

Rbuis*cos(alpha/2)

q_trib*L_trib

L_haaks - 2*R_trib + R_trib*cos(alpha/4)

G_trib*e_gem/2

q_dak*L_dak

L_haaks - 2*Rdak + Rdak*cos(alpha/4)

Gdak*e_gem/2

qbuis*L_buis

Rbuis*[COS(alpha/4)-COS(alpha/2)]

G_buis*e_gem/2

sommatie T_b

12.4 Bericht over kandidaatstelling voor WK2018

Bron:

http://www.nu.nl/news/1141325/43/Premier_zeer_enthousiast_over_WK-voetbal_in_Nederland.html

Premier zeer enthousiast over WK-voetbal in Nederland

Uitgegeven: 5 juli 2007 12:58

Laatst gewijzigd: 5 juli 2007 13:49

DEN HAAG - Premier Jan Peter Balkenende en staatssecretaris Jet Bussemaker van Sport zijn "zeer enthousiast" over het idee om in 2018 het wereldkampioenschap voetbal in Nederland en België te organiseren.



Balkenende heeft dat donderdag gezegd tijdens een gesprek met een delegatie van de Koninklijke Nederlandse Voetbalbond (KNVB).

Volgens de premier zou het organiseren van het WK voetbal goed zijn voor de sport en zou de maatschappelijke betekenis ervan groot zijn. "We kennen allemaal het Oranjegevoel bij grootschalige voetbalevenementen." Ook het economische effect van een WK in Nederland moet niet worden onderschat, aldus Balkenende.

Fantastisch initiatief

Volgens Balkenende heeft de KNVB nog niet gevraagd om een definitief politiek besluit. "Daarvoor is het nu ook nog te vroeg. Maar het kabinet vindt het wel een fantastisch initiatief."

De KNVB zal met andere betrokkenen een notitie opstellen waarin alle gevolgen van de organisatie van het WK in kaart worden gebracht. Volgend jaar valt op basis hiervan een besluit over de kandidaatstelling.

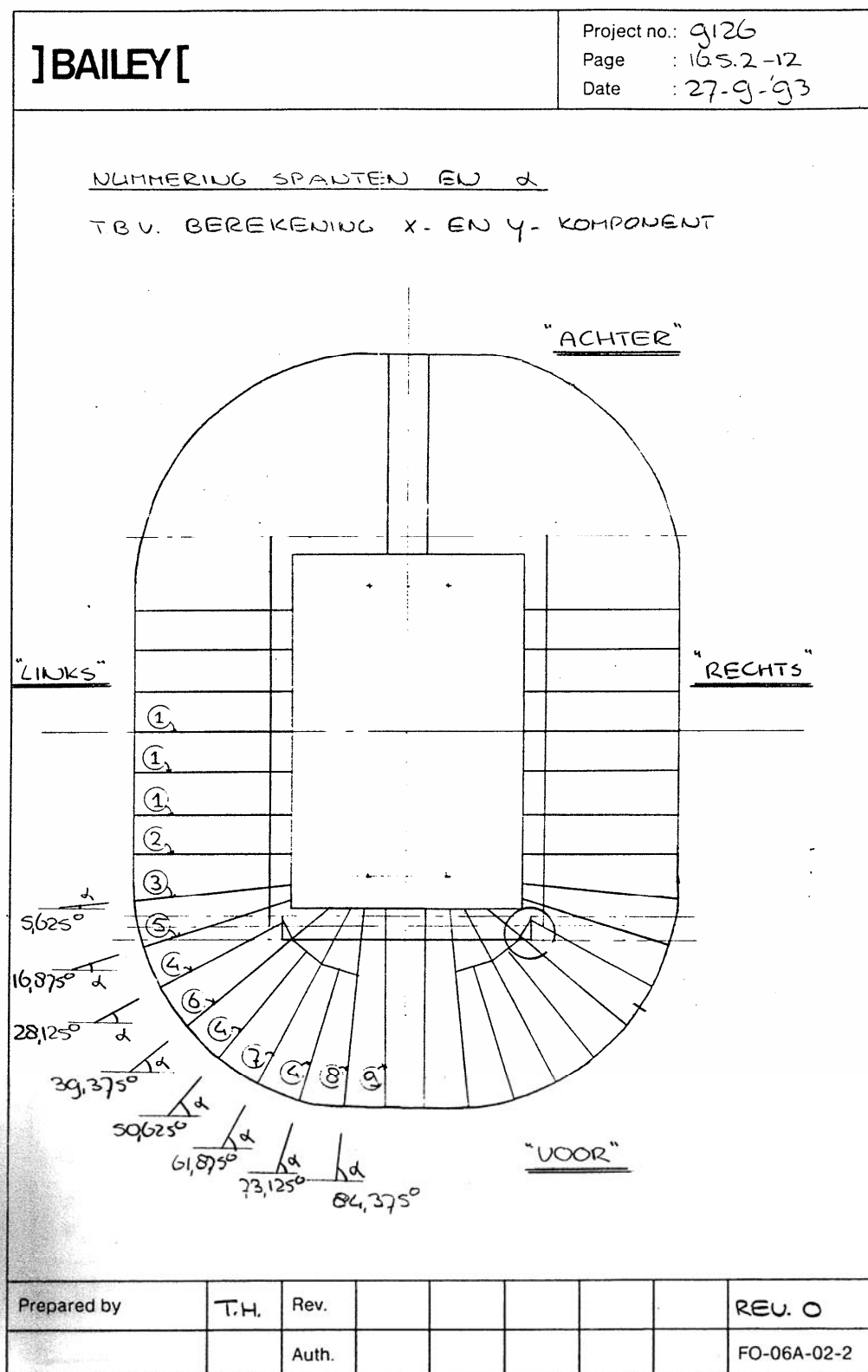
KNVB

Algemeen directeur van de KNVB Harry Been kwam zeer verheugd uit het onderhoud met Balkenende en Bussemaker: "We hebben het maximale resultaat behaald."

"Ik heb veel meer steun gekregen dan destijds in aanloop naar Euro 2000", sprak Been, die zeven jaar geleden toernooidirecteur was van het EK, dat Nederland en België samen organiseerden.

"Balkenende zei precies die woorden die ik had willen gebruiken om hem te motiveren. Hij sprak de taal van KNVB."

12.5 Dakberekening



BAILEY

Project no.: 9126
 Page : 16.5.2-13
 Date : 27-9-'93

BELASTING UIT SPANTEN (VERTIKAAL)

OVERGENOMEN UIT SPANTEN BEREKENING:
 BIJLAGE I

	PERMANENTE BELASTING	SNEELW BELASTING	
F_1	181 kN	186 kN	$(= -F_2)$
F_2	172 kN	171 kN	
F_3	150 kN	132 kN	
F_5	136 kN	116 kN	
F'_6	210 kN	165 kN	
F_7	313 kN	257 kN	
F_8	261 kN	212 kN	
F_9	235 kN	216 kN	
F_{10}	56 kN	39 kN	
F_{11}	133 kN	106 kN	

$F'_6 = 0,5 * \text{SPANT 4} + \frac{4,6}{9,4} * \text{SPANT 6}$
 $F_{10} = R_1$
 $F_{11} = R_2$

$\left. \begin{array}{l} F_{10} = R_1 \\ F_{11} = R_2 \end{array} \right\}$ VAN OPVANGLIGGER TUSSEN TREKSTANGEN // OPVANGLIGGER.

Prepared by	T.H.	Rev.						REV 0
		Auth.						FO-06A-02-2

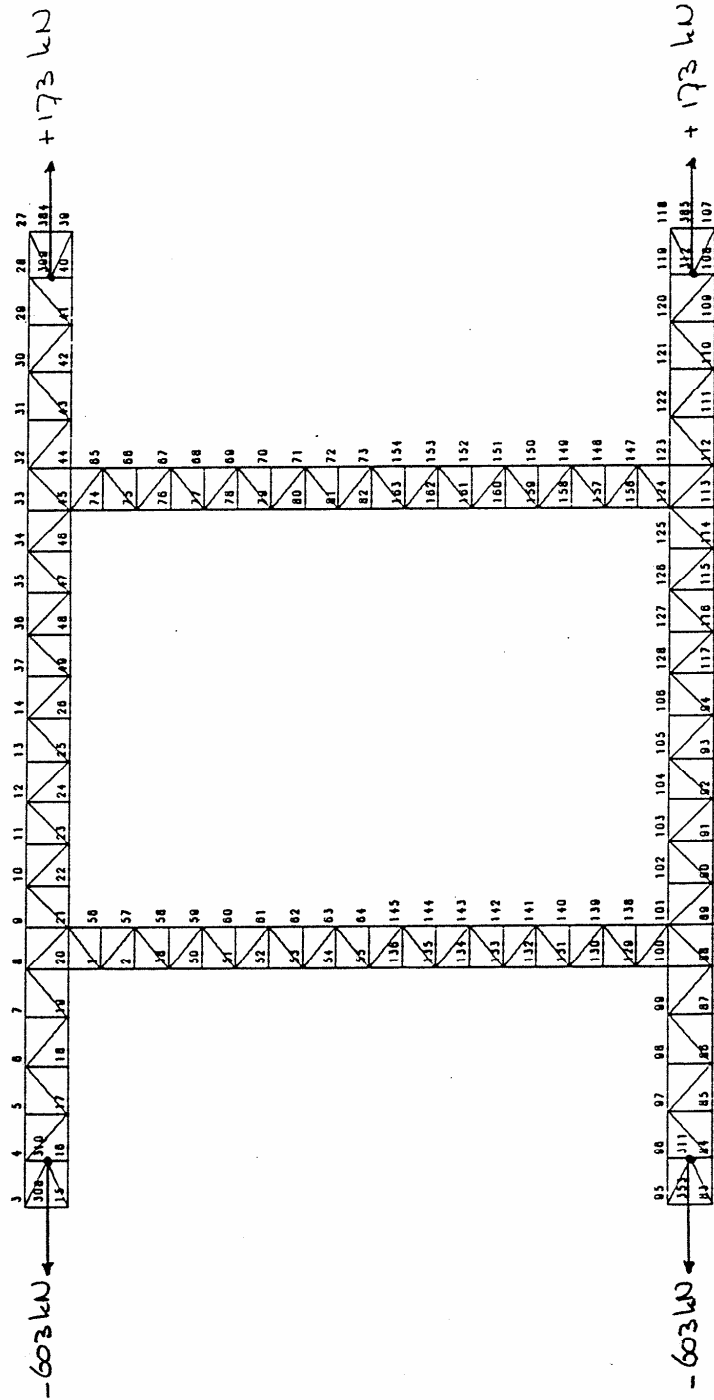
BELASTING GEVAL: 10

OVERZICHT Z=0

H. KRACHTEN UIT

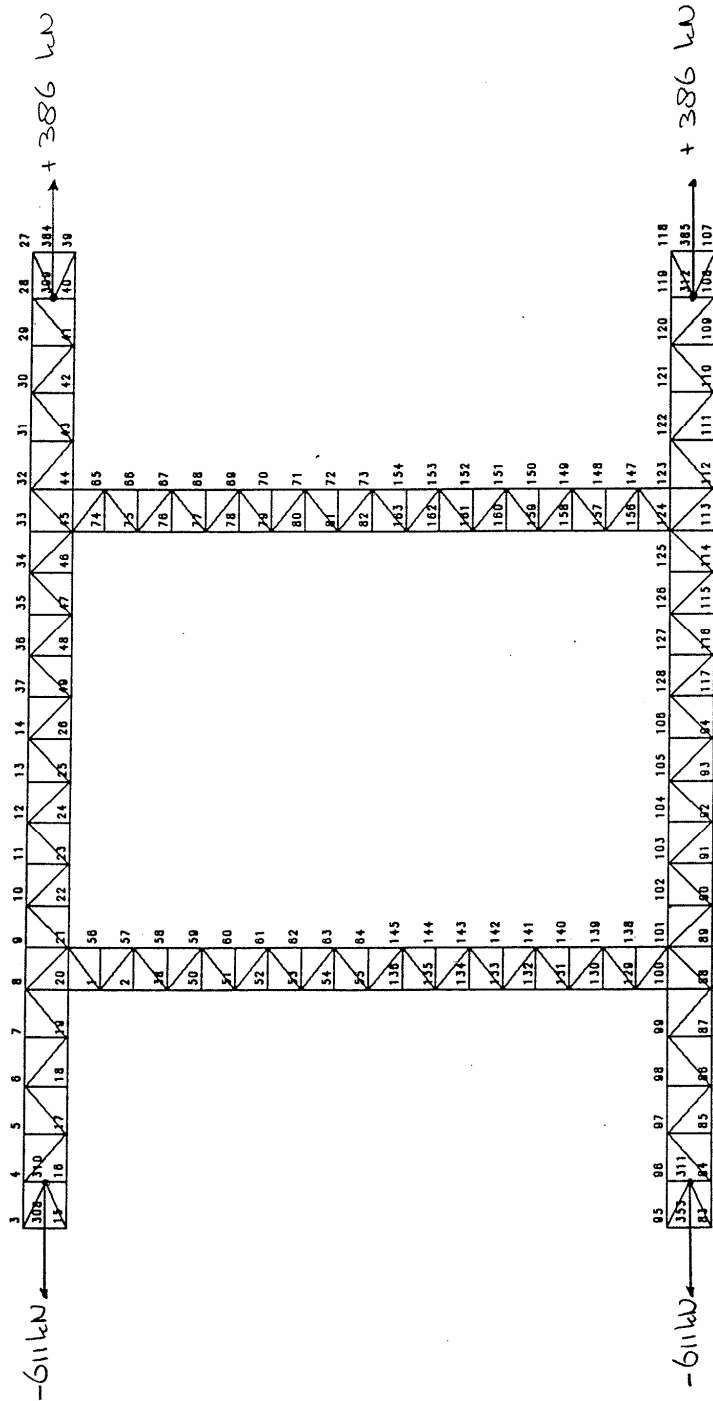
DAKVERBAND

Projectno: 9126
PAGE: 16.5.2-25
DATE: 27-9-93



BELASTING GEVAL II
H. KRACHTEN UIT
DAKVERBAND

OVERZICHT Z=0



STRUCTURAL SOFTWARE, INC

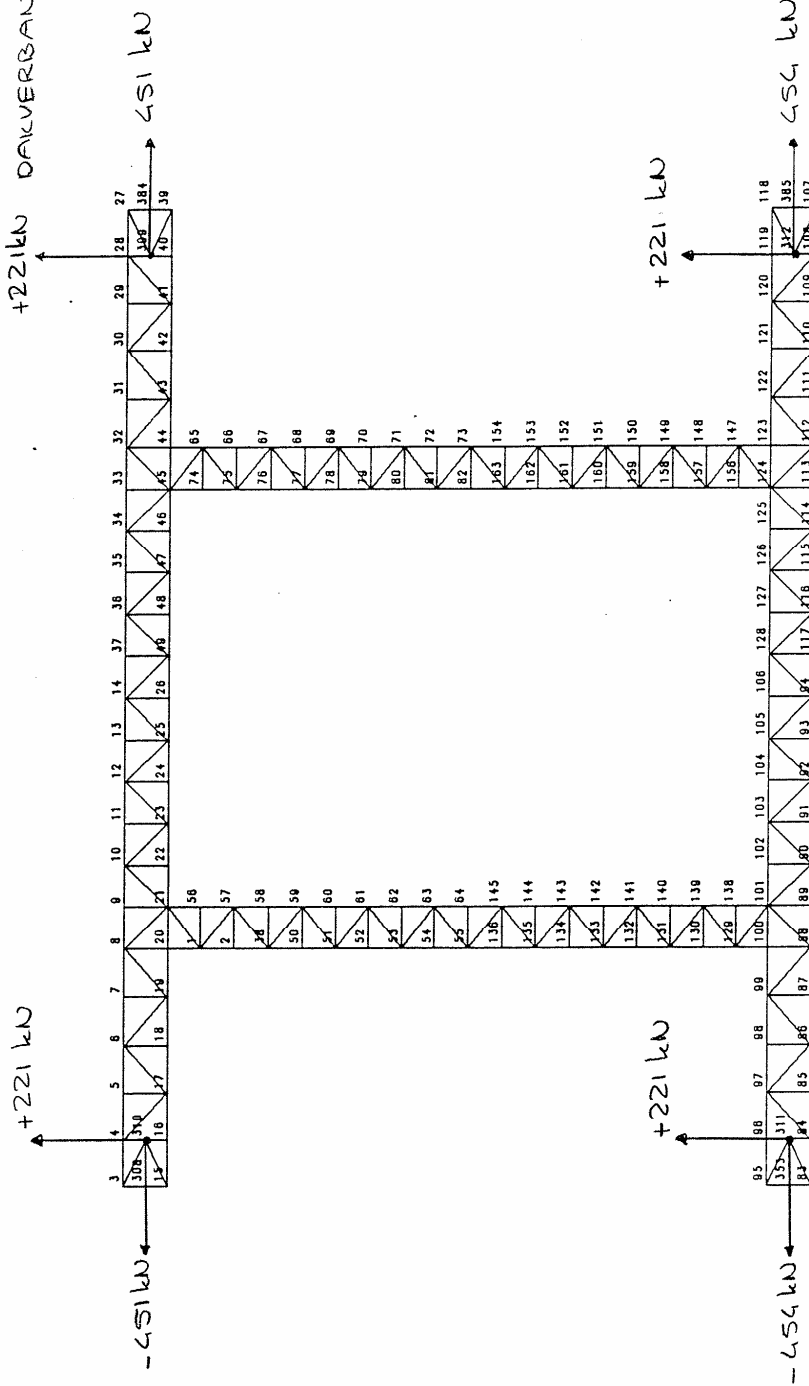
BELASTINGGEVAL: 15

H-KRACHTEN UIT

DAKVERBAND

PAGE : 16.5.2-42

OVERZICHT Z=0

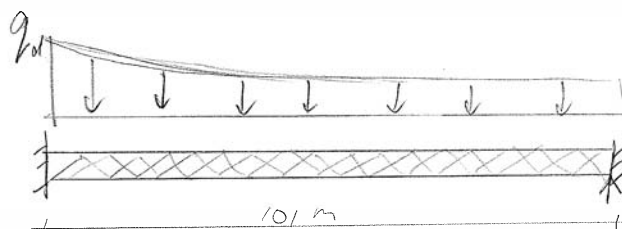
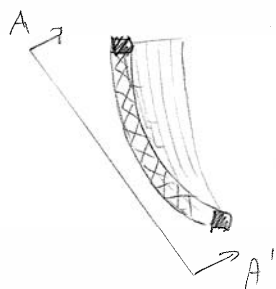


STRUCTURAL SOFTWARE, INC

12.6 Berekening concepten

12.6.1 CONCEPT 1A

Berekening concept 1



doorsnede A-A'

Belasting

* Algemeen

reusen $p = 5.0 \text{ kN/m}^2$

$p_{\text{reus}} = 15.6 \text{ kN/m}^2$

tribune $p = 8.6 \text{ kN/m}^2$

$p_d = 292 \text{ kN/m}^2$

gordijnen $p = 2.0 \text{ kN/m}^2$

$p_{\text{dak}} = 66.2 \text{ kN/m}^2$

dakrand $q = 66.2 \text{ kN/m}$

* Belasting op netthous

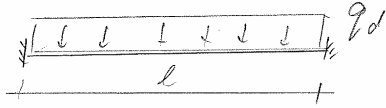
Torre is ongeveer 0, dus wordt niet meegenomen.

Breedte loopt van 30.0 m tot 12.7 m.

$q_{\text{links,d}} = 837 \text{ kN/m}$ excl. eigen gewicht

$q_{\text{rechts,d}} = 323 \text{ kN/m}$ excl. e.g.

$q_{\text{netthous}} \approx 150 \text{ kN/m}$

Reaches: momenten

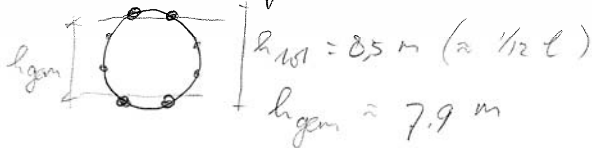
Een vereenvoudigd tot volle maximale belasting

$$q_d = q_{\text{links}} + q_{\text{rechts}} \cdot 1,2$$

$$= 835 + 150 \cdot 1,2$$

$$= 1014 \text{ kN/m}$$

$$M_d = \frac{1}{12} q_d l^2 = 862.000 \text{ kNm}$$

Dimensionering

$$T = D = \frac{M}{h} = \frac{862000}{7,9} = 109100 \text{ kN} \quad \text{boven in en onderen.}$$

Opgenomen door 4 trekstaven en 4 drukstaven.

$$N = \frac{T / \cos(30)}{4} = \frac{1,15 \cdot 109100}{4} = 31500 \text{ kN}$$

$$A_{\text{len}} = \frac{N_d}{f_y} = \frac{31500 \cdot 10^3}{355} = 88.732 \text{ mm}^2$$

Het zwaarste HD profiel HD 400 x 400 x 745

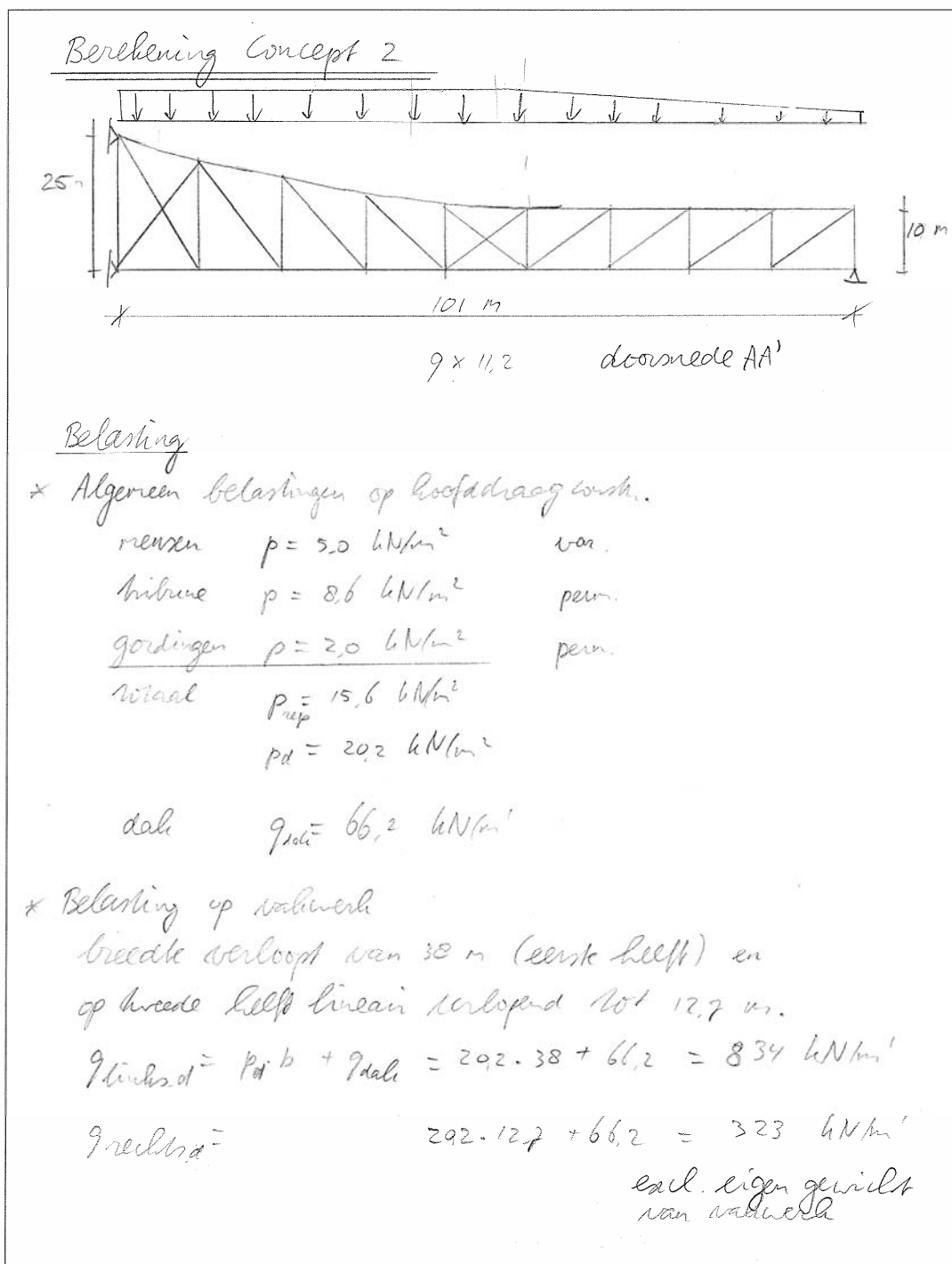
$A = 94.800 \text{ mm}^2$ voldoet. Maar dit is (lijna?) niet lasbaar. Constructie in de breed.

Naam: _____

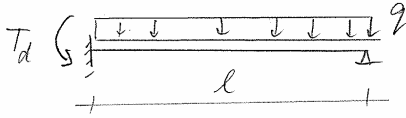
Datum: _____

Blad: _____

12.6.2 BEREKENING CONCEPT 2A



Readies: momenten, dwarskracht



$$T_d = \frac{1}{8} q l^2$$

q. last wordt maximaal genomen: $q_d = 834 \text{ kNm/m}$
 lengte $l = 101 \text{ m}$

$$T_d = \frac{1}{8} \cdot 834 \cdot 101^2 = 1052500 \text{ kNm}$$

Wordt bij linker oplegging verdeeld als

① → T

$$T \approx D = \frac{M}{h} = \frac{1052500}{25} = 51700 \text{ kN}$$

① ← D

Dimensionering profiel

$$A_{ben} = \frac{N_d}{f_y} = \frac{51700 \cdot 10^3}{355} = 145662 \text{ mm}^2$$

is onmogelijk met
standaard profielen

HEM1000 heeft $A = 44400 \text{ mm}^2$

Conclusie

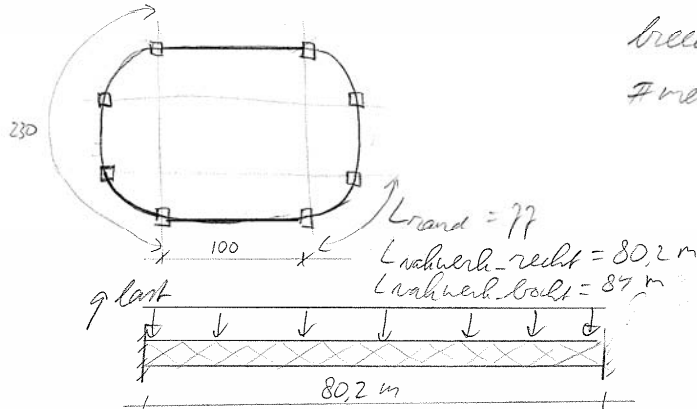
Het is een efficiënt vakwerk (helemaal recht, geen boog), maar zelfs deze voldoet niet aan dit concept. De zichtlijnen kunnen met een constructie als deze niet ten volle benut worden. → kleinere breedte nodig!

Naam: _____

Datum: _____

Blad: _____

12.6.3 BEREKENING CONCEPT 1B

Berekening concept 1B

breedte tribune = 12,7 m

mensen ≈ 17000 Belastingen

* Lijstlast op ruitvormig-valwerkligger

q last personen $q = p \cdot b = 50 \cdot 12,7$ q last tribune $q = p \cdot b = 86 \cdot 12,7$

q last dak p.m. zie Moederzoch

q last constructie (schutting)

 $q_{rep} = 63,5$ $q_d = \frac{358}{329} \text{ kN/m'}$

kN/m'	
PB	VB
	63,5
109	
6625	14
44	
219	63,5

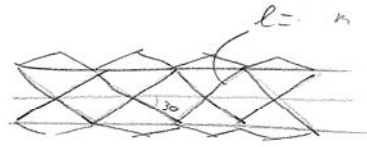
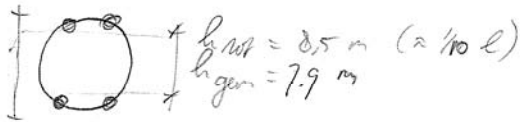
Reactie: momenten

$$M_d = \frac{1}{2} q_d l^2$$

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot 358 \cdot 892^2 = 192.000 \text{ kNm}$$

$$V_d = \frac{1}{2} \cdot 358 \cdot 892 = 15.360 \text{ kNm}$$

$$V_d = \frac{1}{2} q_d l$$

DimensioneringEis op sterkte: $N_d < N_{cud}$ Eis op stijfheid $\delta_{bifh} \leq 0,003 \cdot l$
 $\leq 12 \text{ mm}$ Op sterkte:

$$T = D = \frac{M}{h_{gem}} = \frac{192000}{7,9} = 24300 \text{ kN} \quad \text{bovenin en onderin}$$

Opgenomen door 4 drukstaven en 4 trekstaven.

$$N = \frac{T / \cos 30}{4} = 2016 \text{ kN}$$

$$A_{ben} = \frac{N_d}{f_y} = \frac{2016 \cdot 10^3 \text{ N}}{355} = 19.763 \text{ mm}^2$$

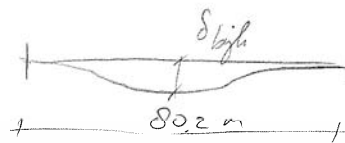
Lengte buisstaf = 7,85

Keus voor profiel Buis 355,6 / 30 ($A = 30687 \text{ mm}^2$)

Doorsnede vlakwerk 8,5 m

Unity check = 0,869 (via Technosoft Construct)
(normierend ingevoerd)Op stijfheid

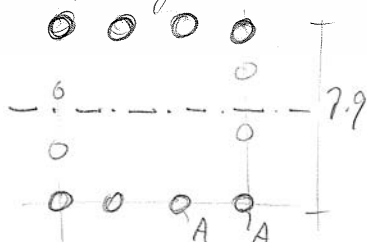
$$\delta_{bifh} = \frac{1}{384} \frac{q_{var} \cdot l^4}{EI}$$



Naam: _____

Datum: _____

Blad: _____

Bepaling van I 

$$I = \sum A \cdot z^2$$

Alleen de staven bijdragen aan
boven- en onderregel worden
meegenomen

$$I = 2 \cdot 4 \left(\frac{7900}{2} \right)^2 A = 125 \cdot 10^6 A \text{ [mm}^4\text{]}$$

stijfheidsverhouding vanwege dwarskrachtvervorming
van vakwerk = 0,85 (schakeling)

$$I_{\text{rep}} = 106 \cdot 10^6 A \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$\delta_{\text{bifl}} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_{\text{van}} \cdot l^4}{EI} = \frac{1}{384} \cdot \frac{63,5 \cdot 80200^4}{210.000 \cdot 106 \cdot 10^6 \cdot A} \leq 12$$

$$A_{\text{ben}} \geq 25600 \text{ mm}^2$$

Buis 355,6 / 28 ($A = 28.812$) voldoet

Kewze

buis 355,6 / 30 met S355

Op het stuk in de bochten.

Op de lange rechte stukken is de overspanning

$$\frac{100}{89,2} = 1,25 \times 20 \text{ groot, dus } A_{\text{ben}} = 1,25^4 \cdot A_{\text{vakt}} = 2,44 \times A_{\text{bocht}}$$

Een grotere diameter van het vakwerk is daar vereist,

of een roepeler doorbuigcentrum, want $\frac{\delta}{l} = \frac{12}{100.000} \approx \frac{1}{8333} l$
is erg streng.

Naam: _____

Datum: _____

Blad: _____

Toets op verdraaiing langs de as



komt in een later stadium met
ESA PT. Wordt parametrisch
ingevoerd, opdat er geoptimaliseerd
kan worden.

Naam: _____ Datum: _____

Blad: _____



Uitbreiding Amsterdam ArenA

Ct5060 Afstudeerwerk

Fase 4 van 4

Constructief ontwerp

Afstudeerder: **P.C. Kuiper**
 Studienummer: 1091956
 Datum: 14-01-2008

Technische Universiteit Delft
 Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen



Afstudeerbedrijf:
 ARCADIS Bouw en Vastgoed



Studentgegevens

Naam: P.C. Kuiper
Studienummer: 1091956
Master-variant: Building Engineering
Beginjaar studie: 2001

Adres: Zuideindseweg 80a
PC + woonplaats: 2645 BH Delfgauw
Email: kuiper.pc@gmail.com
Telefoon: 015-2618409
Mobiel: 06-27061873

Voorwoord

Dit is het rapport van fase 4 van totaal 4 fasen van het afstudeerwerk 'Uitbreiding Amsterdam ArenA'. Onderzoek wordt gedaan naar de mogelijkheid om voetbalstadion Amsterdam ArenA uit te breiden tot een capaciteit van 70.000 zitplaatsen. Dit wordt gedaan met een extra tribune – de derde ring – die boven de bestaande tribune geplaatst wordt. De benodigde ruimte hiervoor komt vrij door het bestaande dak op te vijzelen. Zo kan de ArenA uitbreiden terwijl het bestaande dak gespaard blijft.

Deze studie wordt gedaan in het kader van mijn studie Civiele Techniek aan de TUDelft, afdeling Gebouwen en Civieltechnische Constructies. Het afstuderen wordt gedaan in samenwerking met ARCADIS Bouw en Vastgoed in Den Haag.

In dit rapport wordt het Constructief Ontwerp behandeld. Er wordt een constructieve onderbouwing en uitwerking gegeven van het ontwerp dat in de vorige fase gemaakt is. In het hoofdrapport wordt vooral het systeem uitgelegd, in de bijlagen zijn berekeningen opgenomen.

De verschillende fasen betreffen een chronologische verslaglegging, waardoor alle gemaakte keuzes terug te lezen zijn. In het Eindrapport wordt het eindproduct nogmaals gepresenteerd; hier zal de nadruk liggen op de samenhang tussen alle gemaakte ontwerpkeuzes.

Pieter Kuiper

Scheveningen, januari 2008

Inhoudsopgave

Studentgegevens	1
Voorwoord	2
Inhoudsopgave	4
Samenvatting	6
1 Inleiding	8
2 Bepaling vorm hoofddraagconstructie	10
2.1 Vergelijking stijfheden	10
2.1.1 Belastingen t.b.v. vergelijking	11
2.1.2 Buigstijfheid	12
2.1.3 Torsiestijfheid	13
2.1.4 Samenvatting en conclusie	15
2.2 Vervormingen	15
2.3 Secundaire constructie	16
2.3.1 Materiaalgebruik per 12,3 m	18
2.3.2 Dakplaatsing	18
2.3.3 Bevestiging tribune	19
2.3.4 Samenvatting en conclusie	19
2.4 Gebruiksvriendelijkheid	19
2.5 Architectuur	20
2.6 Samenvatting en conclusie	20
3 Windafdracht en stabiliteit	22
3.1 Windbelasting	22
3.2 Verticale oplegreacties	23
4 Ontwerp secundaire draagconstructie	24
4.1 'Vingers'	24
4.2 Tribune-elementen	26
5 Onderzoek naar stijfheid en sterkte van netkous	28
5.1 Vervormingen van de netkous	29
5.1.1 Buigstijfheid	29
5.1.2 Wringstijfheid	30
5.1.3 Conclusie voor stijfheid van netkous	30
5.2 Optredende spanningen	31
5.2.1 Buigspanningen	31
5.2.2 Wringspanningen	32
5.2.3 Conclusie voor spanningen in netkous	32
5.3 Conclusie	33
6 Variabelen van de netkous	34
6.1 Uitleg onderzoek	34
6.2 Observaties	36
6.3 Conclusies	36
7 Eenvoudige berekening constructie	38
7.1 Inleiding op rekenmodel B	38
7.2 Berekeningsrapport model B	40
7.3 Toetsing netkous op sterkte	46
7.4 Toetsing op stijfheid	46
8 ESA berekening constructie	48
8.1 Krachten	48
8.2 Spanningen	49
8.3 Vervormingen	50
8.4 Mogelijke doorontwikkeling met een drukring	51
8.4.1 Uitleg van het idee	51
8.4.2 Waarom niet toepassen?	52

9	Uitvoering	54
9.1	Nieuwe torens	54
9.2	Overzicht methode 1	55
9.3	Overzicht methode 2	56
9.4	Doorsneden methode 1 – dak wordt met nieuwe constructie opgetild	58
9.5	Doorsneden methode 2 – dak wordt opgetild vanaf op hoogte gebouwde constructie	64
10	Bijlagen	68
10.1	Berekening ‘vingers’ op recht stuk	68
10.2	Berekening ‘vingers’ in de bochten	71
10.3	Berekening secundaire draagconstructie	73
10.3.1	Lange kolommen aan de buitenzijde	73
10.3.2	Korte kolommen aan de binnenzijde	74
10.4	Windbelasting	75
10.4.1	Rekenuitgangspunten voor het dak	75
10.5	Berekening opleggingen netkous	79

Samenvatting

In deze bijlage is de fase van het constructief ontwerp opgenomen. Hierin is onderzoek gedaan naar het constructieve gedrag van de netkous.

Uitgangspunt hierbij was een grove doorsnede-bepaling zoals in het Vooronderzoek gedaan is. Met behulp van een eenvoudige Steiner berekening is de benodigde stijfheid van de netkous bepaald. Deze bepaling heeft als uitgangspunt gediend voor het complexe ESA model. De conclusie is dat de eenvoudige bepaling niet voldoet, omdat ze niet de combinatie van buiging en torsie meeneemt. De spanningen in het complexe ESA model bleken op verschillende plekken veel te groot.

Uit de berekening bleek dat de stijfheid van de constructie voldoet aan de eenvoudige eis uit de NEN dat de doorbuiging kleiner moet zijn dan $0,004 \cdot l$.

De sterkte bleek lokaal niet overal te voldoen. Omdat het voor dit afstuderen te ver zou voeren alle staven te gaan aanpassen aan het krachtenverloop, is ervoor gekozen een kwantitatief onderzoek te doen naar de verschillende variabelen van de netkous. Dit geeft inzichtelijk weer wat de gevolgen van wijzigingen kunnen zijn. En zo kan op een doordachte manier een optimalisatie van de netkous gemaakt worden. De belangrijkste conclusies liggen wellicht voor de hand, maar waren voor de afstudeerder nog niet zo bekend:

- een grotere spoed (meer omwentelingen per lengte) vergroot de dwarskrachtcapaciteit;
- in de bocht, waar torsie een grote rol speelt, is het gunstig om de netkous breder te maken;
- de doorsnede van de ring van plaatstaal kan sterk invloed hebben;
- voor extra buigstijfheid moeten dikkere profielen toegepast worden: vergroting van de totale diameter van de netkous heeft weinig effect. Het vermoeden is dat een grotere diameter alleen effectief is als er meer diagonalen per stramien toegepast worden, dus een dichter maas. Dit vermoeden wordt niet verder uitgezocht.

Verder zijn in dit rapport de dimensies bepaald van:

- de vingers die de radiaalspanen dragen
- de oplegkolommen

Aan de toetsing van het dynamisch gedrag wordt in dit afstudeerwerk niet ingegaan. Dit moet in het definitief ontwerp zeker gedaan worden, aangezien het een belangrijk onderdeel is.

Voor de uitvoering zijn tekeningen gemaakt van twee constructieprincipes. De eerste was ontwikkeld toen nog niet bekend was hoe hoog het nieuwe hoofdgebouw zou worden. Uiteindelijk blijkt het hoofdgebouw zo hoog te worden dat het dak niet met de nieuwe constructie verbonden en opgetild kan worden. Principe 1 is in de praktijk dus niet mogelijk. Principe 2 houdt rekening met het nieuwe hoofdgebouw. Daarin wordt een overspanning van 100 m op de grond gebouwd, en in één keer over het hoofdgebouw heen getild.

De conclusie is dat er verder onderzoek gedaan moet worden naar de precieze uitvoering.

1 Inleiding

In de vorige fase is het Schetsontwerp gemaakt. In deze fase dient dit ontwerp getoetst en geoptimaliseerd te worden. Tevens moet kritisch naar de uitvoeringsaspecten gekeken worden.

In hoofdstuk 2 wordt de vorm van de hoofddraagconstructie vastgelegd. Daarbij spelen de volgende argumenten een rol:

- mechanisch gedrag (hangt samen met de positie van de tribune)
- benodigde secundaire constructie
- gebruiksvriendelijkheid
- architectuur

In hoofdstuk 5 en 6 wordt verdieping gezocht in het gedrag van deze hoofddraagconstructie. Omdat deze gevormd wordt door een ruimtelijk vakwerk, wordt onderzocht welke variabelen invloed hebben op de sterkte en stijfheid van deze constructie. Hiertoe worden één voor één de variabelen aangepast, en wordt berekend wat het resultaat is. Dit geeft inzicht hoe het ruimtelijk vakwerk geoptimaliseerd kan worden.

Daarna wordt het ontwerp berekend volgens een eenvoudig rekenmodel en vervolgens met een uitgebreider rekenmodel. Beide zijn in ESA PT gemaakt, en met snelle handberekeningen gecontroleerd.

Hoofdstuk 9 gaat in op de uitvoering. Middels tekeningen en beschrijvingen worden oplossingen aangedragen hoe de constructie gebouwd kan worden, terwijl de ArenA zo lang mogelijk in bedrijf kan blijven.

2 Bepaling vorm hoofddraagconstructie

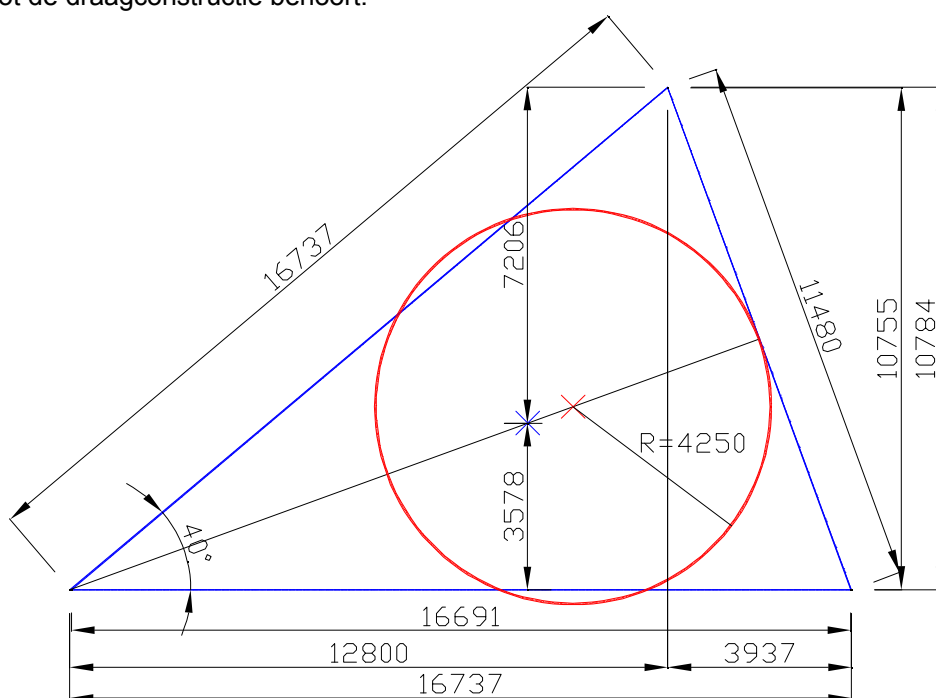
Volgens het Schetsontwerp zijn er twee redelijke opties: een ronde of een driehoekige doorsnede van de netkous. Er zijn verschillende redenen waarom men voor de één of de andere kan kiezen: beloopbare oppervlak, architectonische uitstraling, hoeveelheid verbindingen, en het mechanische gedrag. Dit afstudeerwerk doet vooral onderzoek naar de constructieve aspecten van de uitbreiding, dus in dit hoofdstuk beperken we ons tot de constructieve implicaties van beide hoofddraagconstructies.

2.1 Vergelijking stijfheden

Hieronder zijn de twee vormen van een mogelijke draagconstructie weergegeven. In de vorige fase van het afstuderen zijn ze uitvoerig aan bod gekomen.

De afmetingen van de driehoek zijn vastgelegd door de eis dat de horizontale breedte van de tribune 12,8 m is (16 rijen). Er zijn natuurlijk nog andere driehoeken mogelijk, maar in eerste instantie wordt de grootst mogelijke driehoek beschouwd. Op de lange helling van de driehoekige buis komt direct de tribune te liggen: totaal 16 rijen met een horizontale breedte van 800 mm = 12800 mm. De helling van de tribune is 40° , de overige twee hoeken zijn 70° .

De afmeting van de ronde netkous is met een eerste berekening bepaald op 8,5 m. De ronde netkous zal ook een tribune met een breedte van 12,8 m gaan dragen; deze is niet getekend aangezien ze niet tot de draagconstructie behoort.



Beide doorsneden zullen, indien ze uitgevoerd worden, zo gunstig mogelijk worden gedimensioneerd. Dat betekent meestal dat ze met zo weinig mogelijk staal de benodigde sterkte en stijfheid bezitten. Om een zuivere vergelijking van beide vormen te kunnen maken, moeten de vormen minstens één vergelijkbare eigenschap hebben. Men kan als uitgangspunt nemen beide vormen dezelfde stijfheid of dezelfde sterkte te geven, en dan de benodigde staalprofielen (met bijbehorende staalhoeveelheid) bepalen. Men kan ook dezelfde hoeveelheid staal in beide profielen toepassen, en dan berekenen welke het stijfst is. Deze laatste methode wordt in deze paragraaf gebruikt.

In deze paragraaf wordt onderzocht welk profiel het meest stijf is bij hetzelfde materiaalgebruik. Er wordt vanuit gegaan dat beide profielen kunnen worden ontworpen met hetzelfde fijnmazig net. In dat

geval mogen ze voor een vergelijking van de stijfheden tot een buis geschematiseerd worden; alsof ze uit een plaat zijn gemaakt die in een driehoekige of een ronde vorm is gebogen.

Beide vormen hebben dezelfde staaldoorsnede. Voor deze vergelijking wordt de doorsnede genomen zoals die berekend is in de vorige fase voor de ronde netkous:

$A_s = 16 \cdot A_{\text{buis } 355/30} = 16 \cdot 30687 = 490.992 \text{ mm}^2 \approx 0,50 \text{ m}^2$. De driehoekige netkous krijgt dus ook dit staaloppervlak. Beide vormen worden als dunwandig profiel beschouwd, zodat de dikte gelijk is aan

$$t = A / O$$

met

t = dikte [mm]

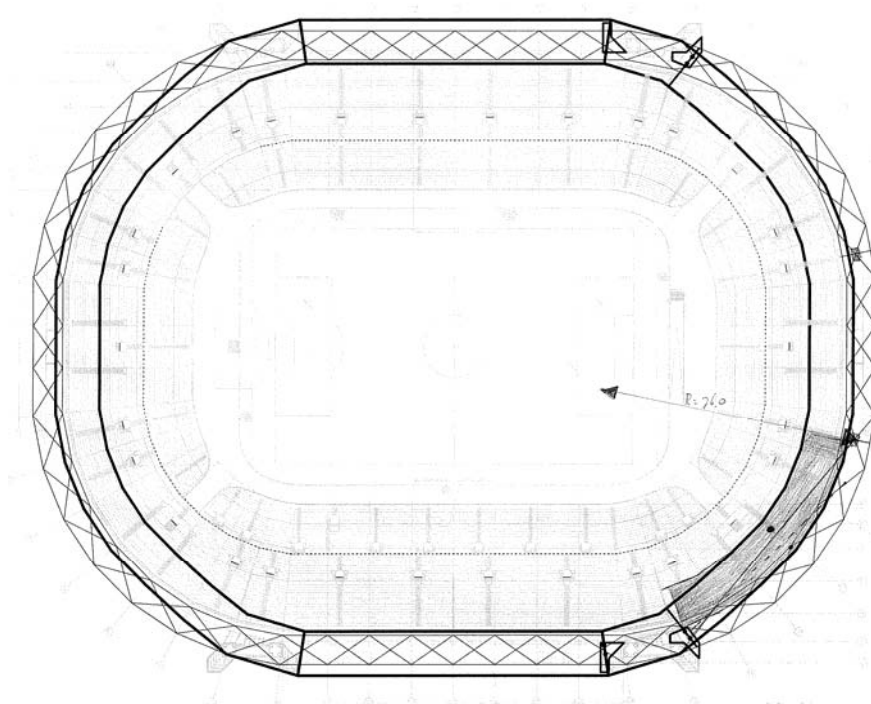
A = oppervlak = $0,50 \cdot 10^6 \text{ [mm}^2\text{]}$

O = omtrek [mm]

Zowel de buigstijfheid als de torsiestijfheid worden van beide profielen bepaald. Of de uitkomsten van deze schematiseringen overeenkomen met de ruimtelijke vakwerken hangt o.a. af van de fijnmazigheid van de diagonalen. Afhankelijk van de vorm kan bij de echte vakwerken ook locale knik de stijfheid verminderen. Aangenomen wordt dat er genoeg verstevigers in de doorsnede van de netkous komen om locale knik te vermijden.

2.1.1 BELASTINGEN T.B.V. VERGELIJKING

De vergelijking wordt gedaan voor het bochtdeel dat gearceerd is in onderstaande tekening. Met de spreadsheet is het gearceerde deel ingevoerd; in werkelijkheid loopt de tribune iets weg om aan te sluiten bij de opleggingen.



Rechte overspanning $L = 76 \text{ m}$

q -last = 259 kN/m^1

$e_{\text{gem}} = 1,8 \text{ m}$

$$M_b = 1/14 \cdot q \cdot L^2 = 107.000 \text{ kNm}$$

$$M_t = 0,5 \cdot G \cdot e = 0,5 \cdot q \cdot L \cdot e = 17.500 \text{ kNm}$$

In de volgende paragrafen worden de buig- en wringstijfheden van beide constructies berekend, evenals de optredende buig- en wringspanningen.

2.1.2 BUIGSTIJFHEID

De volgende formules¹ worden gebruikt voor de buigstijfheid I_{zz} :

	Driehoek $A = \frac{1}{2}bh$ $\bar{y}_C = \frac{1}{3}(2a - b)$ $\bar{z}_C = \frac{2}{3}b$	$I_{yy} = \frac{1}{36}(a^2 - ab + b^2)bh$ $I_{zz} = \frac{1}{36}bh^3$ $I_{yz} = \frac{1}{72}(2a - b)abb^2$	$I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{4}bh^3$ $I_{\bar{y}\bar{z}} = \frac{1}{8}(2a - b)bh^2$ $I_{\bar{y}\bar{y}} = \frac{1}{12}bh^3$
	Dikwandige ring $A = \pi(R_o^2 - R_i^2)$	$I_{yy} = I_{zz} = \frac{1}{4}\pi(R_o^4 - R_i^4)$ $I_{yz} = 0$ $I_p = \frac{1}{2}\pi(R_o^4 - R_i^4)$	
	Dunwandige ring $A = 2\pi R t$	$I_{yy} = I_{zz} = \pi R^3 t$ $I_{yz} = 0$ $I_p = 2\pi R^3 t$	$I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{\bar{z}\bar{z}} = 3\pi R^3 t$

Driehoek

$$O = 2 \cdot 16731 + 11478 = 44.940 \text{ mm}$$

$$t = A/O = 0,50 \cdot 10^6 / 44940 = 11,1 \text{ mm}$$

$$I_{zz, \text{ massief; buiten}} = \frac{1}{36} b \cdot h^3 = \frac{1}{36} \cdot 16737 \cdot 10784^3 = 5,831 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$$

$$I_{zz, \text{ massief; binnen}} = \frac{1}{36} b_{\text{in}} \cdot h_{\text{in}}^3 = \frac{1}{36} \cdot 16691 \cdot 10755^3 = 5,768 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$$

$$I_{zz, \text{ driehoekige koker}} = I_{zz, \text{ massief; buiten}} - I_{zz, \text{ massief; binnen}} = \mathbf{6,30 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4}$$

Cirkel

$$O = 2 \cdot \pi \cdot R = 2 \cdot \pi \cdot 4250 = 26.700 \text{ mm}$$

$$t = A/O = 0,50 \cdot 10^6 / 26.700 = 18,7 \text{ mm}$$

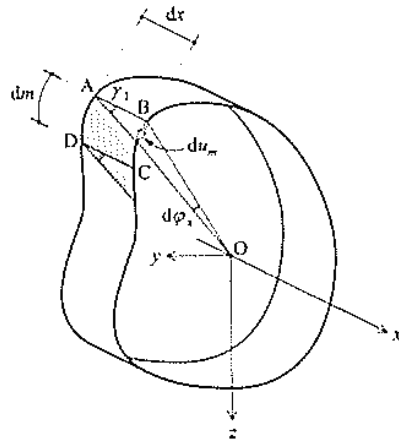
$$I_{zz} = \pi \cdot R^3 \cdot t = \mathbf{4,51 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4}$$

De driehoek heeft dus een factor 1,40 x grotere buigstijfheid dan de cirkel.

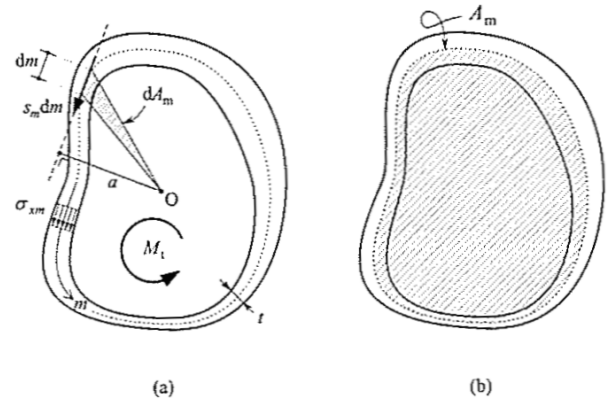
¹ Zie C. Hartsuijker: Toegepaste mechanica deel 2; Spanningen, vervormingen, verplaatsingen.

2.1.3 TORSIESTIJFHEID

Voor de torsiestijfheid wordt gebruik gemaakt van de formules van Bredt.



Figuur 6.23 Uit de dunwandige koker is een smalle strook met kleine lengte dx vrijgemaakt. Op deze strook ligt het kleine rechthoekige elementje ABCD. Door de rotatie $d\varphi_x$ zal het rechthoekige elementje veranderen in een parallellogram. De verandering van de rechte hoek in A wordt veroorzaakt door de verplaatsing van B in de m -richting (de omtreks-richting).



Figuur 6.22 (a) De bijdrage die de schuifspanningen op een klein oppervlakte-elementje met lengte dm leveren tot het totale wringend moment M_t is: $dM_t = a \cdot s_m dm = 2s_m dA_m$. Hierin is $dA_m = \frac{1}{2} a dm$ de oppervlakte van het gearceerde driehoekje. (b) A_m is de oppervlakte die wordt ingesloten door de hartlijn of middellijn m van de dunwandige doorsnede.

Eerste formule van Bredt:

$$\sigma_{xm} = \frac{s_m}{t} = \frac{M_t}{2A_m t}$$

$$M_t = 2A_m s$$

$$s = \tau t$$

$$\tau = \frac{s}{t} = \frac{M_t}{2A_m t}$$

Tweede formule van Bredt:

$$I_t = \frac{4A_m^2}{\oint \frac{1}{t} dm}$$

Bij gelijkblijvende dikte t is de kringintegraal gelijk aan de omtrek op de hartlijn gedeeld door t . Voor een cirkel wordt deze gelezen als:

$$\oint \frac{1}{t} dm = \frac{1}{t} \oint dm = 2\pi R / t = O / t$$

Opmerking: Met behulp van beide formules vindt men voor de welving van de doorsnede:

$$\Delta u_x = \chi \left(\frac{I_t}{2A_m} \int_0^m \frac{1}{t} dm - \int_0^m a dm \right)$$

De afschuifspanning τ bij een torsiemoment van $M_t = 17.500 \text{ kNm} = 17,5 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$ in de doorsnede wordt als volgt berekend:

Cirkel

Afmetingen	$R := 4250 \text{ mm}$	
	$t := 18.7 \text{ mm}$	
	$A_m := \pi \cdot R^2$	$A_m = 56.745 \text{ m}^2$
Polair traagheidsmoment:	$I_{p \text{ cirkel}} := 2 \cdot \pi \cdot R^3 \cdot t$	$I_{p \text{ cirkel}} = 9.02 \text{ m}^4$
Optredend torsiemoment:	$M_t := 17.5 \cdot 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$	
Spanning (eerste formule van Bredt):		
	$\tau = \frac{M_t}{2 A_m \cdot t} = \frac{M_t}{2 \pi R^2 \cdot t} = \frac{M_t \cdot R}{I_p}$	$\tau_{\text{cirkel}} := M_t \cdot \frac{R}{I_{p \text{ cirkel}}} \quad \tau_{\text{cirkel}} = 8.25 \cdot 10^6 \text{ Pa}$

Driehoek

Afmetingen	$t := 11.1 \text{ mm}$	
	$O := 44893 \text{ mm}$	
	$b_m := 16714 \text{ mm}$	
	$h_m := 11465 \text{ mm}$	
	$A_m := 0.5 \cdot b_m \cdot h_m$	$A_m = 95.813 \text{ m}^2$
Polair traagheidsmoment (tweede formule van Bredt):	$I_{t \text{ driehoek}} := 4 \cdot \frac{A_m^2}{\left(\frac{O}{t}\right)}$	$I_{t \text{ driehoek}} = 9.08 \text{ m}^4$
Optredend torsiemoment:	$M_t := 17.5 \cdot 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$	
Spanning (eerste formule van Bredt):	$\tau_{\text{driehoek}} := \frac{M_t}{2 \cdot A_m \cdot t}$	$\tau_{\text{driehoek}} = 8.23 \cdot 10^6 \text{ Pa}$

De torsietraagheid I_t is voor beide profielen ongeveer $9,0 \text{ m}^4$. Daardoor zijn de wringspanningen ongeveer $8,2 \text{ N/mm}^2$.

2.1.4 SAMENVATTING EN CONCLUSIE

Uit voorgaande paragrafen is duidelijk wat het effect van buiging en torsie is op zowel de ronde als de driehoekige netkous. In onderstaande tabel zijn de optredende maximale spanningen weergegeven.

$M_t = 17.500 \text{ kNm}$ (torsiemoment)

$M_b = 107.000 \text{ kNm}$ (steunpuntmoment)

Cirkel	Driehoek
Buigspanning bovenin $\sigma_b = M_b \cdot z / I_{zz}$ $= 107.000 \cdot 10^6 \cdot 4250 / 4,51 \cdot 10^{12}$ $= \mathbf{101 \text{ N/mm}^2}$ (trek)	Buigspanning bovenin $\sigma_b = M_b \cdot z / I_{zz}$ $= 107.000 \cdot 10^6 \cdot 7206 / 6,3 \cdot 10^{12}$ $= \mathbf{122 \text{ N/mm}^2}$ (trek)
Buigspanning onderin $\sigma_b = M_b \cdot z / I_{zz}$ $= 107.000 \cdot 10^6 \cdot (-4250) / 4,51 \cdot 10^{12}$ $= \mathbf{-101 \text{ N/mm}^2}$ (druk)	Buigspanning onderin $\sigma_b = M_b \cdot z / I_{zz}$ $= 107.000 \cdot 10^6 \cdot -3572 / 6,3 \cdot 10^{12}$ $= \mathbf{-60,7 \text{ N/mm}^2}$ (druk)
Wrigspanning over de doorsnede $\tau = M_t / 2 \cdot A_m \cdot t$ $= \mathbf{8,25 \text{ N/mm}^2}$ (schuifspanning)	Wrigspanning over de doorsnede $\tau = M_t / 2 \cdot A_m \cdot t$ $= \mathbf{8,23 \text{ N/mm}^2}$ (schuifspanning)

Uit de berekening van de optredende spanningen blijkt dat de ronde vorm constructief gezien gunstiger is dan de driehoekige. Dit heeft te maken met het effect bij buiging, waarbij hoge spanningen in de top van de driehoek optreden, terwijl de spanningen bij de cirkel beter verdeeld zijn. Omdat het moment positief en negatief kan werken (veld- als steunpuntmomenten), is een horizontale spiegellijn zoals bij de cirkel het gunstigst.

Beide vormen hebben nagenoeg dezelfde torsiestijfheid. Absoluut, maar ook relatief ($8,2 \text{ t.o.v. } 100 \text{ N/mm}^2$) is het torsie-effect dus niet belangrijk.

Bovenstaande overwegingen worden samengevat tabel XX.

Hoofddraagconstructie	Buigstijfheid	Wringstijfheid
Cirkelvormige netkous	+	0
Driehoekige netkous	-	0

Nu de stijfheid bekend is, moet naar de vervormingen gekeken worden.

2.2 Vervormingen

Het feit dat de cirkelvormige doorsnede stijver is, wil niet per definitie zeggen dat de vervormingen kleiner zijn. De afmetingen zijn namelijk verschillend, zodat gecontroleerd moet worden of de maximale verplaatsing van de tribune inderdaad kleiner is. Dat wordt gedaan met de volgende formule:

$$\text{maximale zakking} = \text{rotatie} \cdot \text{maximale horizontale afstand} + \text{zakking t.g.v. doorbuiging}$$

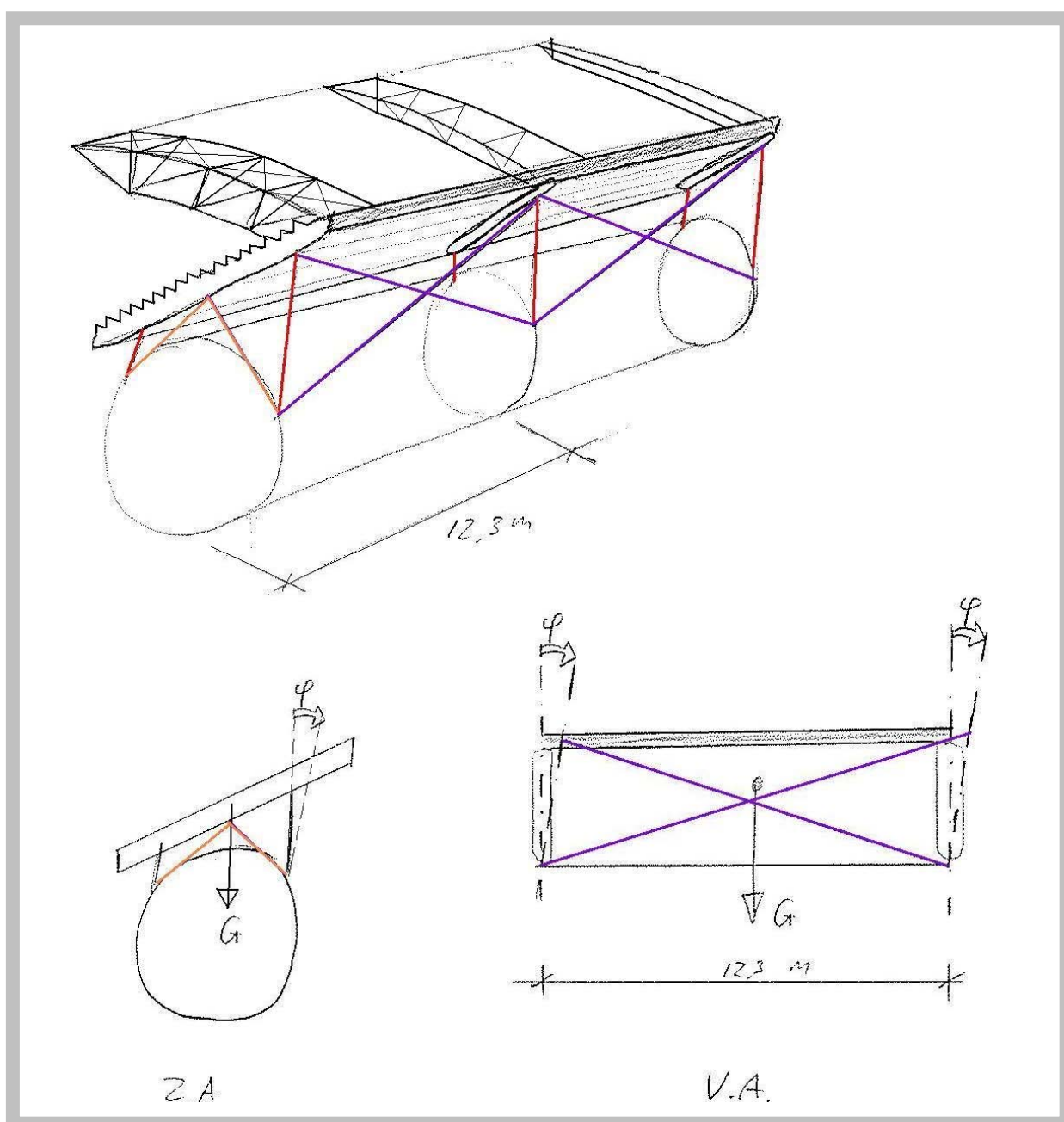
Hefboomeffect van uitsteeksels bij de netkous.

2.3 Secundaire constructie

Behalve het materiaal voor de ronde of driehoekige netkous, is er ook een secundaire constructie nodig. Voor beide hoofddragconstructies wordt een voorstel gedaan, waarna een afweging plaatsvindt. De berekening van deze secundaire draagconstructie wordt gedaan in hoofdstuk 4. De secundaire draagconstructie, zoals er in de context van dit hoofdstuk over gesproken wordt, heeft als functies:

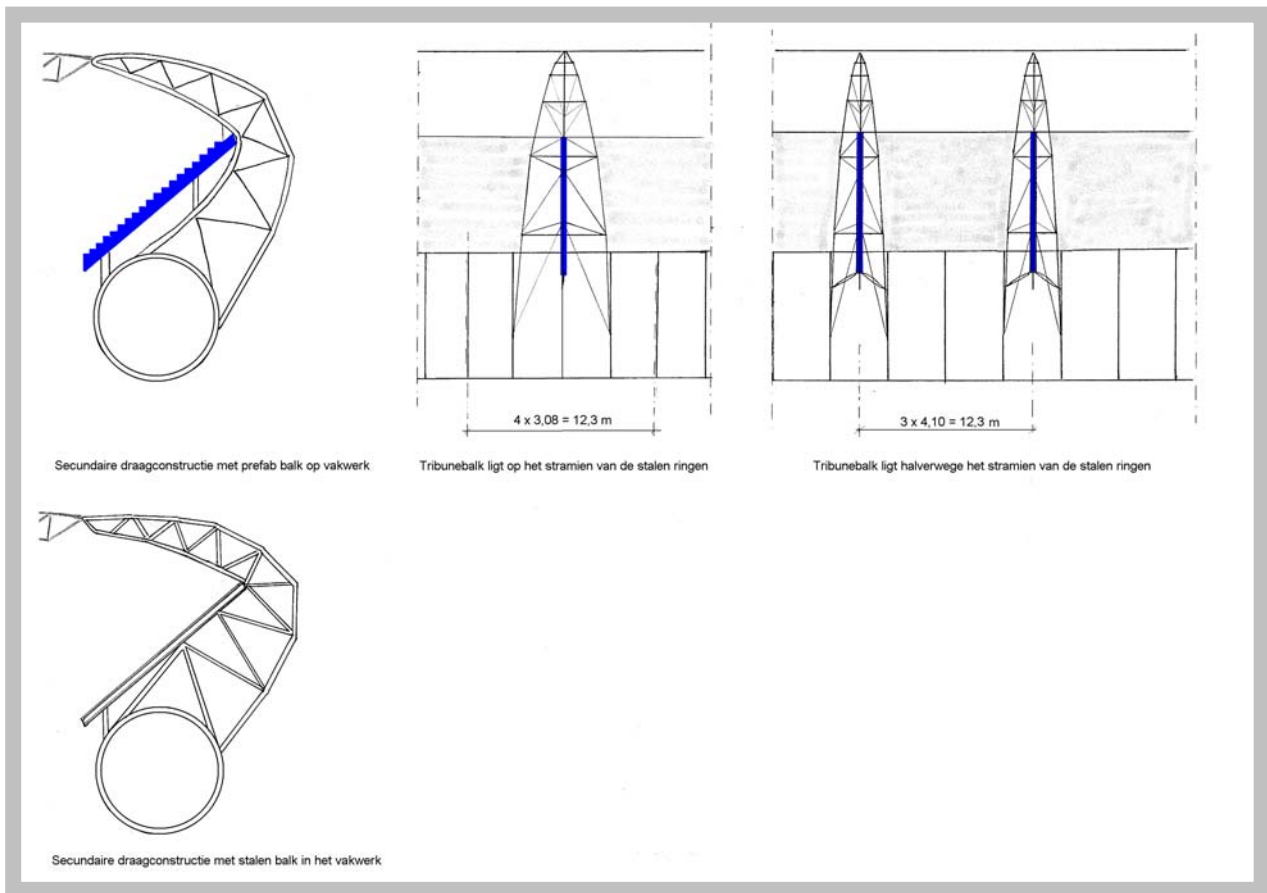
1. Verzorgen van de stabiliteit van de tribune t.o.v. de netkous, in twee richtingen;
2. Realiseren van het overstek waarmee het bestaande dak gedragen wordt;
3. Het dragen van een nieuw dakdeel, hetzij aan de boven- of onderkant van het genoemde overstek;
4. Een trapvorm maken waarop de prefab tribune-elementen geplaatst kunnen worden.

De secundaire draagconstructie van de ronde netkous kan op onderstaande manier gemaakt worden. Ze moet verhinderen dat de tribune een te grote horizontale verplaatsing ondergaat.

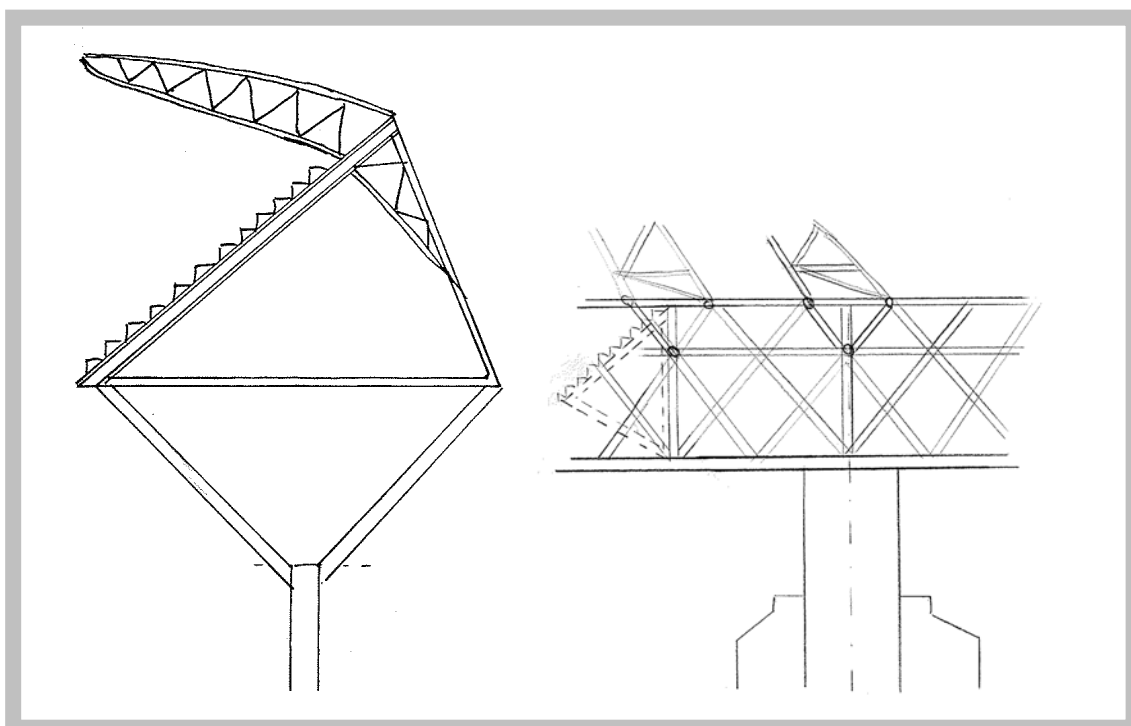


Ronde netkous – variant 1

In plaats van bovenstaande secundaire draagconstructie is ook de constructie uit onderstaande afbeelding mogelijk; hierbij zijn geen diagonalen nodig want de vingers die het bestaande dak dragen, houden ook de tribune in horizontale richting vast. Hierbij worden de ruimtelijke vakwerken, die toch al nodig zijn in het bovenste deel uitgebreid tot aan de netkous, in plaats van aan te sluiten op de tribuneliggers.



Ronde netkous – variant 2



Driehoekige netkous

2.3.1 MATERIAALGEBRUIK PER 12,3 M

De eerste twee eisen zijn puur constructief, en de constructies worden voor deze eisen vergeleken op materiaalgebruik. Dit verbruik wordt berekend aan de hand van bovenstaande afbeeldingen.

De primaire draagconstructie heeft hetzelfde oppervlak, zoals besproken in paragraaf 4.1. Alle drie constructies aan de dakkant hetzelfde ruimtelijk vakwerk. Bij de laatste twee constructies zijn ze gebogen, als een soort 'vingers'.

De eerste constructie heeft het kortste vakwerk en een efficiënte vorm. Ze heeft dus het minste staalverbruik. De ronde netkous heeft de langste 'vingers' omdat ze onderaan moeten aansluiten op de brede netkous. De derde – driehoekige constructie – zit tussen deze twee in met materiaalverbruik.

Secundair ruimtelijk vakwerk voor alle drie constructies

Profiel bij een vakwerkbreedte van 2,5 m is CHS305/30 ($A = 25918 \text{ mm}^2$), zie Bijlage

$A_{\text{vakwerk vingers}} \approx 3,5 \cdot A_{\text{buis}} = 0,0907 \text{ m}^2$

Ronde netkous – variant 1:

$L_{\text{vakwerk}} = 13 \text{ m}$

Variant 2 en driehoekige netkous:

$L_{\text{vingers}} \approx 2,5 \cdot L_{\text{vakwerk}} = 32,5 \text{ m}$

Aantal = 1 vakwerk per stramien

Secundaire constructie ronde buis – variant 1

Bovenin is nog een extra balk nodig om de vakwerken op te vangen. Deze kunnen namelijk niet op een rechte tribunebalk geplaatst worden, terwijl het vakwerk zelf driehoekig (ruimtelijk) is.

m³ staal Constructie	$A_{\text{netkous}} \cdot L_n$	$A_{\text{ringen}} \cdot \text{Omtrek}^*$ aantal	Secundair = $A_{\text{vingers}} \cdot L_v$	Totaal
Ronde netkous – variant 1	$0,50 \cdot 12,3$ = 6,15	$0,015 \cdot (\pi \cdot 8,5) \cdot 3$ = 1,20	$0,0907 \cdot 13$ = 1,18	8,53 m ³
Ronde netkous – variant 2	6,15	1,20	$0,0907 \cdot 32,5$ = 2,95	10,3 m ³
Driehoekige netkous	6,15	1,20	$0,0907 \cdot 20$ = 1,8	9,15 m ³

Het maximale verschil is 20 %.

Constructie	gunstig in secundair materiaalgebruik
Ronde netkous – variant 1	+
Ronde netkous – variant 2	-
Driehoekige netkous	0

2.3.2 DAKPLAATSING

De derde eis – om het nieuwe dakdeel te dragen – heeft een verschil in uitwerking voor de verschillende varianten. Bij de eerste kan het dak namelijk bovenop de vakwerkliggers geplaatst worden. Hiermee sluit het dak precies aan op de tribune-elementen, zodat het stadion in één keer afgedicht is.

Bij de laatste twee constructievarianten komt het dak onder de 'vingers' te hangen, zodat er ook in één keer een afdichting van de ArenA is. Bovendien komen de vingers architectonisch zo beter tot hun recht. Het nadeel hiervan is dat de waterdichtheid moeilijker te realiseren is.

Dit geeft de volgende kostenvergelijking

Constructie	kosten voor het dak
Ronde netkous – variant 1	0
Ronde netkous – variant 2	-
Driehoekige netkous	-

2.3.3 BEVESTIGING TRIBUNE

De vierde eis – een trapvorm waarop de tribune-elementen geplaatst kunnen worden – heeft consequenties voor de benodigde arbeid. Een stalen ligger heeft het nadeel dat er veel schetsplaten tegenaan gelast moeten worden waarop de prefab delen komen te liggen. Het voordeel van een betonnen prefab ligger is dat hij met een getrapte bovenkant geleverd kan worden. Dit scheelt veel arbeid (laswerk). Daarom wordt Variant 2 van de ronde netkous ook uitgevoerd met een prefab-betonnen ligger, in plaats van een stalen ligger die geïntegreerd is in het vakwerk.

Constructie	kosten voor getrapte bovenkant
Ronde netkous – variant 1	+
Ronde netkous – variant 2	+
Driehoekige netkous	0

2.3.4 SAMENVATTING EN CONCLUSIE

Bovengenoemde kostenvergelijkingen betreffen elk een bepaalde hoeveelheid geld per stramien van 12,3 meter. Deze drie aspecten worden geschat op een gelijke orde van grootte. Voor de totale kosten van de secundaire draagconstructie worden de drie tabellen eenvoudig gesommeerd:

Constructie	Sommatie kosten secundaire constructie
Ronde netkous – variant 1	++
Ronde netkous – variant 2	-
Driehoekige netkous	-

2.4 Gebruiksvriendelijkheid

In de driehoekige vorm kan een groter beloopbaar oppervlak gecreëerd worden. Het bruikbare oppervlak is het oppervlak dat een hoogte van 2,5 m heeft. In de driehoek is dat ongeveer 13 m, terwijl dat in de cirkel 8,0 m is. Daar staat tegenover dat in de cirkel twee verdiepingen geplaatst kunnen worden om zo meer commerciële ruimte te creëren.

Een ander verschil betreft het niveau van de netkous. De driehoekige ligt namelijk hoger, zodat het publiek bijna rechtstreeks vanuit het voetgangersgebied de tribune kunnen oplopen. Vanuit de ronde buis moeten ze eerst met een trap 8 meter stijgen. Dit wordt echter niet als een probleem gezien, en speelt dus geen rol in de afweging.

Variant 2 is primair ontwikkeld om zichtlijnen optimaal te krijgen. De toeschouwers worden niet meer belemmerd door vakwerken die om de 12,3 m op de tribune rusten; of anders gezegd: er kunnen meer stoelen geplaatst worden waar het zich onbelemmerd is.

Constructie	zichthinder
Ronde netkous – variant 1	-
Ronde netkous – variant 2	++
Driehoekige netkous	-

2.5 Architectuur

De uitstraling is belangrijk maar van een heel andere orde dan kosten. Naar de mening van de afstudeerder is de ronde netkous mooier dan de driehoekige. En van de ronde netkous is variant 1 van buiten het mooist en variant 2 van binnen het mooist.

Omdat dit allemaal zo subjectief is, krijgt het niet veel gewicht in de afweging. Hierbij moet wel meegedeeld worden dat een opdrachtgever het onderwerp zwaarder kan wegen, zodat de uitkomsten anders kunnen zijn.

Constructie	architectuur
Ronde netkous – variant 1	+
Ronde netkous – variant 2	++
Driehoekige netkous	-

2.6 Samenvatting en conclusie

		Ambitie 		Ambitie 	
Afweging	Gewicht	Cirkel v1	Cirkel v2	Driehoek	
Primair materiaal (hoofddraagconstructie)		0	0	0	0
Buigstijfheid		+	+	-	-
Wringstijfheid		0	0	0	0
Secundair materiaal		++	-	-	Hogere ambitie: meer beloopbaar opp. → meer materiaal t.o.v. cirkel --
Gebruiksvriendelijkheid		-	++	-	+
Architectuur		+	++	-	-
Totaal		+++	++++	----	---

3 Windafdracht en stabiliteit

3.1 Windbelasting

Windgebied II onbebouwd

Hoogte uitbreiding $\leq 40 \text{ m} + \text{NAP}$

$C_{dim} = 0,83$ (zie bijlage 10)

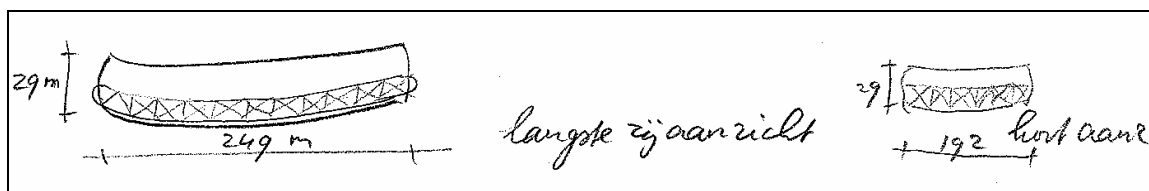
$p_w = 1,35 \text{ kN/m}^2$

$C_{index} = 0,8$ voor stuwdruk en $-0,4$ voor zuiging, onder de aanname dat de winddruk gelijk is als op een verticaal oppervlak

$$p_{w,rep} = C_{index} \cdot C_{dim} \cdot p_w = 0,83 (0,8+0,4) \cdot 1,35 = \underline{1,34 \text{ kN/m}^2}$$

Raakvlak voor wind in noord-zuid richting $A_{NZ} = 29 \cdot 249 = 7220 \text{ m}^2$

Raakvlak voor wind oost-west richting $A_{OW} = 29 \cdot 192 = 5570 \text{ m}^2$



Noord-zuid richting:

$$\begin{aligned} H_{w,rep,NZ} &= p_{rep} \cdot A_{NZ} = 1,34 \cdot 7220 &= 9700 \text{ kN} \\ H_{w,d,NZ} &= 1,5 \cdot H &= 14.600 \text{ kN (maatgevend)} \end{aligned}$$

Oost-west richting:

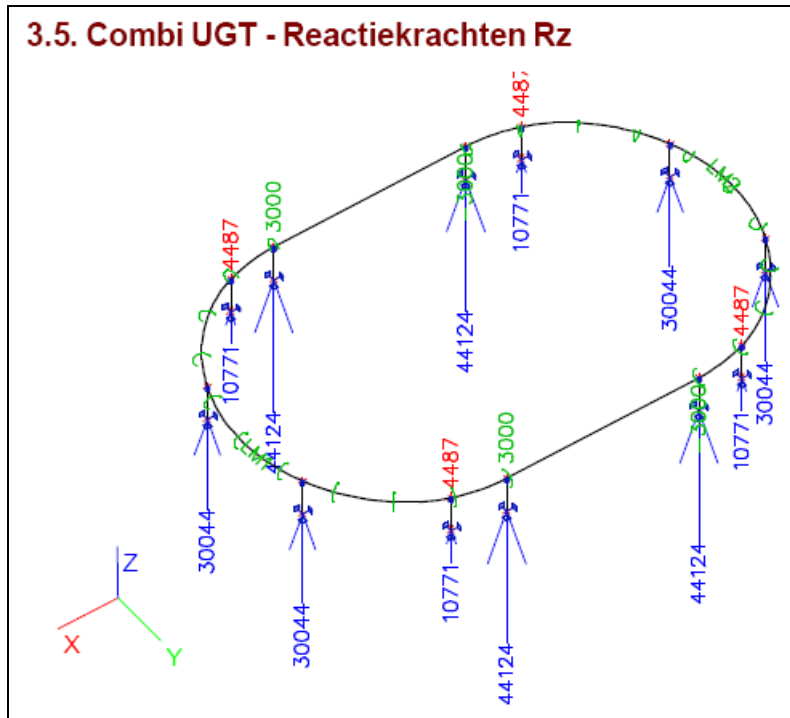
$$\begin{aligned} H_{w,rep,OW} &= p_{rep} \cdot A_{OW} = 1,34 \cdot 5570 &= 7460 \text{ kN} \\ H_{w,d,OW} &= 1,5 \cdot H &= 11.100 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dus de totale maatgevende windkracht op de lange gevel is

$$H_{w,d} = 14.600 \text{ kN}$$

3.2 Verticale oplegreacties

De fundering krijgt de volgende oplegreacties:

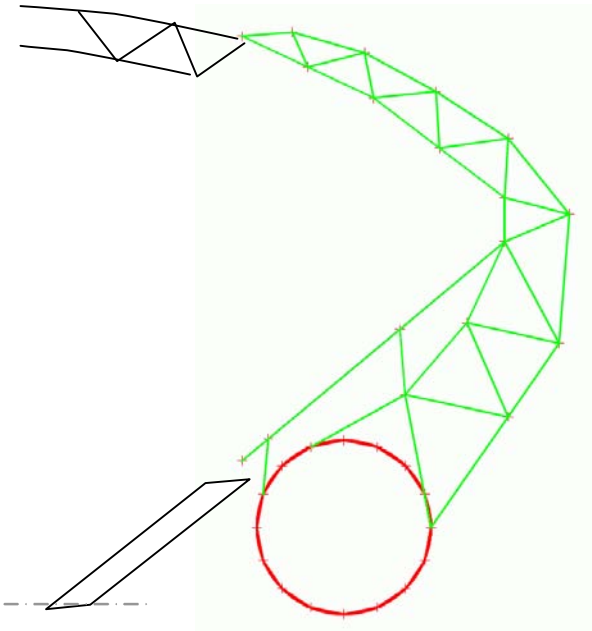
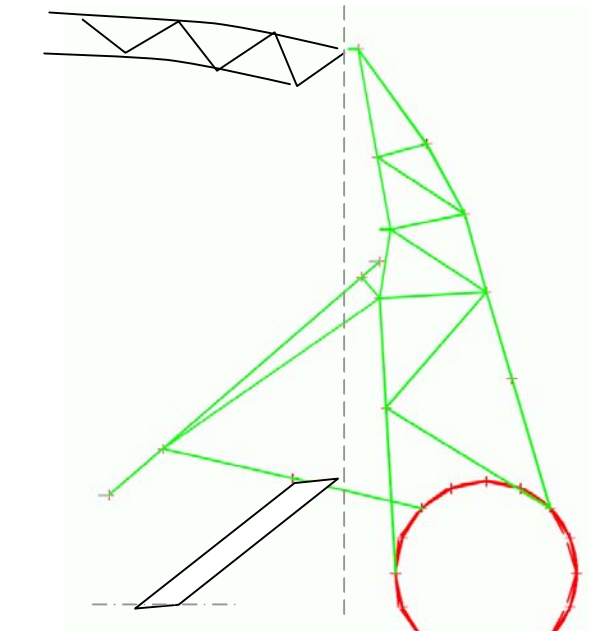
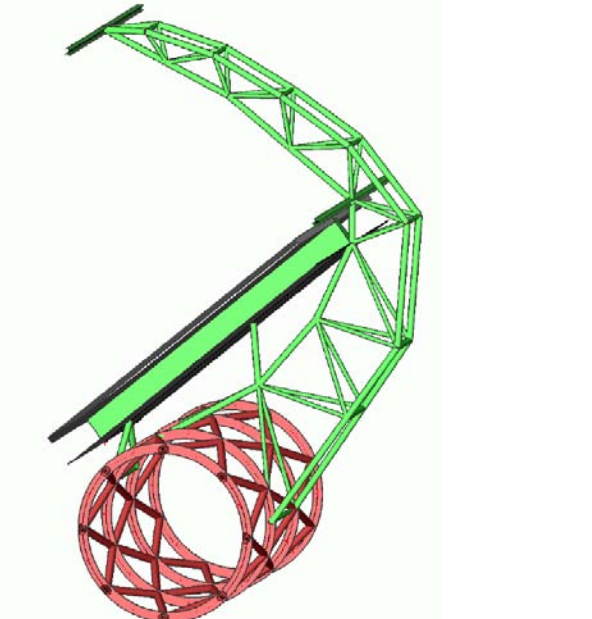
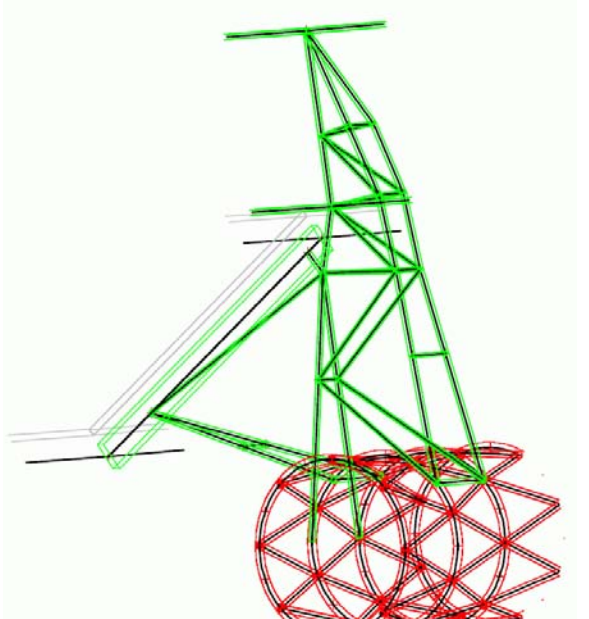


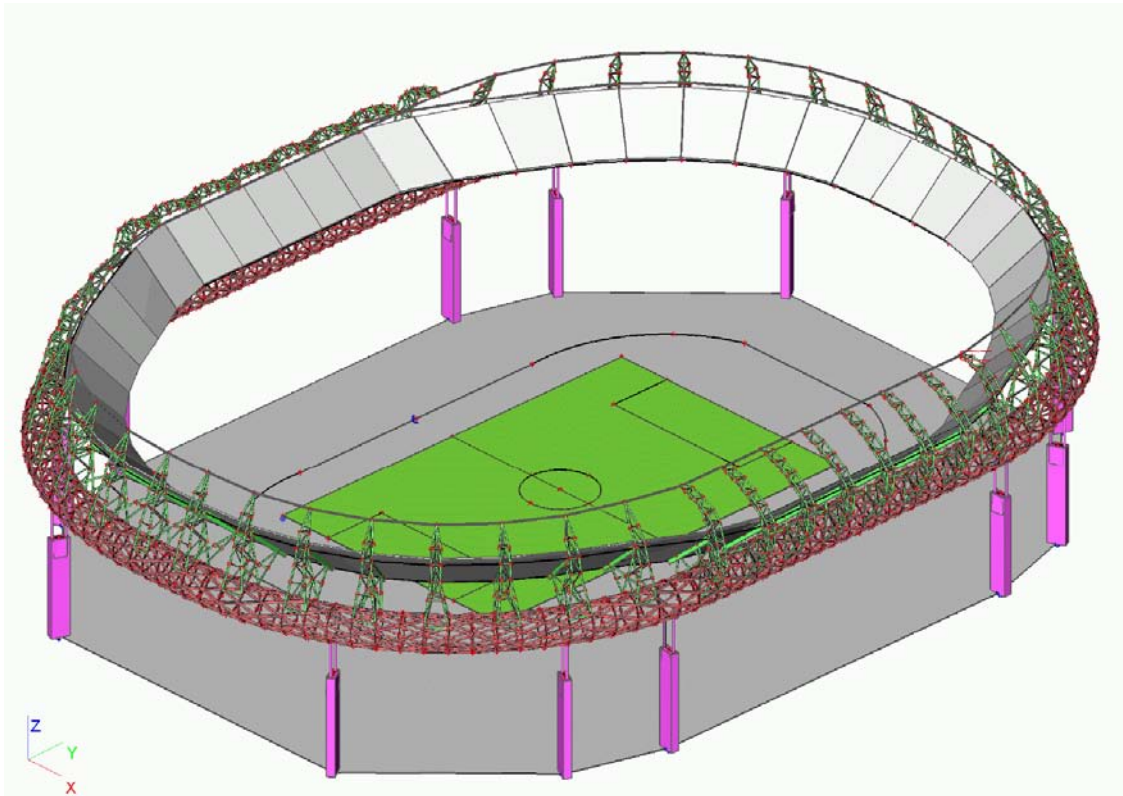
Het palenplan moet hierop gebaseerd worden. Dit wordt in bijlage 9.5 gedaan.

4 Ontwerp secundaire draagconstructie

4.1 'Vingers'

De secundaire draagconstructie die de tribune draagt, is in paragraaf 2.3 al weergegeven. Toen ging het alleen om gewicht en kosten; nu zal het constructieve gedrag toegelicht worden. Allereerst wordt de vorm getoond zoals ingevoerd in het rekenmodel in ESA:

Netkous met 'vinger' op het rechte deel van de ArenA	Netkous met 'vinger' in de bocht van de ArenA
	
	



De vingers hebben drie constructieve functies:

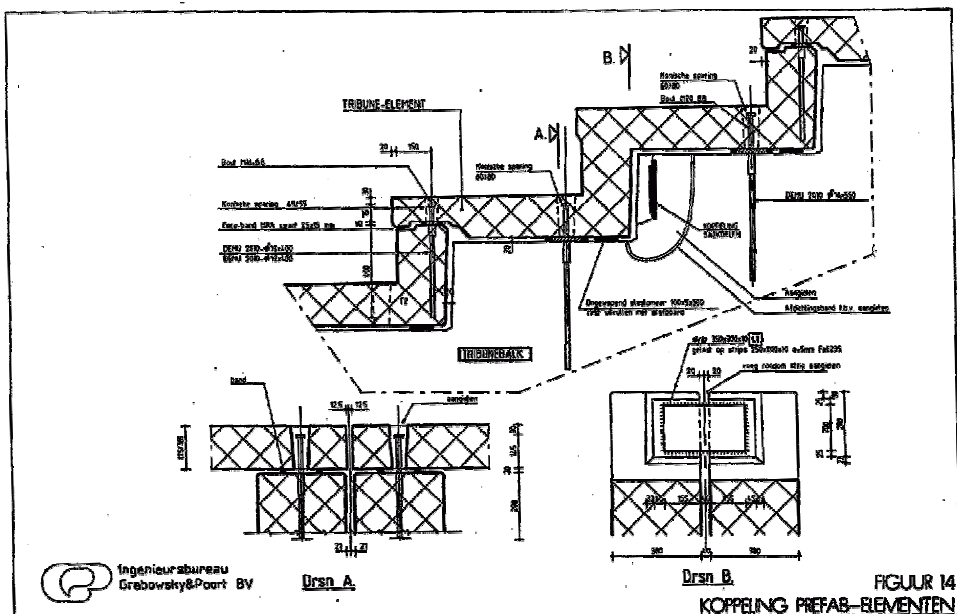
- dragen van de radiaalspanten van het dak
- dragen van de tribunes

Voor het bouwproces hebben de vingers het volgende voordeel: de netkous met daaraan de vingers kunnen gebouwd worden terwijl de ArenA gewoon in bedrijf blijft. Alles blijft buiten de ArenA. De vingers in de bocht hebben dan nog niet de uitsteeksels naar binnen. Wanneer dit allemaal op hoogte is gebouwd, wordt met behulp van vjzels in de top van de 'vingers' het dak opgetild: elke vinger komt precies boven een radiaalspant uit, zodat met een kabel het radiaalspant opgetild kan worden.

Wanneer het dak omhoog is gehesen, kunnen de tribuneliggers (prefab beton) met daarop de tribune-elementen (ook van prefab beton) geplaatst worden.

4.2 Tribune-elementen

Aan de tribune-elementen wordt vanwege beperkte beschikbare tijd geen extra aandacht besteed. Aannahme is dat dezelfde tribune-elementen als in de bestaande bouw toegepast kunnen worden. Dit zijn prefab betonnen elementen die twee treden hoog zijn. Voor de gewichtsberekening wordt hetzelfde eigen gewicht gerekend, namelijk $p = 8,6 \text{ kN/m}^2$ voor de elementen en $p = 2,0 \text{ kN/m}^2$ voor de prefab tribuneliggers.

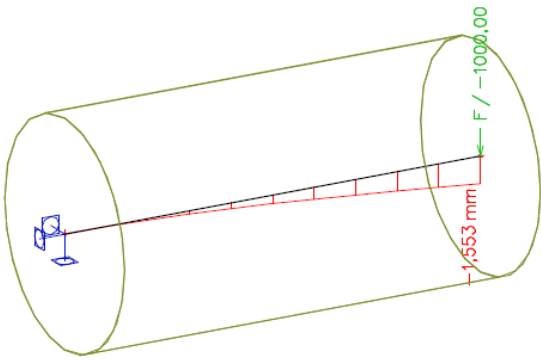
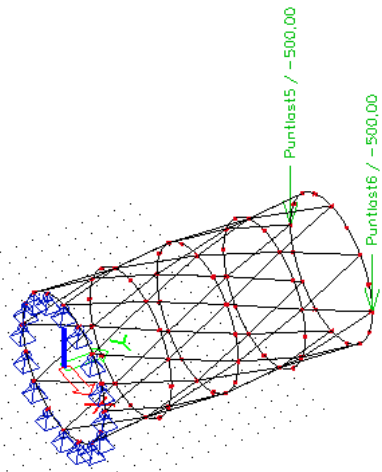
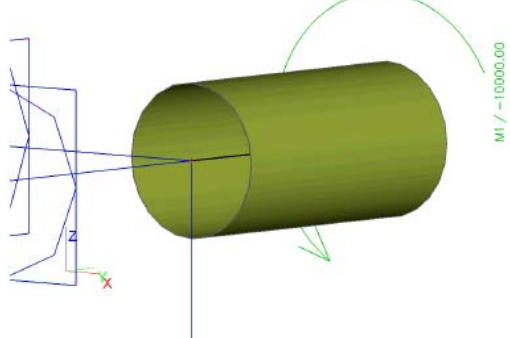
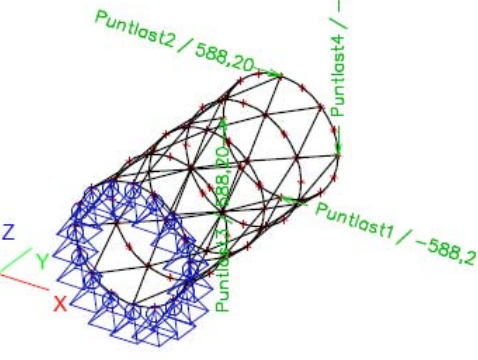


5 Onderzoek naar stijfheid en sterkte van netkous

In dit hoofdstuk worden de eigenschappen van een netkous in het algemeen onderzocht. Het doel is de doorsnede-eigenschappen te vinden waarmee de netkous als een lijnmodel opgevat kan worden. Zo kunnen op eenvoudige wijze de optredende vervormingen en spanningen berekend worden.

Voor de schematisering wordt een netkous (met alle losse diagonalen) vergeleken met een dichte buis met dezelfde hoeveelheid staal. Ze worden enkelzijdig ingeklemd, zie afbeelding 7.1. Zowel de buigstijfheid als de wringstijfheid van de netkous worden onderzocht. Omdat bij de netkous dwarskrachtvervorming een grote rol speelt, ligt het voor de hand dat de vervormingen van de netkous (rechts) groter zijn dan van de massieve buis (links), hoewel ze dezelfde hoeveelheid staal en dezelfde straal hebben. Hoeveel groter dit is, moet o.a. uit dit hoofdstuk blijken.

Het eigen gewicht van de netkous wordt niet meegenomen. In ESA zijn de twee belastinggevallen voor buiging en wringing ingevoerd, zoals ook weergegeven in afbeelding 7.1. De koker is in ESA ingevoerd als een staaf, zodat de puntlast en het moment eenvoudig aan het staafteind werken. In de netkous is de puntlast opgedeeld in twee delen die aangrijpen aan de zijkanen. Het torsiemoment is ingevoerd als 4 discrete krachten.

Holle buis (theoretisch model)	Netkous
	
BG1: buiging F_z op eind = 1000 kN	BG1: buiging $F_z = 2 \cdot 500$ kN
	
BG2: wringing $M_x = 10.000$ kNm	BG2: wringing $M_x = 4 \cdot F \cdot e$ $\rightarrow F = 10.000 / (4R) = 588$ kN

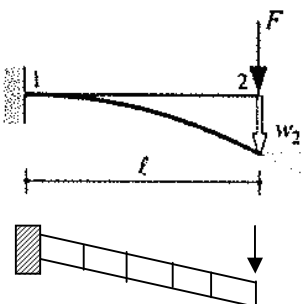
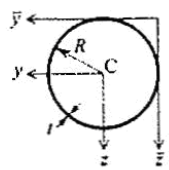
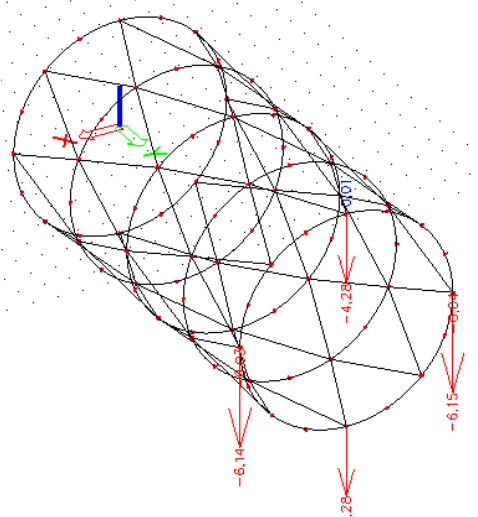
In dit hoofdstuk is de enige eis aan de schematisering dat de doorsnede van de diagonalen gelijk is aan de doorsnede van de koker. In het volgende hoofdstuk worden meerdere variabelen onderzocht,

zoals de afstand tussen de ringen, een grotere doorsnede van de diagonalen, de diameter van de netkous en de doorsnede van de ringen van plaatstaal. Dit gebeurt op dezelfde manier als in dit hoofdstuk. Daarom kan dit hoofdstuk ook gezien worden als een demonstratie van het model, zodat in het volgende hoofdstuk direct de resultaten getoond kunnen worden.

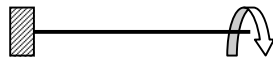
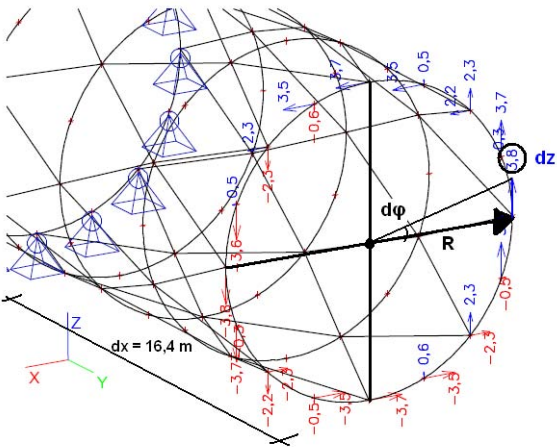
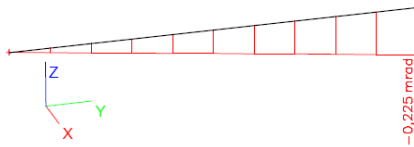
5.1 Vervormingen van de netkous

In deze paragraaf worden de doorsnedegrootheden van de netkous bepaald. Allereerst voor buiging, daarna voor wringing.

5.1.1 BUIGSTIJFHEID

Theoretische zakking = buiging	Zakking ESA model
<i>Theorie</i>  $w_b = \frac{F\ell^3}{3EI}$ $w_V = FL / GA$  Dunwandige ring $A = 2\pi R t$ $I_{yy} = I_{zz} = \pi R^3 t$ $I_{yz} = 0$ $I_p = 2\pi R^3 t$	<i>Ingevoerd model</i> Buizen diagonalen B355,6/ 25 Plaatstaal ringen R 500 x 30 
<i>Profiel</i> $I_{zz;\text{theorie}} = \pi \cdot 4250^3 \cdot 19 = 4,51 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$ $I_{p;\text{theorie}} = 2 \cdot \ell \pi \cdot 4250^3 \cdot 19 = 9,02 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$ L = 16,4 m D = 8,5 m $A_{\text{tot}} = 0,50 \text{ m}^2 \text{ (gelijk aan netkous)} = 2\pi R t$ $\rightarrow t = 0,50 \cdot 10^6 / (2\pi \cdot 4250) = 18,7 \text{ mm}$	L = 4*4,1 = 16,4 m D = 8,5 m $A_{\text{tot}} = 16 \cdot A_{\text{buis}} = 16 \cdot 0,03125 \text{ m}^2 = 0,50 \text{ m}^2$
<i>Buiging</i> De zakking wordt berekend met verwaarlozing van de dwarskrachtvervorming, zodat de factor alleen geldt t.o.v. buiging. $w_b = 1000 \cdot 10^3 \cdot 16400^3 / (3 \cdot 210000 \cdot 4,51 \cdot 10^{12})$ w_b = 1,55 mm (zowel theoretisch als uit ESA)	<i>Totale zakking in staafteind:</i> u_z = 6,14 mm
<i>Vergelijking netkous met kokerprofiel</i> Vanwege de dwarskrachtvervorming van de gehele netkous is de verplaatsing t.o.v. een dicht buisprofiel: <u>totale zakking netkous</u> = 6,14 mm = 4,0 = 400 % buiging kokerprofiel 1,55 mm	

5.1.2 WRINGSTIJFHEID

Theoretische verwringing	Verwringing ESA model
Theorie  $\chi := \frac{M_t}{G I_t}$ met = $\chi = d\varphi / dx$	Verdraaiing volgens ESA: $d\varphi = dz / R = 3,8 / 4250 = 8,94 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$ 1.2. Knoopverplaatsingen tgv torsie 
Profiel $I_{p, \text{theorie}} = I_t = 2 \cdot \pi \cdot 4250^3 \cdot 19 = 9,02 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$ $G_{\text{constructiestaal}} = 80 \text{ GPa} = 80 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$	
Theoretische verdraaiing $\chi = 1,39 \cdot 10^{-8} \text{ rad/m}$ $d\varphi = \chi \cdot dx = 1,39 \cdot 10^{-8} \cdot 16400 = 2,27 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$ Verdraaiing volgens ESA: $d\varphi = f_{ix} = 2,25 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$ 2.3. Vervorming fix [mrad] tgv wringing 	
Theoretisch en praktische komt (ongeveer) overeen.	
Vergelijking netkous met kokerprofiel: $\frac{\text{verdraaiing netkous}}{\text{verdraaiing kokerprofiel}} = \frac{8,94 \cdot 10^{-4} \text{ rad}}{2,25 \cdot 10^{-4} \text{ rad}} = 3,97 = 400 \%$	

5.1.3 CONCLUSIE VOOR STIJFHEID VAN NETKOUS

Zowel voor doorbuiging als voor verwringing kan de netkous benaderd worden door een equivalent kokerprofiel te gebruiken met dezelfde straal en dezelfde staaldoorsnede. De buigstijfheid I_{zz} en de wringstijfheid I_p van deze equivalente buis moeten met een factor 0,25 vermenigvuldigd worden, dus de vervormingen van de netkous zijn een factor 4 hoger.

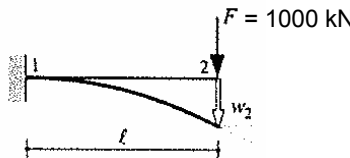
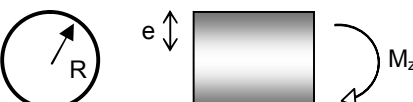
In genoemde factoren wordt de afschuiving (dwarskrachtvervorming) van de netkous meegenomen, terwijl de netkous als een lijnmodel berekend mag worden met verwaarlozing van de dwarskrachtvervorming.

In hoofdstuk 8 wordt onderzocht of deze stijfheidverhouding voor een willekeurige netkous geldt, of dat deze wellicht afhankelijk is van de dimensies van de beschouwde netkous.

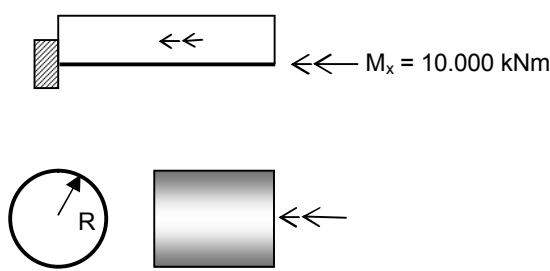
5.2 Optredende spanningen

In deze paragraaf wordt onderzocht hoe de krachten zich ontwikkelen in de netkous. Allereerst de spanningen ten gevolge van buiging, daarna ten gevolge van wringing (torsie).

5.2.1 BUIGSPANNINGEN

Theoretische buigspanning	Spanning ESA model																		
Theorie   $\sigma_{\max} = M_d \cdot e / I_{zz} = M_d \cdot R / I_{zz}$ $I_{zz, \text{theorie}} = \pi \cdot R^3 \cdot t = \pi \cdot 4250^3 \cdot 19 = 4,51 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$	Theorie $\sigma_{\max} = M_d \cdot R / I_{b, \sigma} = F \cdot L \cdot R / I_{b, \sigma}$ Met het traagheidsmoment $I_{b, \sigma}$ wordt de maximaal optredende buigspanning berekend.																		
Theoretische buigspanning $\sigma_{\max} = F \cdot L \cdot R / I_{zz}$ $= 1000 \cdot 10^3 \cdot 16400 \cdot 4250 / 4,51 \cdot 10^{12}$ $= 15,5 \text{ N/mm}^2$	Optredende buigspanning in netkous 2.6. Interne krachten in diagonalen Lineaire berekening, Extreem : Globaal, Systeem : Hoofd Selectie : S244..S259, S265..S280, S310..S341 Belastinggevallen : Buiging <table><tr><th>Staaf</th><th>BG</th><th>dx [m]</th><th>N [kN]</th><th>Vy [kN]</th><th>V [k]</th></tr><tr><td>S257</td><td>Buiging</td><td>0,000</td><td>-535,23</td><td>-1,34</td><td></td></tr><tr><td>S254</td><td>Buiging</td><td>0,000</td><td>534,40</td><td>1,35</td><td></td></tr></table> $\sigma_{\max \text{ optredend}} = N / A = 535 \cdot 10^3 / 31250 = 17 \text{ N/mm}^2$	Staaf	BG	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	V [k]	S257	Buiging	0,000	-535,23	-1,34		S254	Buiging	0,000	534,40	1,35	
Staaf	BG	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	V [k]														
S257	Buiging	0,000	-535,23	-1,34															
S254	Buiging	0,000	534,40	1,35															
Vergelijking netkous met kokerprofiel $\frac{\text{spanning netkous}}{\text{spanning kokerprofiel}} = \frac{17 \text{ N/mm}^2}{15,5 \text{ N/mm}^2} = 1,1 = 110 \%$																			

5.2.2 WRINGSPANNINGEN

Theoretische wringspanning	Spanning ESA model												
Theorie  $\tau_{\max} = M_d \cdot R / I_t$ $I_{p,theorie} = I_t = 2 \cdot \pi \cdot 4250^3 \cdot 19 = 9,02 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$	Theorie Wringing in de netkous zorgt voor normaalspanningen in de diagonalen: $\sigma_v = M_d \cdot R / I_{t,\sigma}$ Met het traagheidsmoment $I_{t,\sigma}$ wordt de maximaal optredende wringspanning berekend.												
Theoretische wringspanning $\tau = M_x \cdot R / I_t$ $= 10.000 \cdot 10^6 \cdot 4250 / 9,02 \cdot 10^{12}$ $= 4,7 \text{ N/mm}^2$	Optredende buigspanning in netkous 2.5. Interne krachten in diagona Lineaire berekening, Extreem : Globaal, Syste Selectie : S244..S259,S265..S280,S310..S3 Belastinggevallen : Torsie <table><tr><th>Staal</th><th>BG</th><th>dx [m]</th><th>N [kN]</th></tr><tr><td>S315</td><td>Torsie</td><td>0,000</td><td>-440,25</td></tr><tr><td>S329</td><td>Torsie</td><td>0,000</td><td>439,10</td></tr></table> $\sigma_{\max \text{ optredend}} = N / A = 440 \cdot 10^3 / 31250 = 14 \text{ N/mm}^2$	Staal	BG	dx [m]	N [kN]	S315	Torsie	0,000	-440,25	S329	Torsie	0,000	439,10
Staal	BG	dx [m]	N [kN]										
S315	Torsie	0,000	-440,25										
S329	Torsie	0,000	439,10										
Vergelijking netkous met kokerprofiel <u>normaalspanning t.g.v. wringing in netkous</u> = $\frac{14}{4,7} = 3,0 = 300\%$ wringingspanning koker													

5.2.3 CONCLUSIE VOOR SPANNINGEN IN NETKOUS

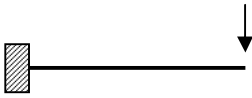
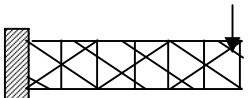
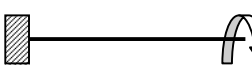
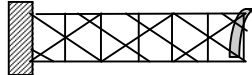
De buigspanningen in de netkous worden redelijk goed benaderd bij gebruik van de schematisering met een kokerprofiel: de berekende spanningen in de koker moeten met 1,1 vermenigvuldigd worden.

Torsie blijkt moeilijker door de netkous opgenomen te worden: berekende schuifspanning τ in het kokerprofiel moet met een factor 3,0 vermenigvuldigd worden om de resulterende spanningen in de diagonalen te geven.

(Hierbij wordt ervan uitgegaan dat de netkous hoofdzakelijk met normaalkrachten werkt, oftewel slank genoeg is om de dwarskrachten en momenten in de diagonalen te verwaarlozen.)

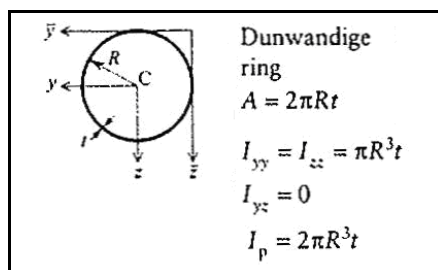
5.3 Conclusie

Een eenvoudige vergelijking van een eenzijdig ingeklemde koker en een eenzijdig ingeklemde netkous levert de volgende verhoudingen. Met deze verhoudingen moet rekening gehouden worden bij de interpretatie van een staafmodel, omdat de vervormingen van een vakwerkconstructie tot een factor 4 groter kunnen zijn.

	Theorie	ESA-model
		
		
Vervormingen	$\delta = FL^3 / 3EI_{zz}$	$4,0 \cdot \delta$
	$\Delta\phi_x = M \cdot L / GI_t$	$4,0 \cdot \Delta\phi_x$
Spanningen	$\sigma = M \cdot e / I_{zz}$	$1,1 \cdot \sigma$
	$\tau = M \cdot R / I_t$	$\sigma_N = 3,0 \cdot \tau$

Hierbij is het buigtraagheidsmoment I_{zz} en het torsietraagheidsmoment I_t op de volgende manier berekend:

- $R_{\text{koker}} = R_{\text{netkous}}$
- $A_{\text{koker}} = A_{\text{diagonalen netkous}}$ (onder verwaarlozing van de ringen)
 $2\pi R t = 16 \cdot A_{\text{diagonaal}}$
 $t_{\text{koker}} = 16 \cdot A_{\text{diagonaal}} / 2\pi R$
- Traagheidsmoment volgens onderstaande figuur:



De gevonden waarden geven een indicatie van het effect van dwarskrachtvervorming in de netkous. Deze vervorming is aanzienlijk, en een stijfheidbepaling met behulp van eenvoudige doorsnedenformules voldoet niet. Voor de bepaling van de buigspanning voldoet een benadering met de genoemde doorsnedenformule wel, voor afschuivingspanning ten gevolge van torsie niet.

Voor andere lengtes van de netkous kunnen deze verhoudingen anders liggen. De buigcomponent van de verplaatsing is namelijk evenredig met L^3 , terwijl bij dwarskrachtvervorming de verplaatsing evenredig met L is.

In het volgende hoofdstuk worden behalve de doorsnede van de diagonalen nog meer variabelen onderzocht.

6 Variabelen van de netkous

6.1 Uitleg onderzoek

Profiel		Buigstijfheid										Wringstijfheid			Wringsterkte		
D [mm]	L [mm]	Ltot [mm]	A_diag [mm ²]	h_ring [mm]	b_ring [mm]	A_ring [mm ²]	1/120th-3			uz [mm]	Il_druk [klf]	sigma_max [N/mm ²]	ux [mm]	uz [mm]	phi _{ie} _x [rad]	Il_druk [klf]	sigma_max [N/mm ²]
D	8500	4100	24600	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		51	-751	116	-0,1	-8,8	2,0706	-866	60,1
	10000	4100	24600	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		58	-842	135	-0,1	-7	1,4000	-523	53,4
	12750	4100	24600	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		70	-513	158	-0,1	-5,3	0,8314	-359	44,2
	17000	4100	24600	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		87	-403	176	-0,1	-4,3	0,5059	-230	35,7
L	8500	3080	18480	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		30	-574	114	-0,1	-4,8	1,1294	-562	54,5
	8500	4100	24600	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		51	-751	116	-0,1	-8,8	2,0706	-866	60,1
	8500	6150	36900	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		100	-1115	111	0,2	21,8	5,1294	-834	63,7
	8500	8200	49200	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		162	-1477	105	0,6	43,4	10,2118	-976	63,9
A_diagon	8500	4100	24600	6,91E+03	500	30	1,50E+04	3,13E+08		112	-774	252	-0,2	-26,5	6,2353	-571	167,8
	8500	4100	24600	1,35E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		75	-764	172	-0,1	-15,2	3,5765	-620	100
	8500	4100	24600	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		51	-751	116	-0,1	-8,8	2,0706	-866	60,1
	8500	4100	24600	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		51	-751	116	-0,1	-8,8	2,0706	-866	60,1
Ring	8500	4100	24600	2,60E+04	500	30	1,50E+04	3,13E+08		51	-751	116	-0,1	-8,8	2,0706	-866	60,1
	8500	4100	24600	2,60E+04	600	25	1,50E+04	4,50E+08		57	-743	134	-0,1	-9,3	2,1882	-689	64
	8500	4100	24600	2,60E+04	600	50	3,00E+04	9,00E+08		26	780	59	0	-6,8	1,6000	-541	41,7

Cursieve getallen zijn afgeleide arceutheden

Cursieve getallen zijn afgeleide grootheden

In dit hoofdstuk wordt hetzelfde principe als in het vorige hoofdstuk toegepast. Er wordt een netkous beschouwd, bestaande uit 6 stramien en ingeklemd aan één zijde. In ESA PT is deze constructie parametrisch ingevoerd, zodat gemakkelijk verschillende eigenschappen gevarieerd kunnen worden.

Er worden vier parameters van de netkous onderzocht, te weten:

- de diameter D,
- de stramienafstand tussen de ringen L,
- de doorsnede van de diagonalen $A_{\text{diagonaal}}$,
- de doorsnede van de ring A_{ring}

De werkwijze is als volgt:

Er wordt één basisconstructie beschouwd, waarvan steeds één eigenschap wordt gevarieerd. Van de basisconstructie zijn de eigenschappen in de bovenste rij van tabel 8.1 weergegeven. Het linker deel van de tabel geeft de eigenschappen van de netkous weer; de rechter helft geeft de resultaten van de berekening weer.

Bijvoorbeeld:

Bij een verdubbeling van de diameter van

$D = 8,5 \text{ m} \rightarrow D = 17 \text{ m}$

gaat de zakking aan het staafend van

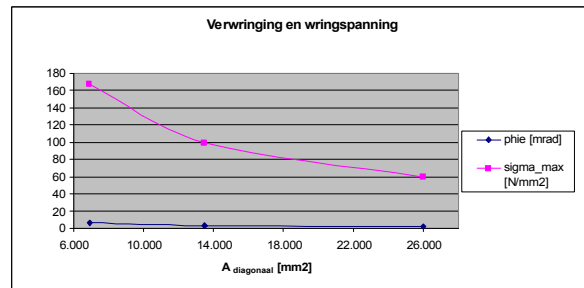
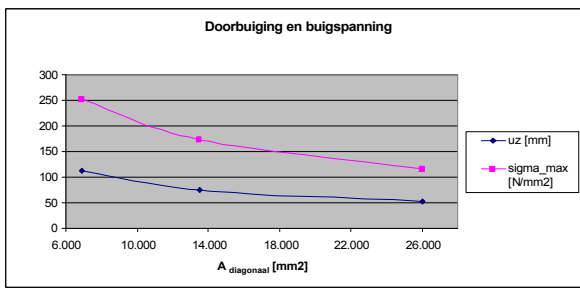
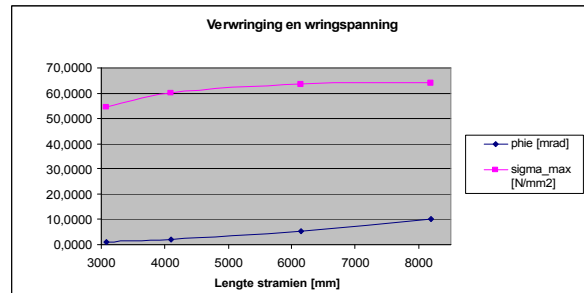
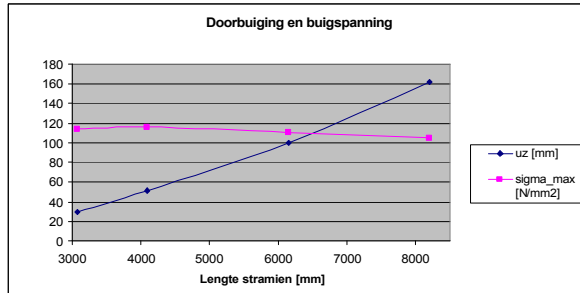
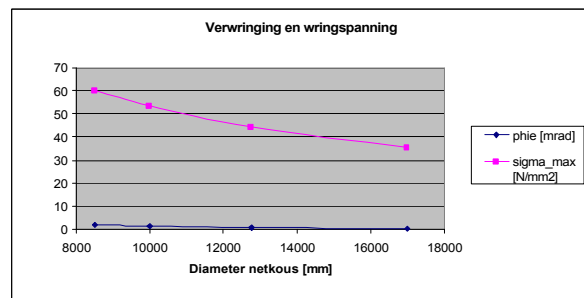
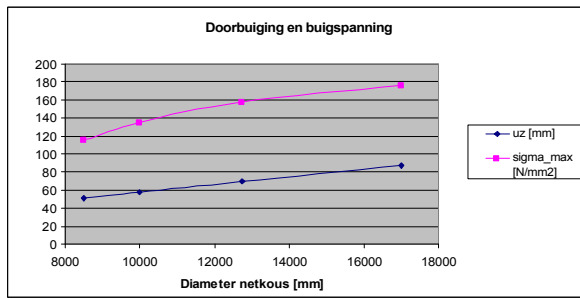
$uz = 51 \rightarrow uz = 87 \text{ mm}$.

De beschouwde netkous wordt dus niet stijver tegen buiging bij een grotere diameter. Wel neemt de verdraaiing aan het staafend af van

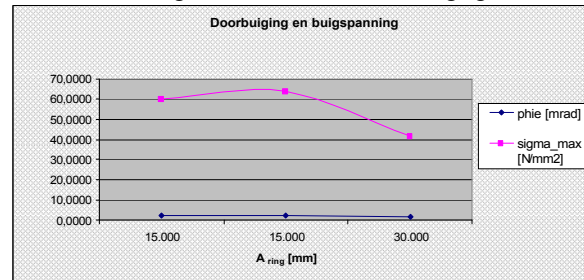
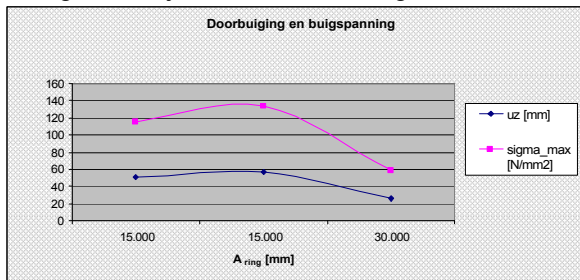
$\text{phia}_x = 2,07 \text{ mrad} \rightarrow \text{phia}_x = 0,51 \text{ mrad}$.

De gegevens uit de tabel zijn in onderstaande grafieken weergegeven, waarbij de verticale as alleen de getalswaarde representeert, waarop zowel de spanning als de vervorming wordt weergegeven. Op de horizontale as wordt de waarde van de actieve parameter weergegeven.

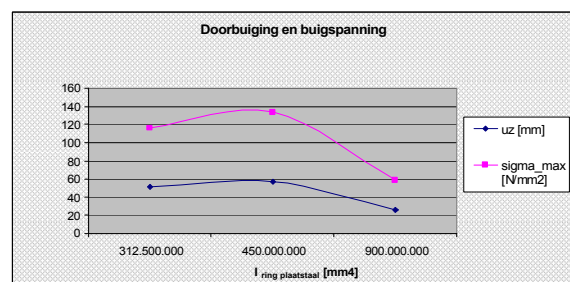
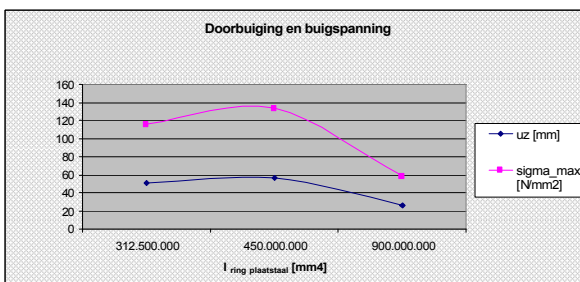
tabel 8.1 Resultaten onderzoek naar eigenschappen netkous



De volgende grafieken hebben geen lineaire x-as. Het gaat om drie metingen met verschillende ringdoorsneden. Bij de bovenste twee is op de x-as het oppervlak van de ring (van massief plaatstaal) weergegeven, bij de onderste twee grafieken is het bijbehorende traagheidsmoment I_{zz} weergegeven.



A_{ring} blijft gelijk → uz blijft gelijk
 A_{ring} neemt toe → uz neemt toe



$I_{\text{ring plaatstaal}}$ neemt toe → uz blijft gelijk

6.2 Observaties

	Buiging	Wringing
D	De zakking wordt groter terwijl de diameter groter wordt. Een verklaring is dat de lengte van de diagonalen toeneemt maar de doorsnede niet groter wordt. De verlenging van de diagonalen wordt dus groter.	De verdraaiing wordt kleiner als de diameter groter wordt. De staven worden wel langer, maar de straal neemt ook toe, dus de torsiespanning $\equiv T/R$ neemt af.
L	De stramienafstand wordt groter. Omdat er 6 stramien zijn ingevoerd, wordt de totale lengte ook groter. Een verdubbeling van de lengte geeft een u_z van $162/51 = 3,2$ x zo groot, terwijl men bij een buigstaaf mag verwachten dat die $2^3 = 8$ x zo groot wordt. Immers geldt: $u_z = F \cdot L^3 / 3EI$. De zakking neemt dus minder dan evenredig toe bij een grotere stramienlengte. De spanningen nemen ook iets af, terwijl het moment verdubbelt.	Op wringing is het gedrag begrijpelijk: evenredig grotere verdraaiing omdat de lengte evenredig toeneemt. De spanning neemt iets toe.
A _{diagonaal}	Dat de verplaatsingen en spanningen kleiner worden bij een grotere doorsnede van de diagonalen volgt logischerwijs uit de berekening van het traagheidsmoment (bijvoorbeeld m.b.v. Steiner).	Bij een vergroting van de doorsneden nemen de vervormingen en spanningen ongeveer evenredig af.
A _{ring} en I _{ring}	Een toename van A _{ring} heeft effect op de einddoorbuiging. Een toename van I _{ring} heeft weinig effect. Blijkbaar is de excentriciteit tussen de diagonalen niet zo groot. Bij gebruik van minder diagonalen wordt de excentriciteit groter, en kan het effect wel merkbaar zijn.	Hetzelfde effect als bij buiging is hier geldig.

6.3 Conclusies

- In de bocht, waar torsie een grote rol speelt, is het gunstig om de netkous breder te maken.
- Een grotere stramienmaat heeft (tot een bepaalde grens) een gunstig effect. Deze grens is niet onderzocht.
- Voor extra buigstijfheid moeten dikkere profielen toegepast worden: vergroting van de totale diameter van de netkous heeft weinig effect. Het vermoeden is dat een grotere diameter alleen effectief is als er meer diagonalen per stramien toegepast worden, dus een dichter maas. Dit vermoeden wordt niet verder uitgezocht.
- In de ringen werkt vooral normaalkracht. Er mag een gedrongen (=dik) plaatstaalprofiel toegepast worden. De minimale doorsnede van het plaatstaal wordt bepaald door de diagonalen die er tegenaan gelast moeten worden. Extra hoogte is niet nodig.
- Een grotere doorsnede van de ring van plaatstaal heeft een zeer gunstig effect (tot een bepaalde grens).

7 Eenvoudige berekening constructie

In dit hoofdstuk wordt het globale krachtenverloop in de constructie bepaald. Tevens zal toegelicht worden waarom bepaalde ontwerpkeuzes gemaakt zijn. De constructie kan het meest inzichtelijk gemaakt worden met een eenvoudig rekenmodel, model B genaamd. Dit model dient ter controle van een gedetailleerder model C dat in het volgende hoofdstuk gepresenteerd wordt. Rekenmodel A betrof een handberekening die ter controle gebruikt is. Omdat de resultaten goed overeenkwamen, zal dit model verder niet gepresenteerd worden.

De netkous die de hoofddraagconstructie vormt, wordt in rekenmodel B geschematiseerd als een buisprofiel. De bedoeling is een benadering van de krachten en vervormingen te krijgen. Het is de vraag of dit zomaar mag:

In hoofdstuk 5 is onderzocht of deze schematisering constructief verantwoord is. De conclusie was dat voor de krachtswerking dit een goede benadering is. De doorbuigingen kunnen wel sterk afwijken (tot een factor 4 bij beschouwde staven).

In hoofdstuk 6 is onderzocht hoe de resultaten verbeterd kunnen worden, of anders gezegd: welke parameters moeten aangepast worden om een kleinere doorbuiging en lagere spanningen te krijgen.

In hoofdstuk 9 wordt het uitgebreide model behandeld. Met de achtergrondinformatie van hoofdstuk 5 en 6 kan een realistische vergelijking gemaakt worden tussen het eenvoudige rekenmodel en het uitgebreidere model. Ook kunnen op een gerichte wijze de juiste staven aangepast worden. Het eenvoudige model wat nu gepresenteerd wordt, geldt als basis om het gedrag inzichtelijk te krijgen.

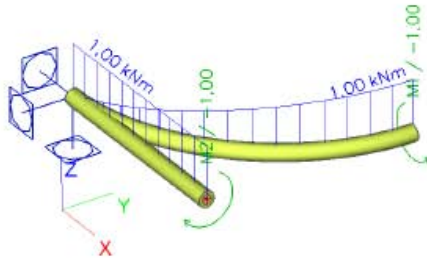
7.1 Inleiding op rekenmodel B

De hoofddraagconstructie loopt helemaal rond en wordt gesteund door 12 torens. Een belangrijke ontwerpkeuze is dat de netkous vrij moet kunnen roteren bovenop de torens. Het voordeel is dan dat alle krachten door de buis zelf opgenomen worden en heel vloeiend verdwijnen. Er ontstaan geen hoge piekspanningen in de netkous ten plaatse van de opleggingen. Een bijkomend voordeel is dat de torens geen buiging te verwerken krijgen.

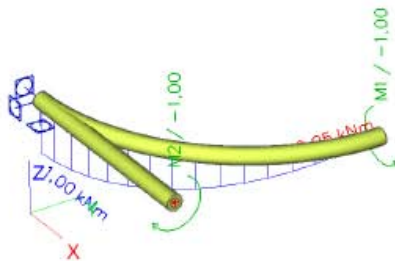
Alle excentriciteiten die ontstaan in de netkous, worden dus door de netkous zelf opgevangen. Als torsie de bocht om gaat, wordt het een buigend moment en vice versa. Dit wordt inzichtelijk gemaakt in afbeelding 8.1. Zo wordt interne torsie eerst omgezet in buigend moment, waarna het wordt opgevangen door de verticale oplegreacties met een bepaalde arm.

Het model is ingevoerd in ESA PT.

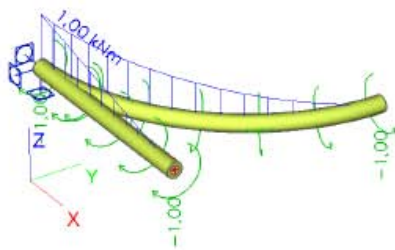
1. Torsiemoment op staafeind - en M_x



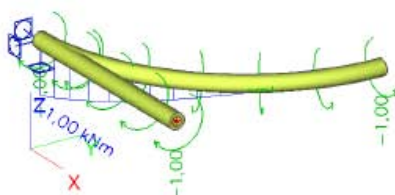
2. Torsiemoment op staafeind - en M_y



3. Verdeelde torsiebelasting - en M_x



4. Verdeelde torsiebelasting - en M_y



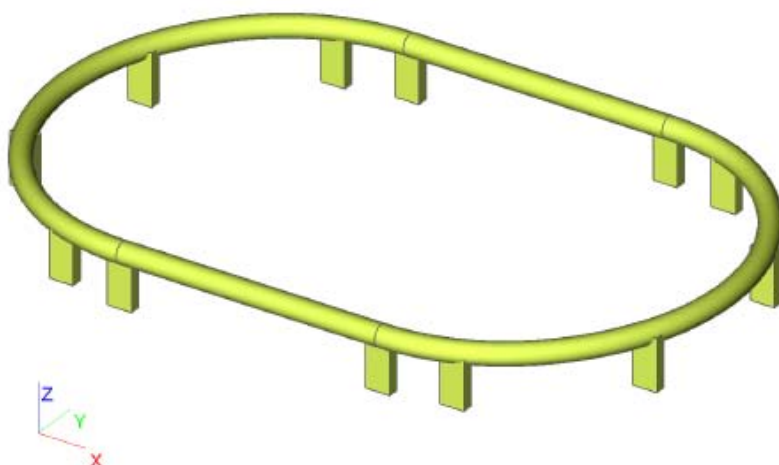
Afb. 7.1 Het torsiemoment M_x op het staafeinde (1) wordt omgezet in buigend moment M_y (2). Hetzelfde geldt voor verdeelde torsiebelasting (3) en (4).

7.2 Berekeningsrapport model B

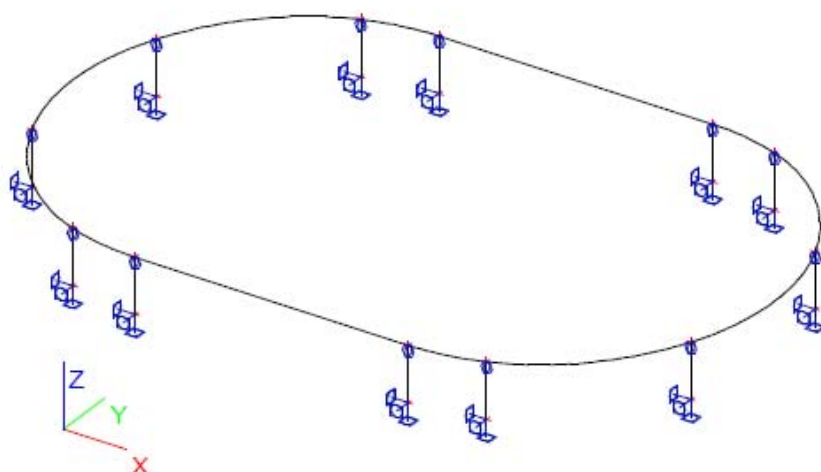
Op onderstaande afbeeldingen worden de berekeningsresultaten van model B weergegeven.

1. Constructie

1.1. Constructie met stalen buis rond 8500



1.2. Buis is scharnierend verbonden met torens



De torens die de constructie dragen zijn ingeklemd ten plaatse van het maaiveld. Aan de bovenkant is een rotatieverbinding naar de netkous.

2. Belasting

2.1. Belastinggevallen

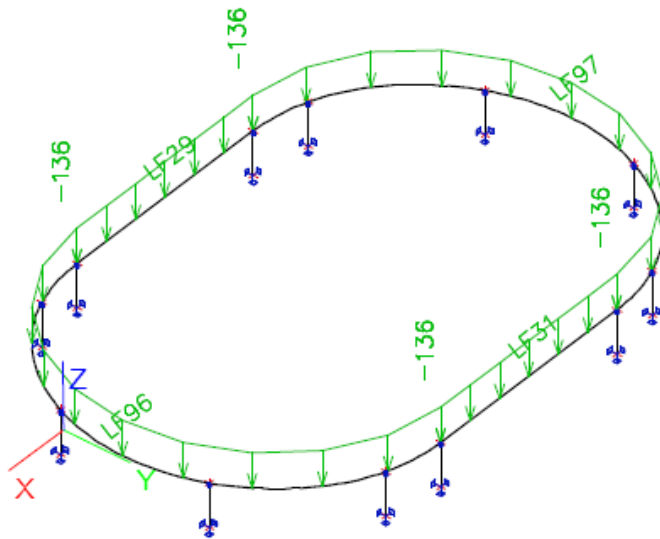
BG1: eigen gewicht netkous..... $q_{rep} = 46 \text{ kN/m}$ $\gamma = 1,2$
 BG2: eigen gewicht tribune..... $q_{rep} = 136 \text{ kN/m}$ $\gamma = 1,2$
 BG3: eigen gewicht dak..... $q_{dak} = 24 \text{ kN/m}$ $\gamma = 1,2$
 BG4: verand. pers. en sneeuw... $q_{rep} = 82 \text{ kN/m}$ $\gamma = 1,5$
 BG5: torsie..... $t_{rep} = 3000 \text{ kNm/m}$ $\gamma = 1,28$

$q_{rep} = 295 \text{ kN/m}$

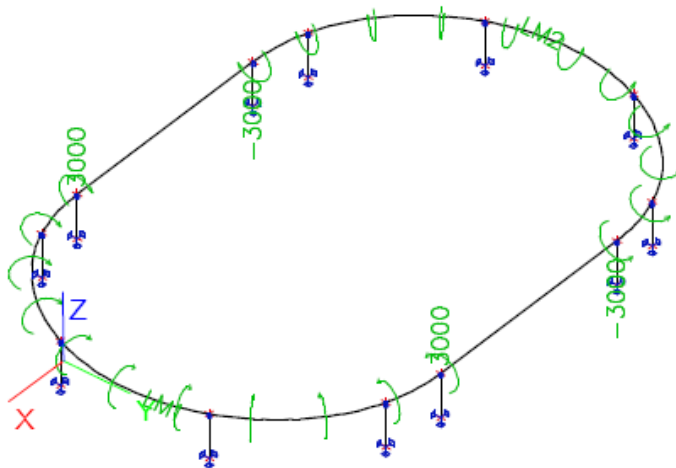
$q_d = 379 \text{ kN/m}$

N.B. torsiebelasting = $q \cdot e = 295 \cdot 10 = 3000 \text{ kNm/m}$

2.2. Gelijkmatig verdeelde last. BG 1-4

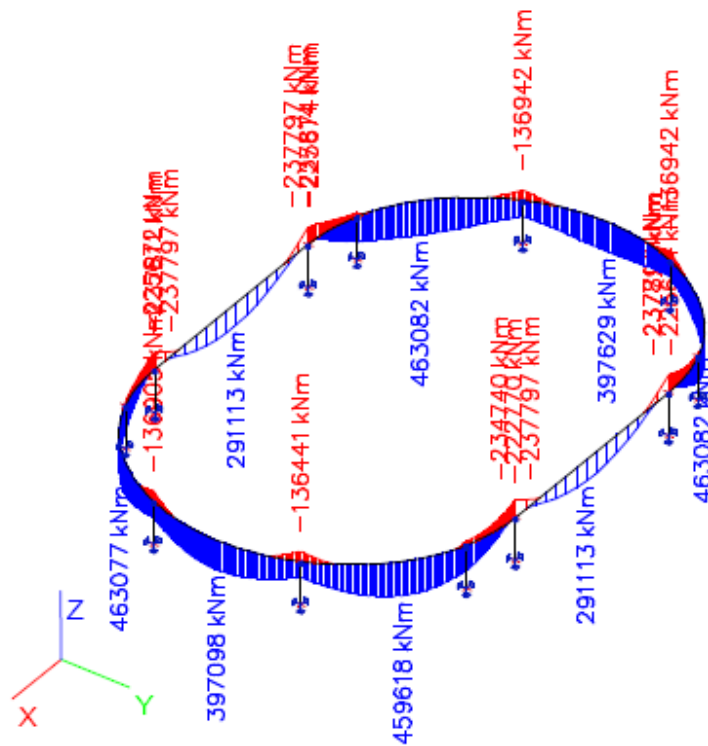


2.3. Gelijkmatig verdeelde torsiebelasting. BG 5

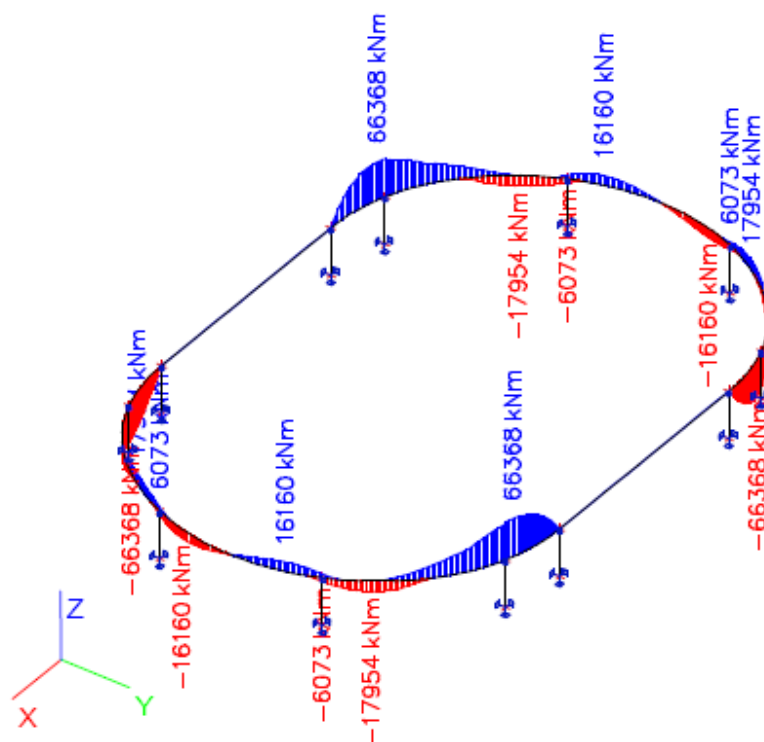


3. Krachten

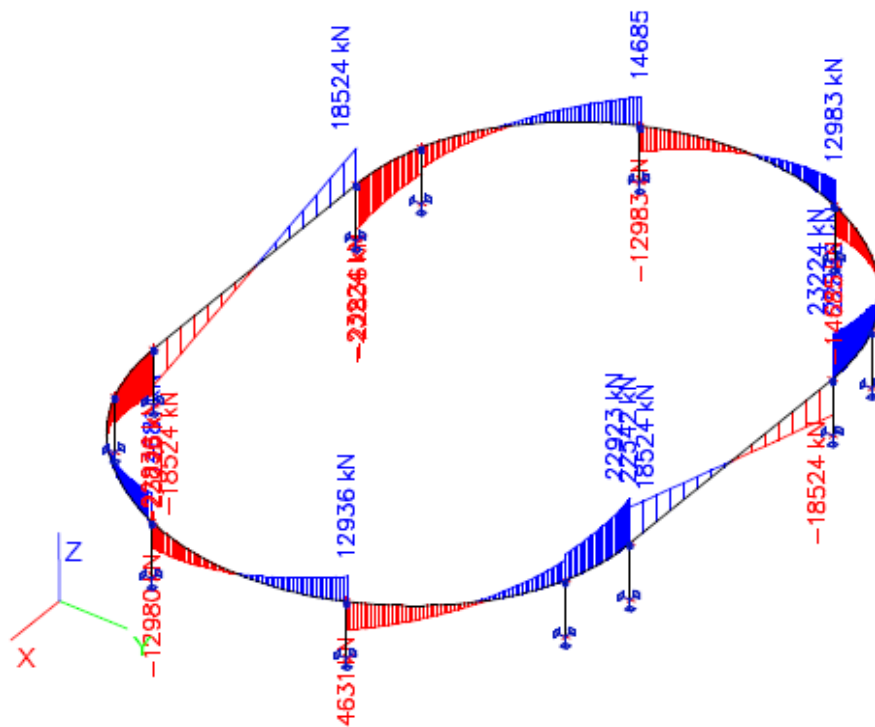
3.1. Interne kracht in UGT - My in staven



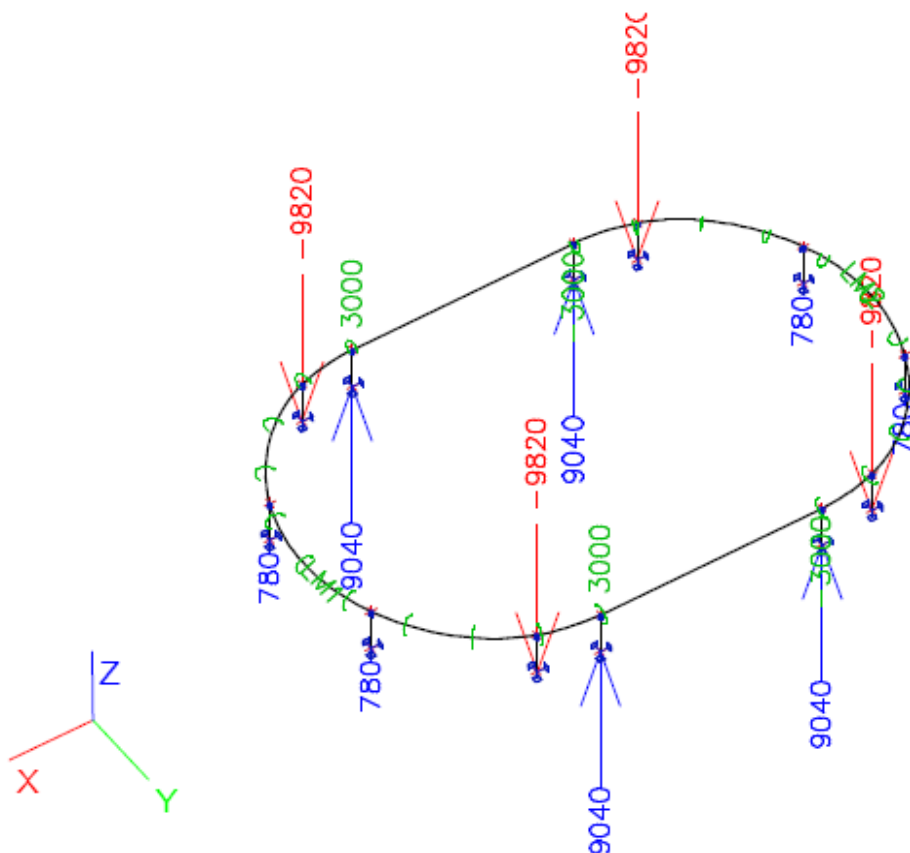
3.2. Interne kracht in UGT - Mx in staven



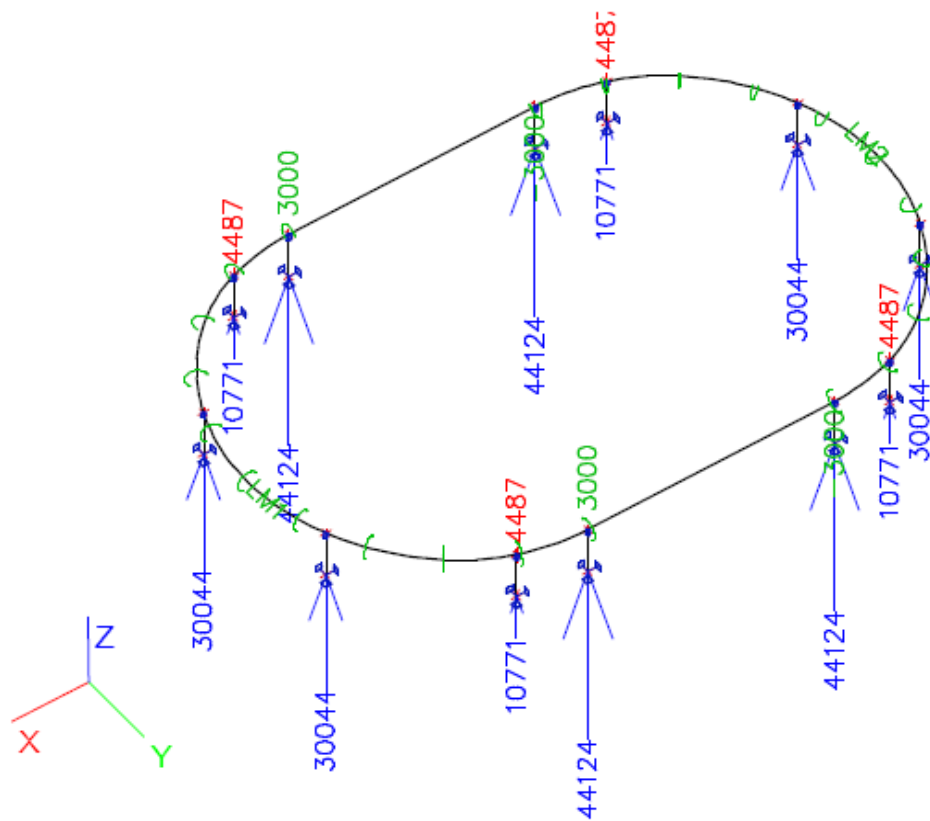
3.3. Interne kracht in UGT - Vz in staven



3.4. BG5 enkel torsie - Reactiekrachten Rz

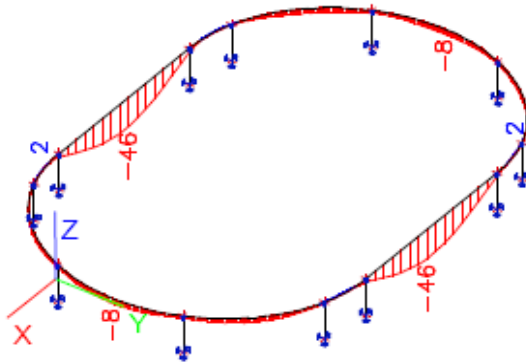


3.5. Combi UGT - Reactiekrachten Rz

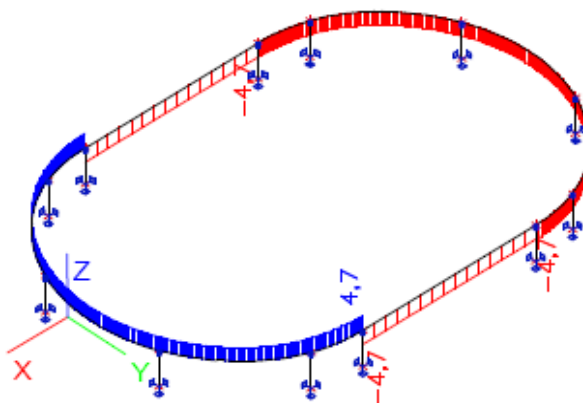


4. Vervormingen

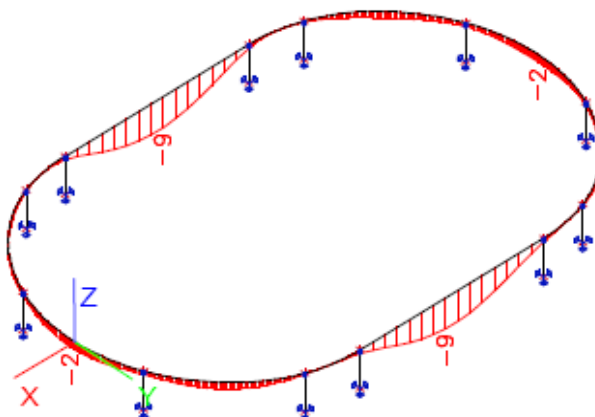
4.1. Combi BGT: Uz in staven



4.2. Combi BGT: fix [mrad]



4.3. BG personen: Uz in staven [mm]



7.3 Toetsing netkous op sterkte

Maximaal moment $M_y = 463.082 \text{ kNm}$
 Weerstandsmoment $W_{el,y} = 1,0585 \text{ m}^3 = 1,0585 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$
 Staalkwaliteit S355

Maximale spanning $\sigma_{koker} = M / W = 463.082 \cdot 10^6 / 1,0585 \cdot 10^9 = 437 \text{ N / mm}^2$

Voor een eerste benadering van de spanning in de netkous wordt aangehouden het resultaat uit hoofdstuk 5: de werkelijke spanning in de netkous is 1,1x zo groot als in de kokerbenadering.

$$\sigma_{netkous} = 1,1 \cdot \sigma_{koker} = 1,1 \cdot 437 = 481 \text{ N/mm}^2$$

Unity check $\sigma_d / f_y = 481 / 355 = 1,35 > 1$ Voldoet niet

7.4 Toetsing op stijfheid

Voor de langste overspanning van 100 m geldt:

Combi BGT $u_{eind} = 46 \text{ mm}$ (zonder gebruik van een zeeg)
 BG personen $u_{bijk} = 9 \text{ mm}$

Voor een vrije overspanning van 25 m geldt volgens het onderzoek uit h. 5 dat de doorbuiging van de echte netkous 4x zo groot is als die van de kokerbenadering

Voor een eerste benadering wordt aangenomen dat deze factor ook geldt voor $l = 100 \text{ m}$ als die aan beide zijden ingeklemd is.

Dan wordt de einddoorbuiging $u_{eind} = 4 \cdot 46 = 184 \text{ mm}$
 en de bijkomende doorbuiging $u_{bijk} = 4 \cdot 9 = 36 \text{ mm}$

De eisen uit de NEN normen zijn van toepassing:

$$u_{eind} \leq 0,004 \cdot L_{rep}$$

$$u_{bijk} \leq 0,003 \cdot L_{rep}$$

Toets:

$$u_{eind} = 184 / 100.000 = 0,0018 \cdot L_{rep} < 0,004 \cdot L_{rep}$$

Voldoet

$$u_{bijk} = 36 / 100.000 = 0,0004 \cdot L_{rep} < 0,003 \cdot L_{rep}$$

Voldoet

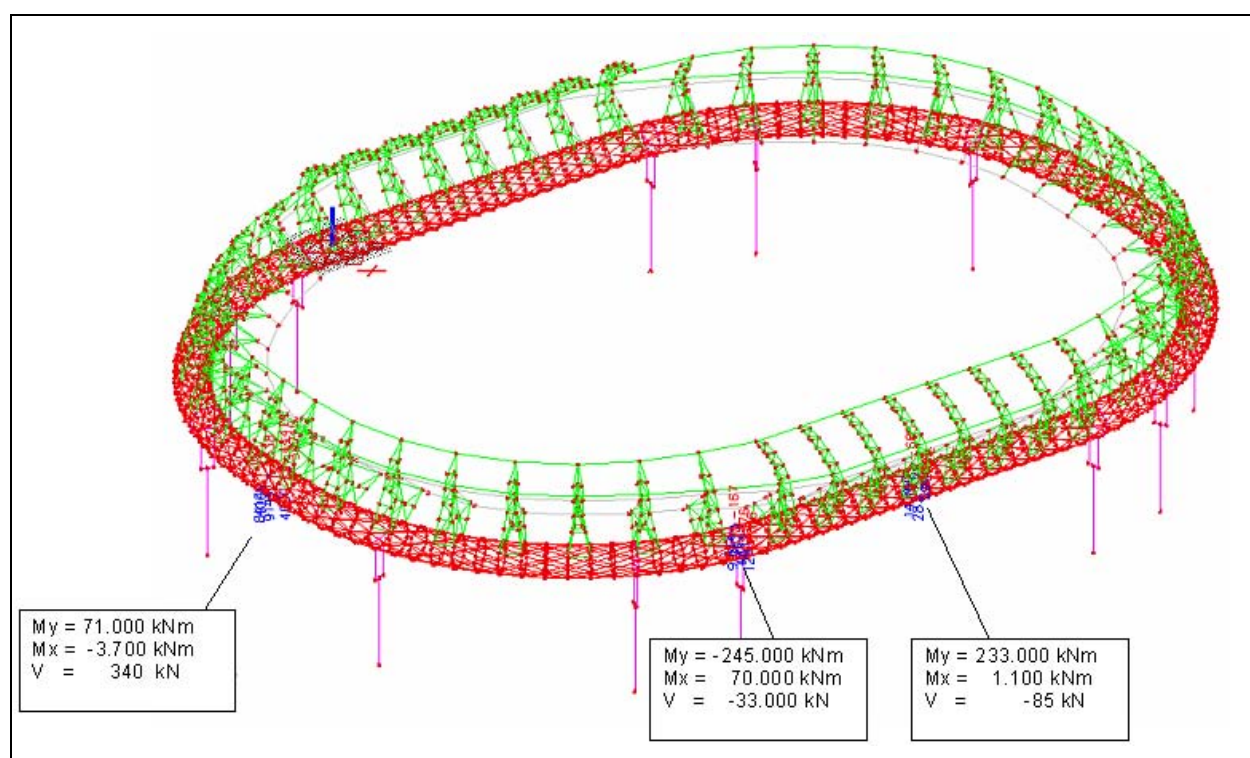
8 ESA berekening constructie

In dit hoofdstuk wordt de constructie gedetailleerder berekend. Hiervoor is een uitgebreid 3D model in ESA ingevoerd. Hierdoor kan het gedrag goed inzichtelijk gemaakt worden. Tevens wordt de ruimtelijke vorm van de constructie goed zichtbaar.

Omdat het model zeer complex geworden is, bleek het lastig om snel veranderingen door te voeren. Omdat het een tijdrovend geheel was, wordt vooral het gedrag uitgelegd. De toetsing op hoe groot de spanning precies is wordt vanwege tijdsdruk niet gedaan. Het zou te ver voeren om voor het afstuderen de dimensies van elk staalprofiel te bepalen.

8.1 Krachten

In onderstaand figuur is op enkele kritieke punten het optredend buig- en torsiemoment weergegeven, evenals de dwarskracht.



Afb. 8.1 Resultaten uit model C op kritieke punten

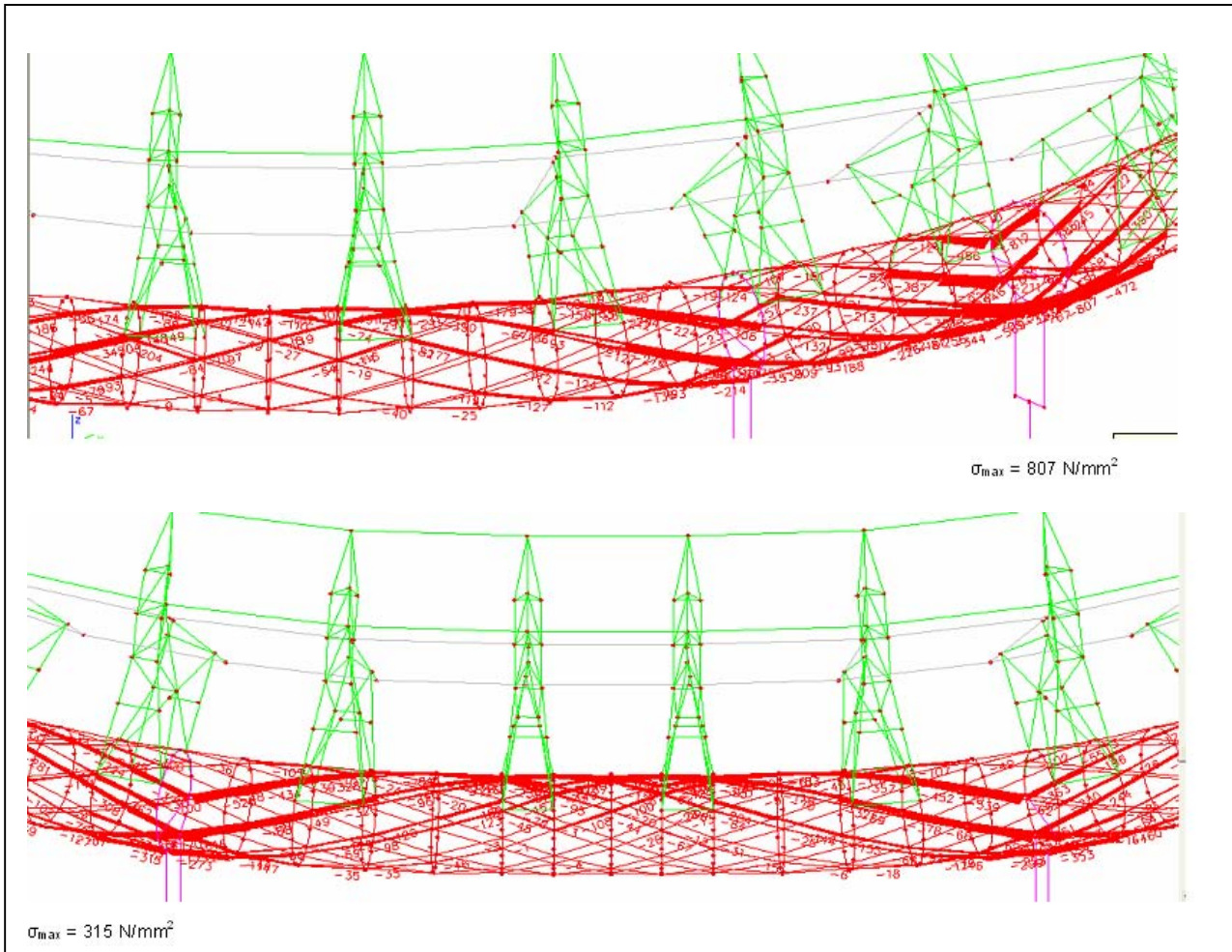
Dit wijkt niet zo veel af van het eenvoudige model B, zoals hieronder weergegeven. Echter in de bocht is het buigend moment van model C veel groter.

$M_y = 385.000 \text{ kNm}$ $M_x = 0 \text{ kNm}$ $V = 0 \text{ kN}$	$M_y = 246.000 \text{ kNm}$ $M_x = 66.000 \text{ kNm}$ $V = 24.0000 \text{ kN}$	$M_y = 277.000 \text{ kNm}$ $M_x = 0 \text{ kNm}$ $V = 0 \text{ kN}$
--	--	--

Afb. 8.2 Resultaten van model B op dezelfde plaatsen

8.2 Spanningen

In onderstaande figuren zijn de spanningen weergegeven ten plaatse van de opleggingen. Het valt op dat plaatselijk de vloeigrens zeer overschreden wordt. Een optimalisatie van de staafdiameters moet uiteindelijk deze krachten kunnen opvangen.



Afb. 8.3 Staafspanningen (N/mm²) in het midden van de bocht en ter plaatse van de opleggingen

Op de meeste plaatsen voldoen de gekozen staven wel. Hieronder volgen enkele unity-checks:

Onderin de netkous tpv bestaande trappenhuizen (bovenste deel):

$$UC = \sigma_d / f_y = 807 / 355 = 2,27 \quad \text{Voldoet niet}$$

Onderin de netkous tpv de oplegging:

$$UC = \sigma_d / f_y = 472 / 355 = 1,32 \quad \text{Voldoet niet}$$

Onderin de netkous tpv de oplegging:

$$UC = \sigma_d / f_y = 315 / 355 = 0,89 \quad \text{Voldoet}$$

Bovenin de netkous tpv de oplegging:

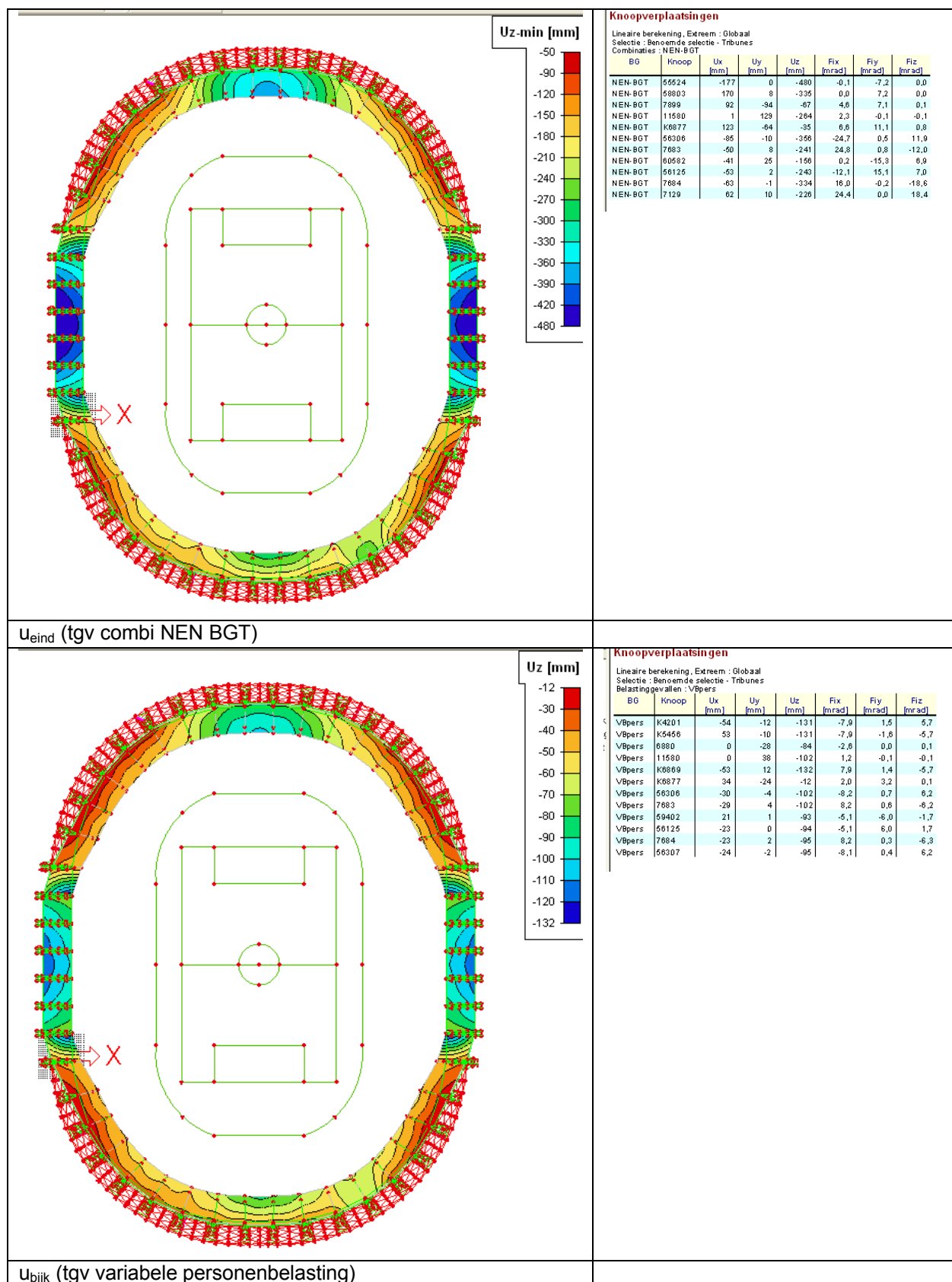
$$UC = \sigma_d / f_y = 224 / 355 = 0,63 \quad \text{Voldoet}$$

Boven de netkous tpv de helft van de overspanning

$$UC = \sigma_d / f_y = 123 / 355 = 0,35 \quad \text{Voldoet}$$

8.3 Vervormingen

De vervormingen ten gevolge van de totale belasting (u_{eind}) en ten gevolge van de veranderlijke belasting (u_{bijk}) worden in onderstaande afbeelding weergegeven.



Afb. 8.4 Vervormingen van de tribune
Toetsing op stijfheid

In het midden van de lange overspanning van $l = 100$ is en de bijkomende doorbuiging

$$u_{\text{eind}} = 480 \text{ mm}$$

$$u_{\text{bijk}} = 132 \text{ mm}$$

De eisen uit de NEN normen zijn van toepassing:

$$u_{\text{eind}} \leq 0,004 \cdot L_{\text{rep}} \leq 400 \text{ mm}$$

$$u_{\text{bijk}} \leq 0,003 \cdot L_{\text{rep}} \leq 300 \text{ mm}$$

Toets:

$$u_{\text{eind}} = 480 > 400 \text{ mm}$$

$$u_{\text{bijk}} = 132 < 300 \text{ mm}$$

Voldoet niet → zeeg nodig

Voldoet

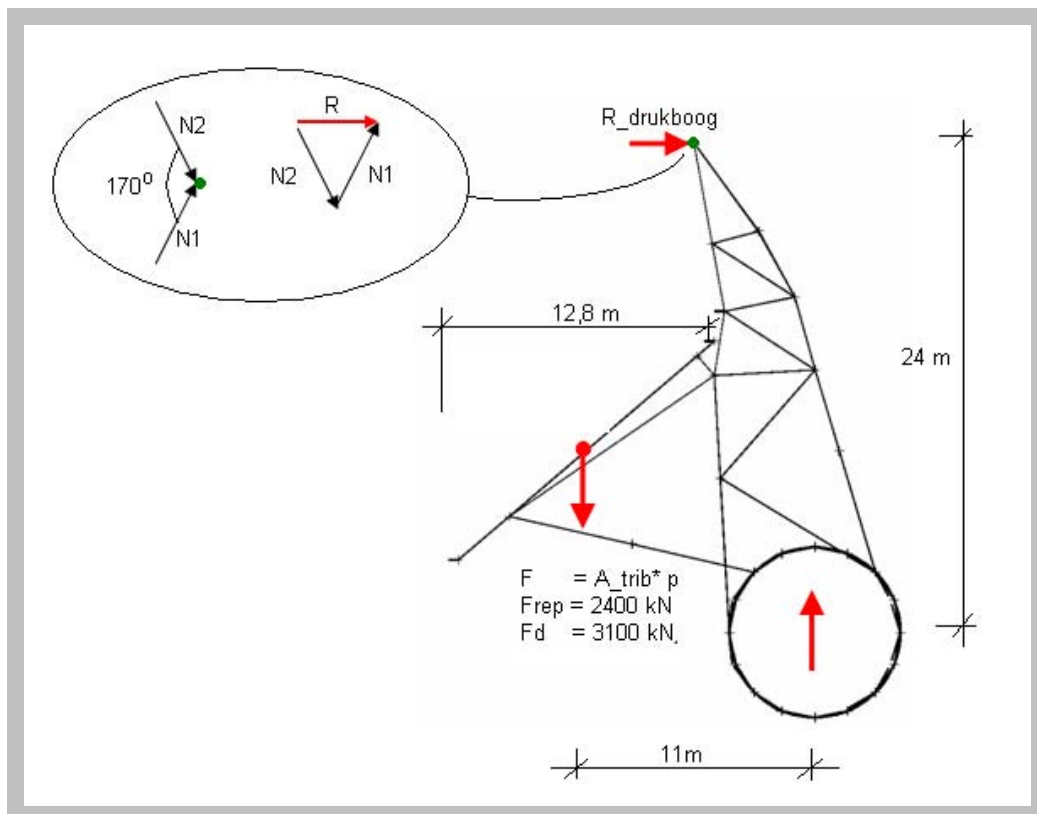
8.4 Mogelijke doorontwikkeling met een drukring

Bovenstaand model doet de vraag reizen of er een doorontwikkeling mogelijk is. Het is namelijk mogelijk meer constructiedelen in de krachtwerking te laten meedoen. Hierdoor kan een stijvere constructie verkregen worden.

Omdat torsie zo'n belangrijk gegeven is in de constructie, wordt gezocht naar een manier om die verdraaiing naar binnen tegen te gaan. De vorm van de constructie gaf in het ontwerpproces aanleiding om de 'vingers' te gebruiken als hefboom. Hoewel deze optie uiteindelijk verworpen is, zal toch uitgelegd worden wat het achterliggende idee is.

8.4.1 UITLEG VAN HET IDEE

Omdat de vingers een hoogte van 24 m hebben, werkt deze hefboom heel effectief. Wanneer deze radiaal tegen een soort drukring duwen, houdt dat elkaar in evenwicht. Als drukring wordt bovenop de vingers een buis van ongeveer rond 700 mm gelast. Omdat deze buis met kleine knikjes de bocht door gaat, is er een radiale component die horizontaal tegen de vinger druk (R_{drukboog}). Dit wordt uitgelegd in afbeelding 8.5

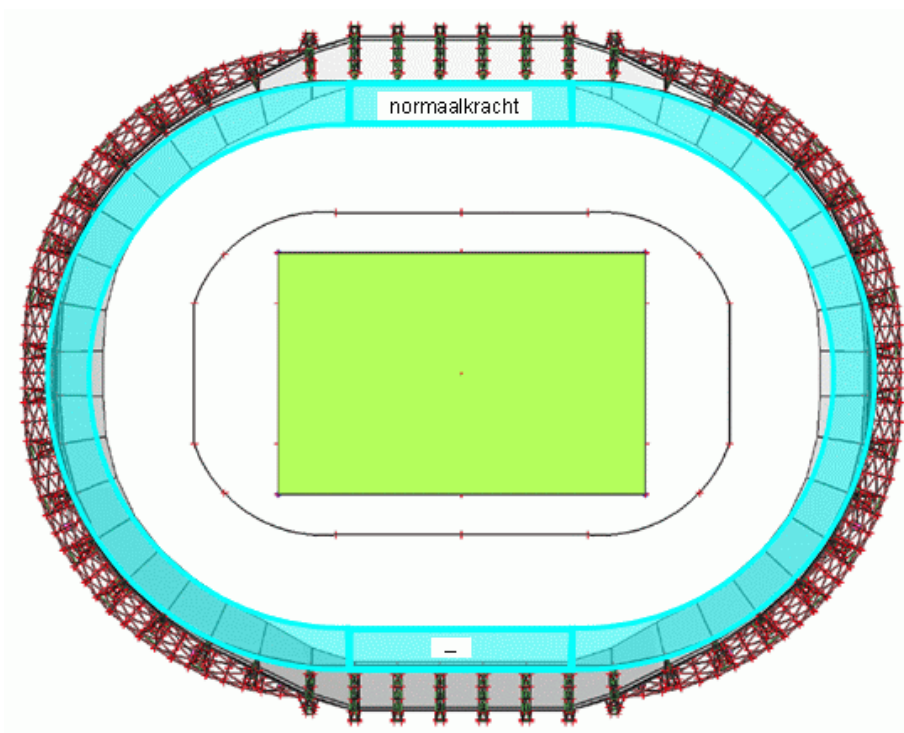


Afb. 8.5 Principe van activering drukring bovenop de vingers

Omdat op het rechte deel geen hoek tussen de drukstaven heeft, kan hier geen radiale kracht opgenomen worden. Dat is ook niet nodig, aangezien de tribune hier goed uitgebalanceerd is. In de

bocht is de excentriciteit van de tribune t.o.v. de netkous het grootst, en juist daar is het effect van de drukstaaf werkzaam.

De normaalkracht die ontstaat, wordt helemaal rond doorgekoppeld, zie afbeelding 8.6.



Afb. 8.6 Bovenaan- of Draufsicht tribune en optredende normaalkracht in de drukring

8.4.2 WAAROM NIET TOEPASSEN?

Er zal nu een afweging gemaakt worden waarom dit principe wel of niet toegepast moet worden.

Voordelen:

- Het is een systeem dat torsie tegenwerkt, en een effectieve arm heeft;
- De vingers zijn al aanwezig, maar krijgen een extra functie erbij (naast het dragen van de radiaalspanten en de tribune);
- De netkous kan waarschijnlijk slanker uitgevoerd worden.

Nadelen:

- De vingers zullen zwaarder uitgevoerd moeten worden, dus wat je wint aan staal bij de netkous, verlies je deels weer aan de vingers;
- Het systeem wordt minder duidelijk, omdat er nu twee veersystemen in het spel zijn. Daarin kun je altijd de ene stijver maken dan de ander. Waar de krachten precies heen gaan, is niet meer zo duidelijk te achterhalen.
- De horizontale translatiestijfheid van de drukring is niet constant. Als de drukring vervormt, verandert de hoek tussen twee staven namelijk ook, zodat de resultante anders ontbonden wordt. Dit maakt het zeer gedrag zeer ondoorgroondelijk..
- Met de uitvoering zal het lastiger worden, omdat de juiste kracht naar de drukring moet gaan. Misschien wint het idee een paar kilo's staal terug, maar die opbrengsten vervluchtigen door de extra arbeid die nodig is.

De nadelen zijn zwaarwegender dan de voordelen. Het systeem wordt dus welafgewogen verworpen.

9 Uitvoering

In dit hoofdstuk worden twee manieren gepresenteerd hoe de ontworpen constructie gebouwd kan worden. Het meest kritieke punt hierin is dat het dak opgetild moet worden en dat daaronder een constructie moet komen. Dit hoofdstuk geeft twee mogelijke manier om hiermee om te gaan. In het ontwerp is namelijk rekening gehouden met deze moeilijkheid, en het ontwerp met de netkous is voor een deel ook op de uitvoeringsaspecten gericht.

Toch heeft dit hoofdstuk niet te pretentie alle problemen op te lossen. Er wordt eerder een oplossingsrichting gepresenteerd. Er moet nog veel uitgezocht worden. Maar dit is eerder een taak van de aannemer dan van constructeur (of in dit geval de afstudeerder). De precieze aanpak zal ook afhankelijk zijn van de voorkeuren van de uitvoerder. Mede hierom, maar ook vanwege beperkte tijd van het afstuderen, wordt niet alles dichtgetimmerd.

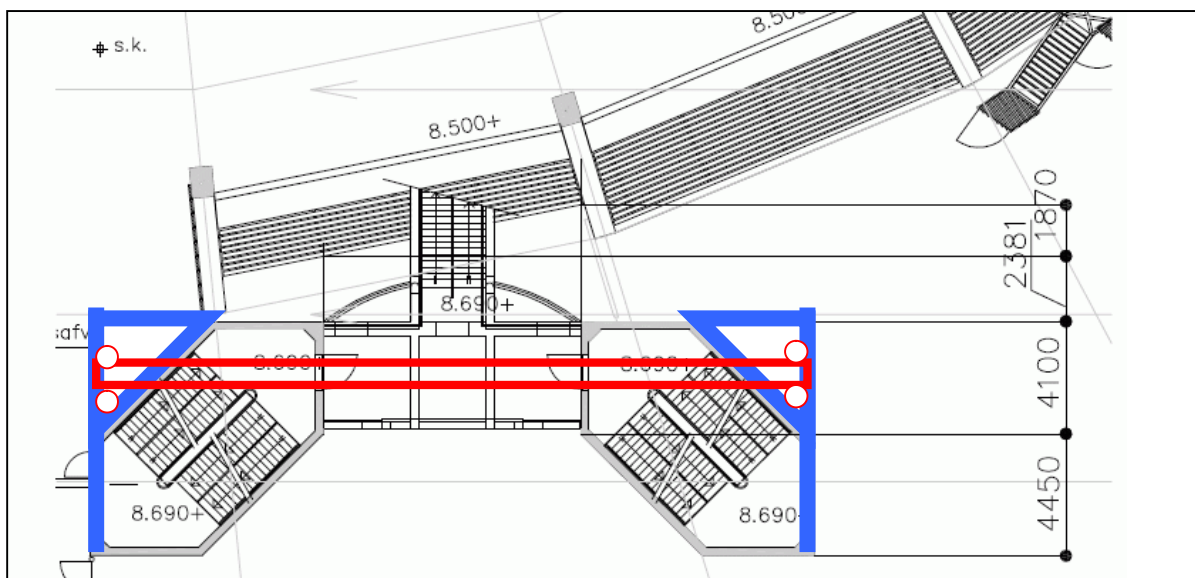
De eerste methode is ontstaan toen nog onduidelijk was hoe het nieuwe hoofdgebouw eruit gaat zien. Met de huidige gegevens blijkt dat het hoofdgebouw te dicht op de ArenA staat. Hierdoor kan op die plaats methode 1 niet toegepast worden. Methode 2 lijkt momenteel de beste oplossing.

In dit hoofdstuk wordt voornamelijk visueel gemaakt hoe de verbouwing kan plaatsvinden. In het vorige rapport is reeds een en ander toegelicht. Opgemerkt wordt nog dat de uitstekende vakwerken in het stadium van de tekeningen nog niet helemaal doorontwikkeld waren. Deze tekeningen dienen slecht voor het vizielprincipe.

9.1 Nieuwe torens

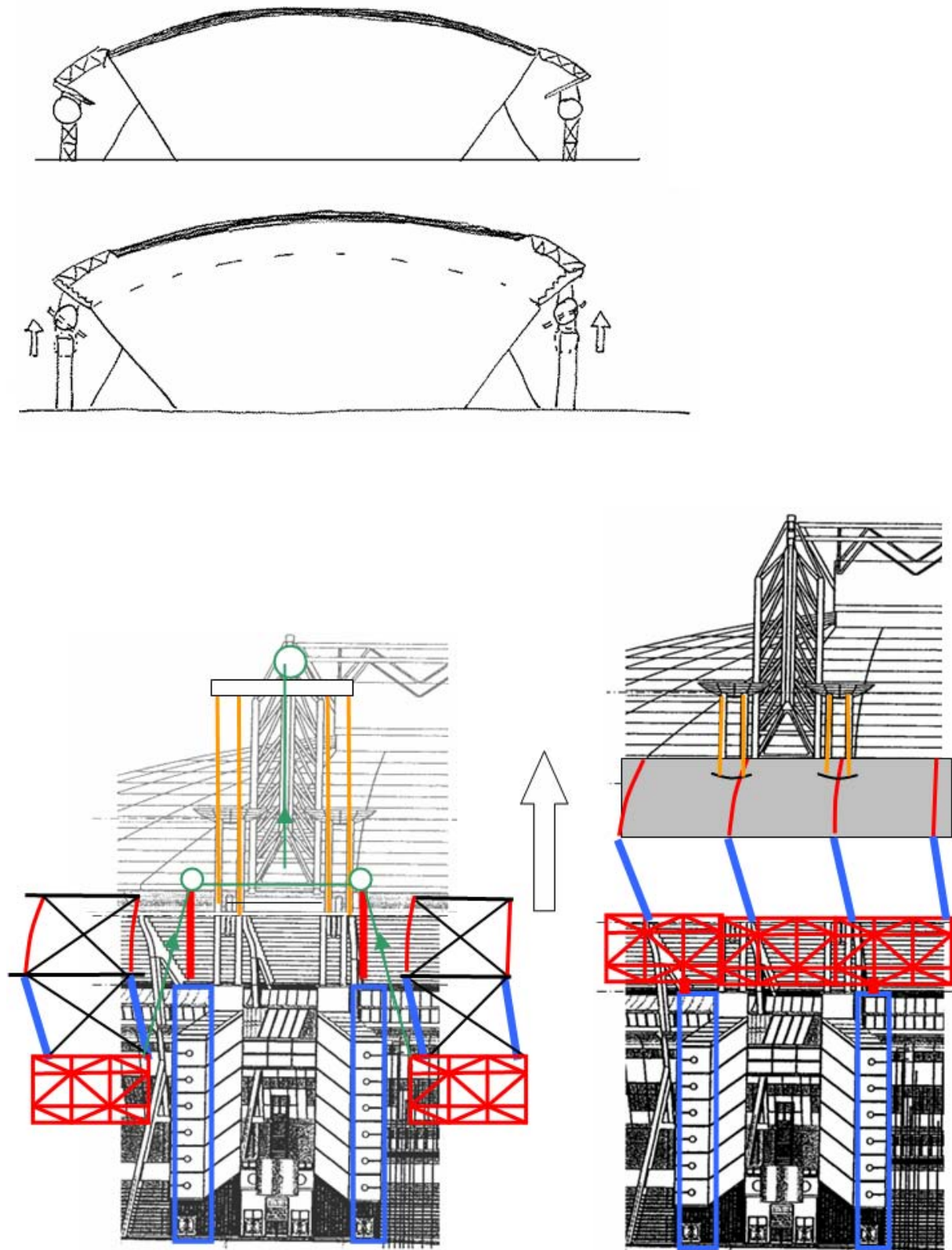
De focus van het afstuderen ligt op de netkous en het dak, en niet zozeer op de nieuwe torens en haar fundering. De vormgeving en afmetingen van de torens worden dus nog open gehouden. Wat weergegeven is, moet indicatief opgevat worden. Op de bouwmethode wordt ook niet ingegaan. Aangenomen wordt dat ze gebouwd kunnen worden. Omdat tussen de bestaande trappenhuisen een doorlopende funderingsplaat ligt, moeten de nieuwe torens aan weerszijden van de bestaande trappenhuisen gebouwd worden, zie afbeelding XX. Een van de uitgangspunten was namelijk dat de bestaande constructie en de bestaande funderingspalen niet belast worden door de nieuwe constructie.

Wanneer de nieuwe torens gebouwd zijn, wordt de nieuwe constructie erop geplaatst. Ook moeten de twee boogliggers van het bestaande dak vanaf deze torens opgevijzeld worden. Onderstaande afbeelding geeft het bovenaanzicht; de volgende twee paragrafen geven de zijaanzichten van hoe dat mogelijk is.



Afb. 9.1 Bestaande trappenhuisen, met aan weerszijden de uitbreiding.

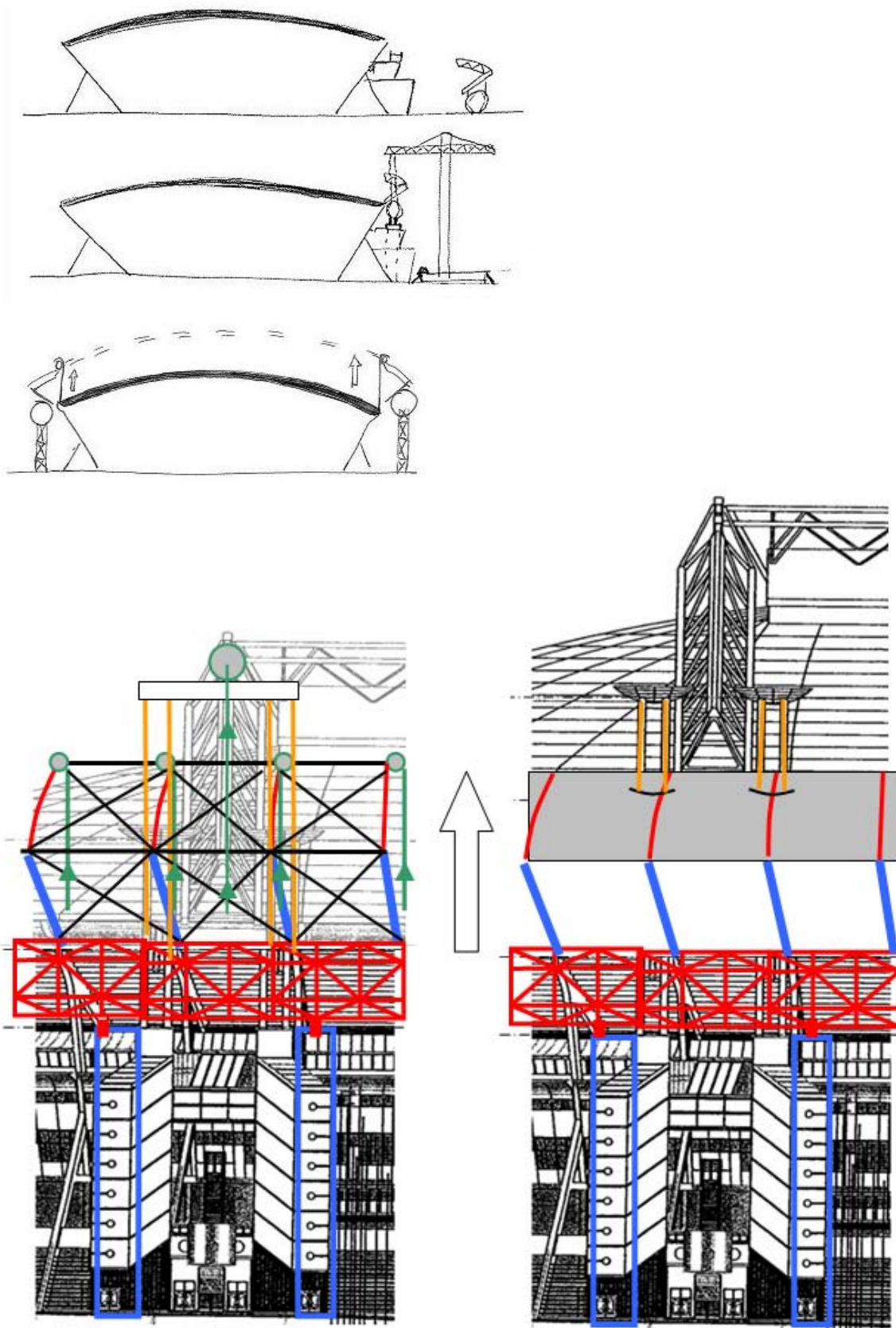
9.2 Overzicht methode 1



Afb. 9.2 De netkous wordt op een tijdelijk hulpconstructie gebouwd. De boogligger wordt vanaf de verhoogde kolommen (oranje) opgetakeld; de netkous vanaf nieuwe torens (blauw). Afhankelijk van de beschikbare vizelcapaciteit worden de tribunegordingen in het bouwstadium of in het eindstadium aangebracht.

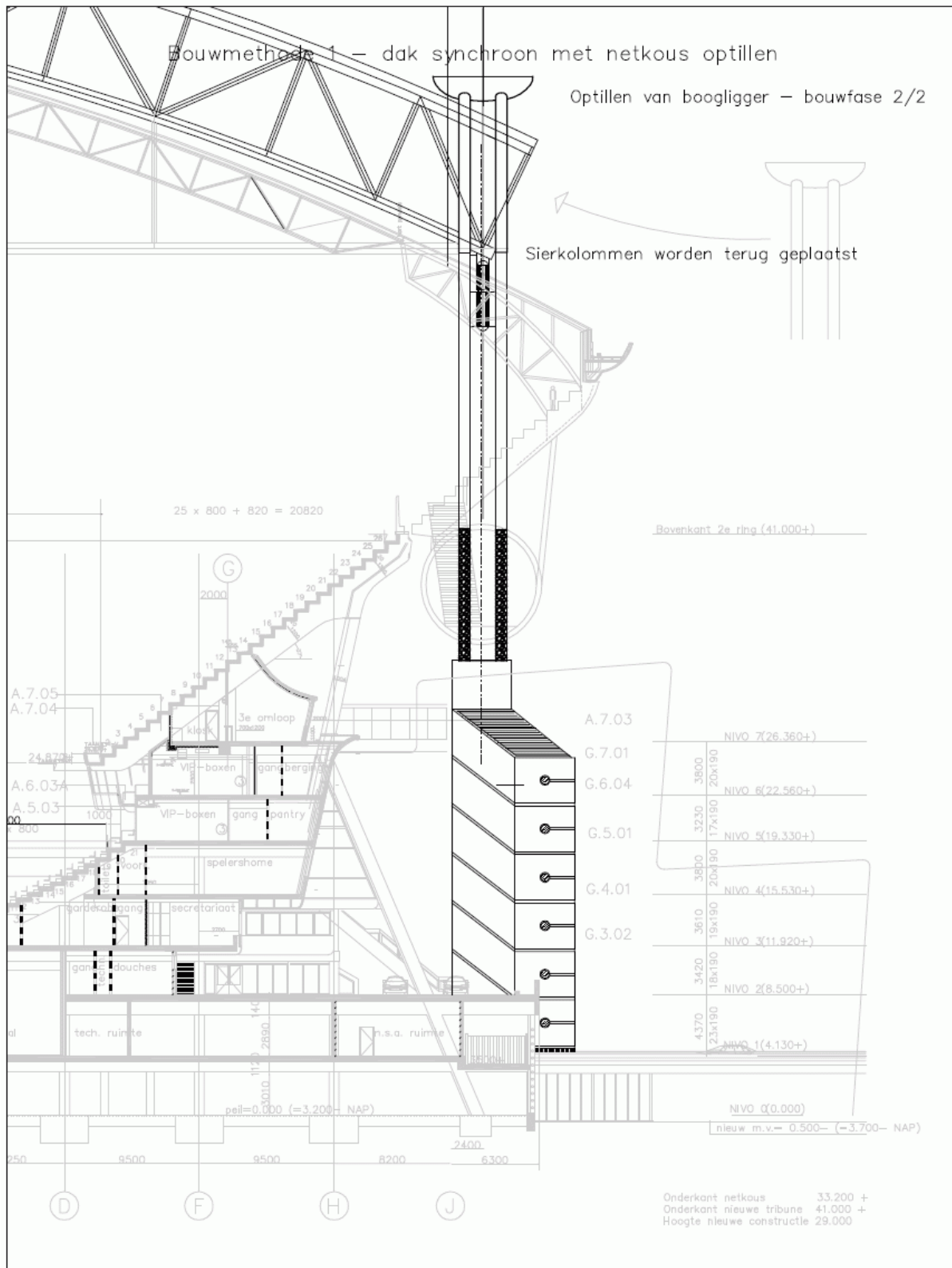
Als het dak op hoogte is gebracht (17 m omhoog), wordt het nieuwe dakdeel afgedekt.

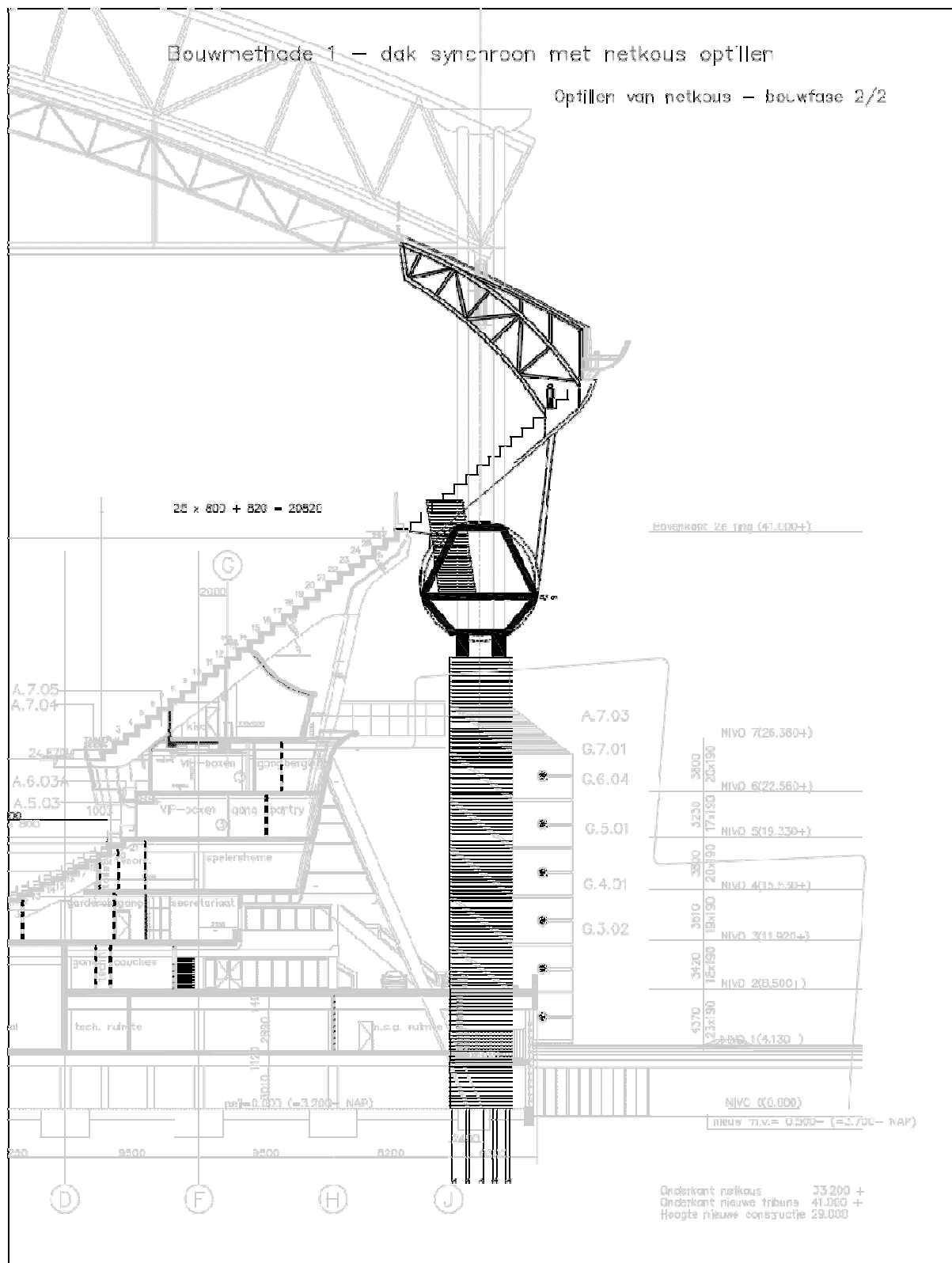
9.3 Overzicht methode 2



Afb. 9.3 De netkous met daarboven de nieuwe tribune worden op definitieve hoogte gebouwd. Vanaf de liggers van het nieuwe dak worden de bestaande dakliggers opgevijseld.

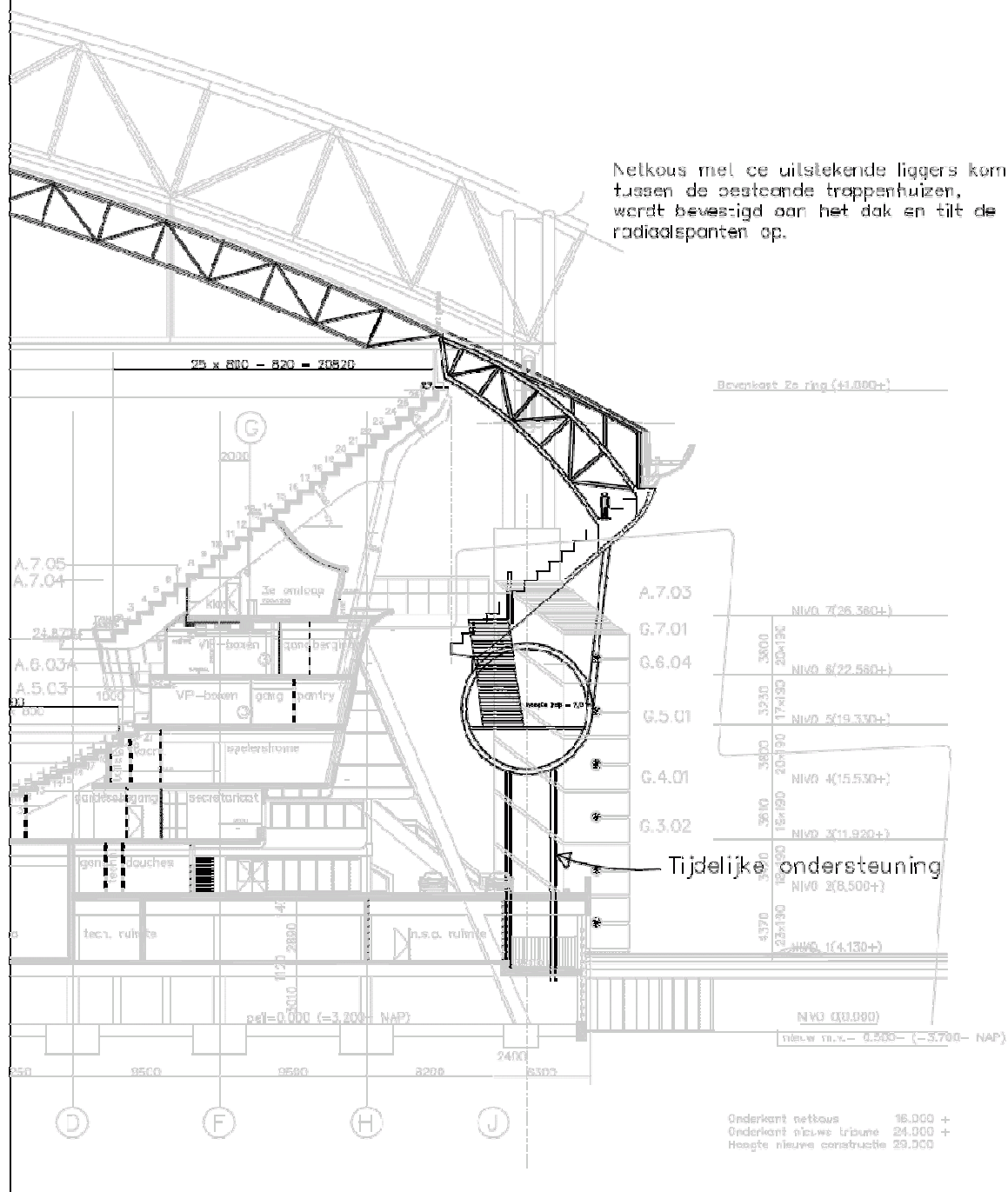
De sierkolommen met schotels worden weer teruggeplaatst.





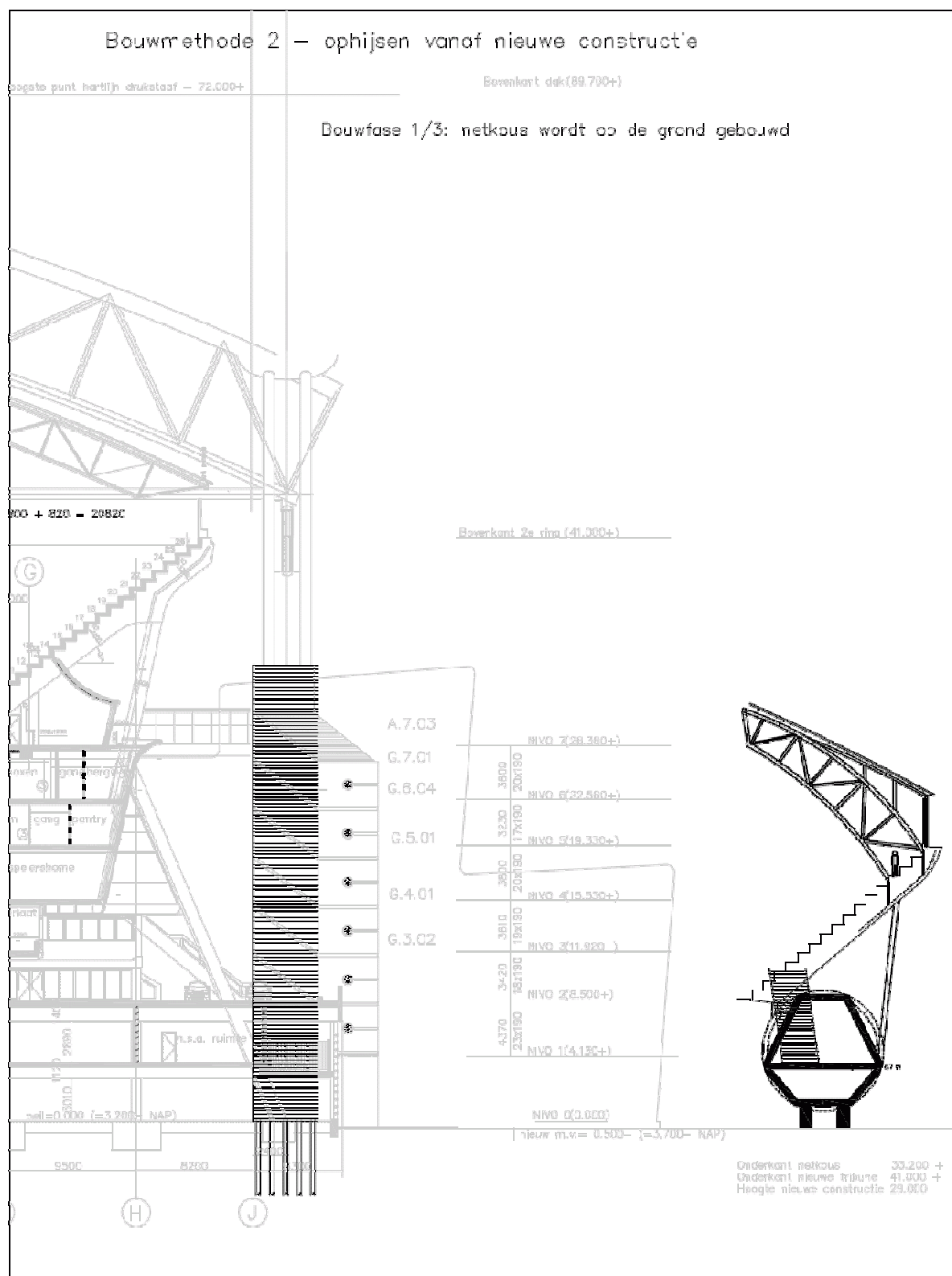
Bouwmethode 1 – ook synchroon met netkous optillen

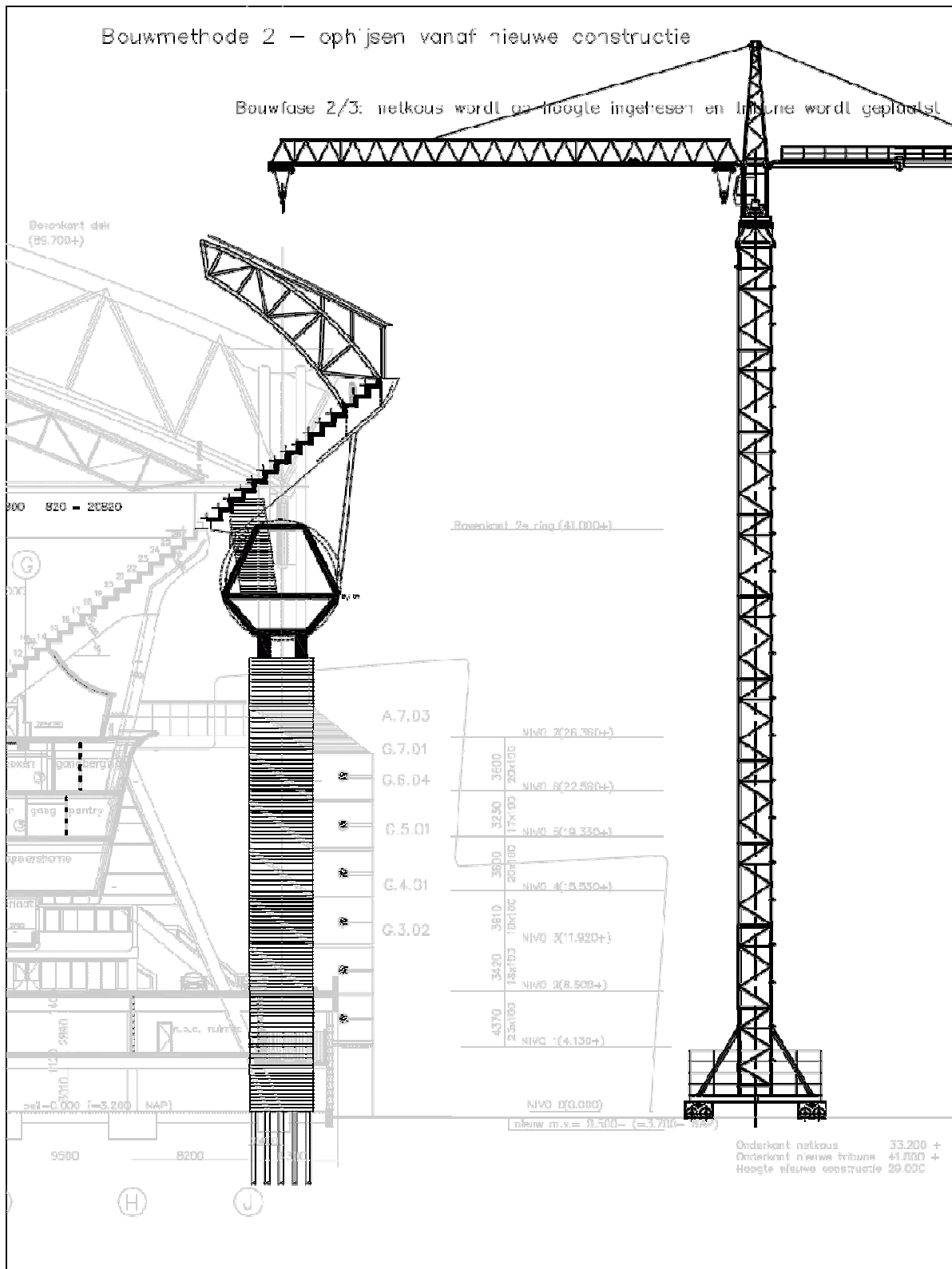
Optillen van radiaalspanen bouwfase 1/2





9.5 Doorsneden methode 2 – dak wordt opgetild vanaf op hoogte gebouwde constructie

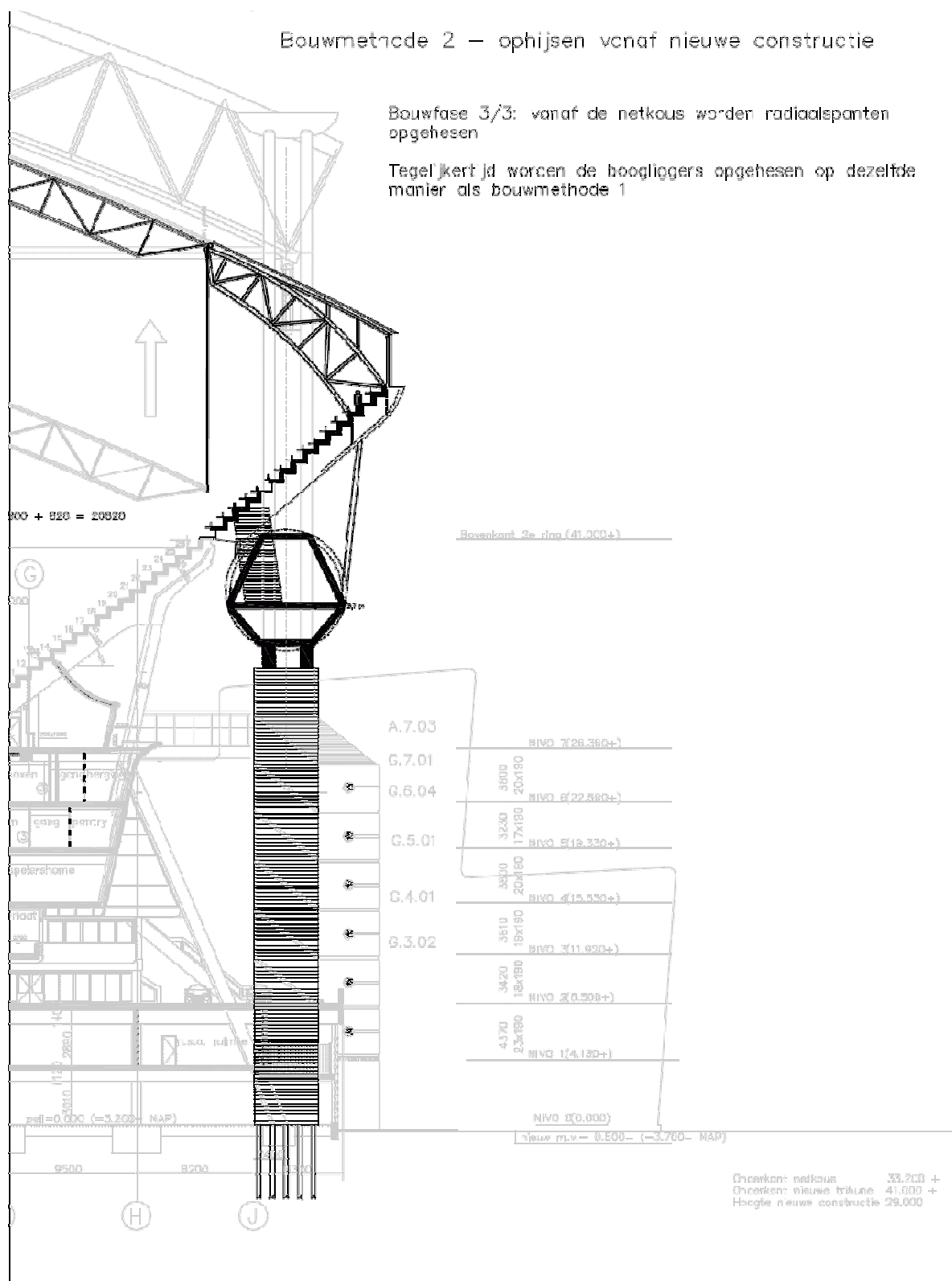




Bouwmethode 2 – ophijsen vanaf nieuwe constructie

Bouwfase 3/3: vanaf de netkous worden radiaalspanen opgehesen

Tegelijkertijd worden de hoogliggers opgehesen op dezelfde manier als bouwmethode 1



10 Bijlagen

10.1 Berekening 'vingers' op recht stuk

Berekening 'vingers' (h.o.h. 12,3 m) op recht stuk

Belasting op vakwerk

E.g. dak bestand (zie Schetsontwerp)
Wind op bestand (")

$F \text{ [kN]}$

PB	VB
300	
	175

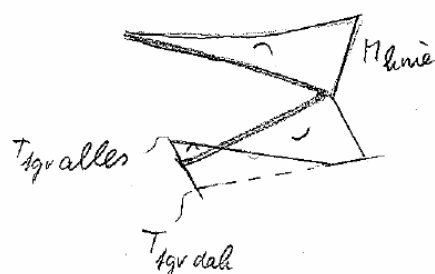
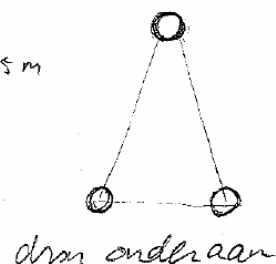
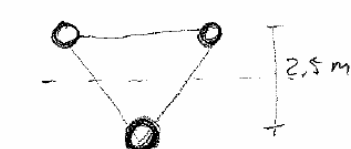
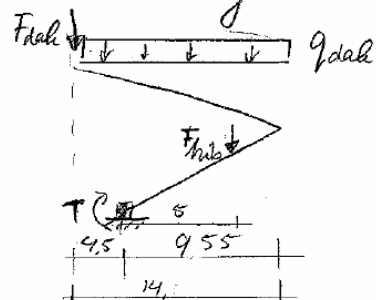
E.g. nieuw dak $p = 0,6 \text{ kN/m}^2$
Wind druk $p = 0,56 \text{ kN/m}^2$

$q \text{ [kN/m]}$

7,4	
	6,9

Ontwerp

schematisering:



Krachten en momenten

$$F_{rep} = 300 + 175 = 475 \text{ kN}$$

$$F_d = 625 \text{ kN}$$

$$q_{rep} = 7,4 + 6,9 = 14,3 \text{ kN/m'}$$

$$q_d = 19,2 \text{ kN/m'}$$

Vinger draagt 60%

aan tribune $\Rightarrow F = 0,6 \cdot p \cdot A$

$$F_{trib} = 0,6 (86 + 50) \cdot 12,8 \cdot 12,3$$

$$= 1285 \text{ kN}$$

$$F_{trib,d} = 1685 \text{ kN}$$

$$\text{Oplegreactie } V_{rep} = F_{rep} + q_{rep} \cdot 14,05 = 675 \text{ kN}$$

$$V_d = F_d + q_d \cdot 14,05 = 895 \text{ kN}$$

$$\text{Moment in lúie } M_d = F_d \cdot 14 + \frac{1}{2} q_d \cdot 14^2 = 10650 \text{ kNm}$$

Moment in oplegging zonder tribune

$$T_{qvdah} + q_{dah} \cdot L \cdot e - F_{dah} \cdot e = 0$$

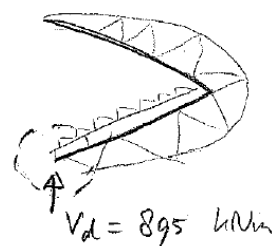
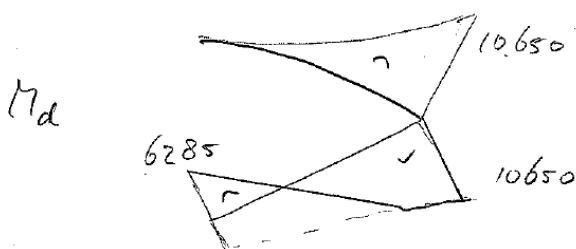
$$\Rightarrow T_{qvdah} = -19,2 \cdot 14 \cdot (7 - 4,5) + 625 \cdot 4,5 = 2140 \text{ kNm}$$

Moment tgv tribune

$$T_{qtrib} = -F_{trib,d} \cdot e = -1685 \cdot 5 = -8425 \text{ kNm}$$

Moment in oplegging tgv alles

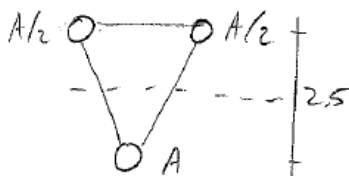
$$T_{qv\text{alles}} = T_{qvdah} + T_{qtrib} = 2140 - 8425 = -6285 \text{ kNm}$$



Dimensionering

Maatgevend moment $M_d = 10650 \text{ kNm}$ in knie

$$T = D = \frac{M_d}{h_{\text{vakwerk}}} = \frac{10650}{2,5} = 4260 \text{ kN}$$



$$A_{\text{ben}} = \frac{T}{f_y} = \frac{4260 \cdot 10^3}{235} = 18128 \text{ mm}^2$$

Keuze: CHS 305 x 30 ($A = 25918 \text{ mm}^2$)
CHS 305 x 16 ($A = 14527 \text{ mm}^2$)

S 235

Breedte van het vakwerk volgt (ongeveer) de momentenlijn.

Toetsing op knie (Technosoft)

knieh lengte $\approx 5 \text{ m}$ maximaal

$$N = -4260 \text{ kN}$$

$$w_{\text{buc}} = 0,910$$

$$\text{unity check } 0,769 \quad (x\text{-as en } y\text{-as})$$

Profielen voldoen op knie

Conclusie

Vakwerk bovenin voldoet met CHS 305 x 30 en CHS 305 x 16
Onderin met 3b gerekend worden omdat tribune niet
echt een zuiver moment in het vakwerk brengt.

10.2 Berekening 'vingers' in de bochten

Vingers (hoog 13,3 m) in de bochten

Belasting op secundaire constructie in de bocht

H.o.h. ondersteuning = 13,3 m, breedte tribune = 12,8 m

Eigen gewicht A trib = 170 m²
 Tribune p = 8,6 kN/m²
 Gordingen p = 2 kN/m²

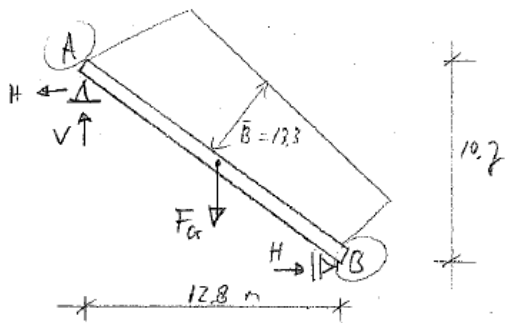
Veranderlijk Personen p = 5 kN/m²
 Sneeuw p = 0,56 kN/m²
 psi = 0,5
 Totaal pv = 5,28 kN/m²

Uit dak Puntlast perm 0 kN
 Puntlast veran 0 kN

F_{rep} 2.703 kN
 F_d 3.514 kN

kN	
PB	VB
1.464	
340	
	899
0	
	0
1.805	899

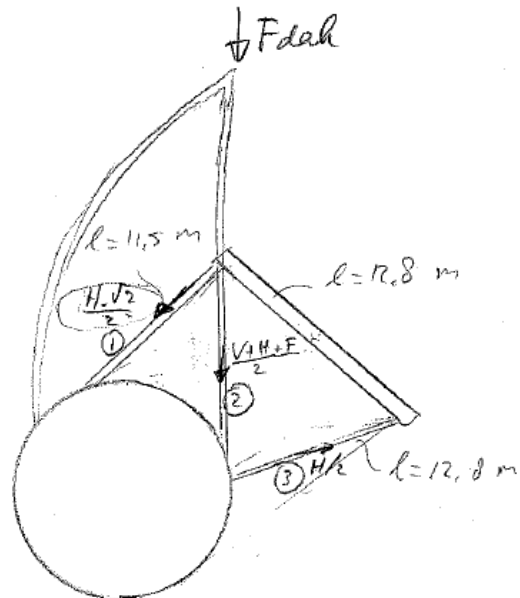
Afdracht



$$\sum T_A = 0 : F_g \cdot 6,4 - H \cdot 10,7 = 0$$

$$\Rightarrow H_d = 2100 \text{ kN}$$

$$V_d = 3514 \text{ kN}$$



Dimensionering op sterkte

Staal ① (2 keer)

$$T = \frac{H\sqrt{2}}{2} = \frac{2100}{\sqrt{2}} = 1485 \text{ kN}$$

$$A_{ben} = \frac{T}{f_y} = \frac{1485 \cdot 10^3}{235} = 6319 \text{ mm}^2$$

$$\boxed{\text{keuze B193,7/16}} \quad (A = 8930 \text{ mm}^2)$$

Staal ② (2 keer)

$$D = \frac{V + H + F_{dah}}{2} = \frac{3514 + 2100 + 623}{2} = 3120 \text{ kN}$$

$$A_{ben} = \frac{D}{235} = 13.277 \text{ mm}^2$$

$$\boxed{\text{keuze B355,6/30}} \quad (A = 30.687 \text{ mm}^2)$$

Toets op knik

$$L_{sys} = L_{knik \text{ met vlak}} = 12,8 \text{ m} \quad \omega_{buc} = 0,543$$

$$\text{Unity Check } N_d / N_{crd} = 0,796$$

Staal ③

$$D = H/2 = 2100/2 = 1050 \text{ kN}$$

$$A_{ben} = \frac{D}{f_y} = \frac{1050 \cdot 10^3}{235} = 4468 \text{ mm}^2$$

$$\boxed{\text{keuze B305/16}} \quad (A = 19.527 \text{ mm}^2)$$

Toets op knik

$$L_{sys} = 12,8 \quad \omega_{buc} = 0,543 \quad UC = 0,679$$

10.3 Berekening secundaire draagconstructie

10.3.1 LANGE KOLOMMEN AAN DE BUITENZIJD

Belasting op lange kolommen aan de buitenzijde, h.o.h. 12,3 m

Personen	$p = 5,0 \text{ kN/m}^2$ $A = \frac{1}{2} b \cdot L = 78,7 \text{ m}^2$
Tribune + gordingen	$p = 8,6 + 2,0 = 10,6 \text{ kN/m}^2$ $A = 78,7 \text{ m}^2$
Uit één radiaalspant	Deze staan h.o.h. 12,3 m. Zie Schetsontwerp h.8,2 voor belastingen uit het dak.

kN

PB	VB
	394
834	
300	175
1134	570

$N_{\text{rep}} = 1700 \text{ kN}$
 $N_d = 2300 \text{ kN}$

Profielkeuze

Buis 355/ 16

Toetsing op knik

Knikstabiliteit. (S)

```

Profielnaam      : B355/16
Doorsnedeklasse  : 1
Gewalst/gelast (1/2) : 1
Vloeispanning [N/mm2]: 235
Omega-kip        : 0.890
  -- Ongeschoord in het vlak --      -- Geschoord uit het vlak --
L-systeem [m] : 11.40
Kniklengte ongesch.[m] : 11.40 Kniklengte gesch. [m] : 11.40
Moment begin [kNm] : 0.00 Moment midden [kNm] : 0.00
Moment eind [kNm] : 0.00 Normaalkracht [kN] : -2300.00
Aanpend.belasting [kN] : -2300.00 Belastingfactor : 1.00

```

Resultaten

```

Toegepast artikel : 12.1.1 Omega-buc/e* : 0.657
Unity-check y-as : 0.874 Unity-check z-as : 0.874

```

Het profiel voldoet op knik.

10.3.2 KORTE KOLOMMEN AAN DE BINNENZIJDE

Belasting op korte kolommen aan de binnenzijde, h.o.h. 12,3 m

Personen	$p = 5,0 \text{ kN/m}^2$ $A = \frac{1}{2} b \cdot L = 78,7 \text{ m}^2$
Tribune + gordingen	$p = 8,6 + 2,0 = 10,6 \text{ kN/m}^2$ $A = 78,7 \text{ m}^2$
Uit één radiaalspant	De belasting wordt via het moment in de balk overgedragen. Door hefboomwerking wordt de kracht $11/9$ x groter.

kN	
PB	VB
	394
834	
367	214
1200	600

$N_{\text{rep}} = 1800 \text{ kN}$
 $N_d = 2340 \text{ kN}$

Profielkeuze

Buis 273/ 16

Toetsing op knik**Knikstabiliteit. (S)**

```

Profielnaam      : B273/16
Doorsnedeklasse  : 1
Gewalst/gelast   (1/2) : 1
Vloeispanning    [N/mm2]: 235
Omega-kip        : 0.890
  -- Ongeschoord in het vlak --      -- Geschoord uit het vlak --
L-systeem        [m] : 1.50
Kniklengte ongesch.[m] : 1.50 Kniklengte gesch. [m] : 1.50
Moment begin     [kNm] : 0.00 Moment midden [kNm] : 0.00
Moment eind      [kNm] : 0.00 Normaalkracht [kN] : -2340.00
Aanpend.belasting [kN] :-2340.00 Belastingfactor : 1.00

```

Resultaten

```

Toegepast artikel : 12.1.1 Omega-buc/e* : 1.000
Unity-check y-as  : 0.771 Unity-check z-as : 0.771

```

Het profiel voldoet op knik.

10.4 Windbelasting

10.4.1 REKENUITGANGSPUNTEN VOOR HET DAK

Windbelasting bestaand (Bailey rapport Hoofdstuk 16 Berekening kapconstructie)

Stuwdrukken

Voor het bestaande bouwwerk is gerekend met de volgende stuwdrukwaarden:

- | | | |
|--|--------------------|---|
| ▪ onderrand | $h = 45 \text{ m}$ | $\rightarrow p_w = 1,39 \text{ kN/m}^2$ |
| ▪ vast dakdeel (onder- en bovenzijde) | $h = 65 \text{ m}$ | $\rightarrow p_w = 1,53 \text{ kN/m}^2$ |
| ▪ beweegbaar dakdeel, reclame e.d., ventilatie-openingen | $h = 75 \text{ m}$ | $\rightarrow p_w = 1,58 \text{ kN/m}^2$ |

“Uit de windtunnelproeven blijkt dat op het dak slechts zeer lage stuwdrukwaarden worden gemeten. Bovendien blijkt dat het dak altijd en overal alleen op een naar boven gerichte kracht (zuiging) wordt belast.” Dictaat, h 9.4.2

Factor momentane belasting (art. 8.6.1.2)

$\psi = 0$

Afmeting bouwwerk (art. 8.6.3)

C_{dim} wordt bepaald volgens bijlage A2 NEN

$b = 165 \text{ m}$

$h = 72 \text{ m} \rightarrow I(h) = 1 / \ln(h/0,2) = 0,1699$

$B = 1 / (0,94 + 0,021 \cdot h^{2/3} + 0,029 \cdot b^{2/3}) = 0,4596$

$$\rightarrow C_{dim} = \frac{1 + 7 \cdot I(h) \cdot \sqrt{B}}{1 + 7 \cdot I(h)} = 0,83$$

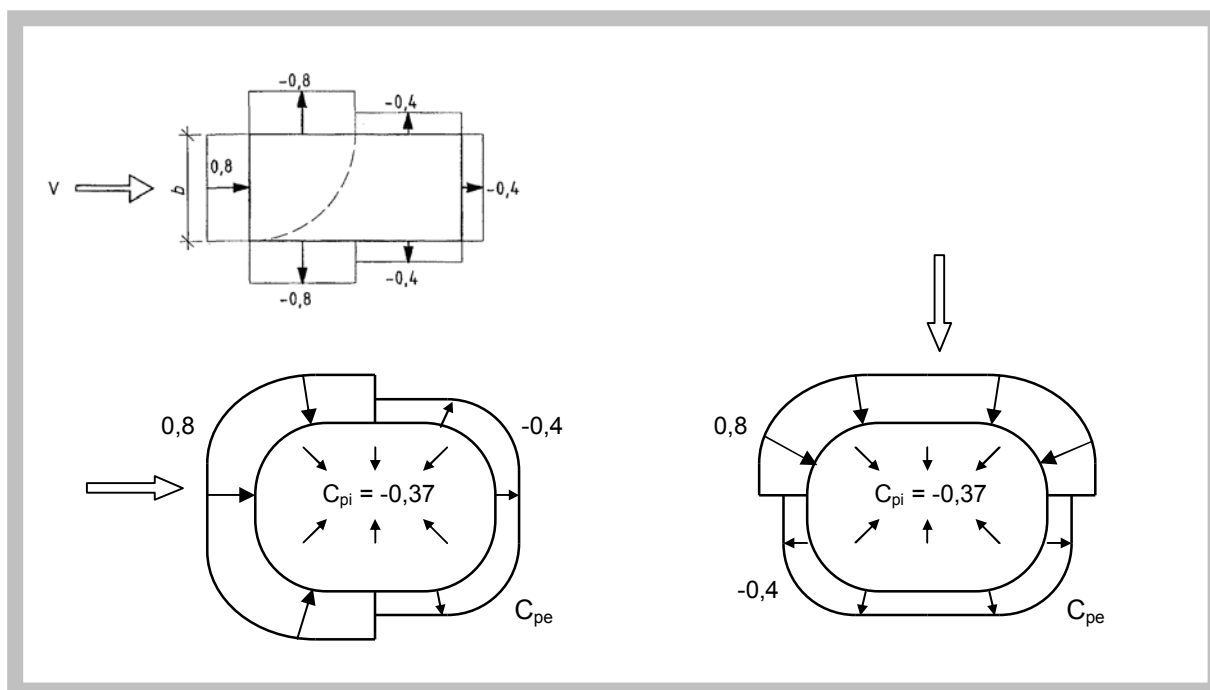
Windvormfactoren (art. 8.6.4)

Voor het bestaande dak is een uitgebreid windtunnelonderzoek door adviesbureau Peutz & Associates B.V. uitgevoerd. In de berekening van Baily, hoofdstuk 16.25.2, zijn verschillende windvormfactoren C_{pe} weergegeven, zie afbeelding 10.2 en 10.3. Samenvattend geldt:

- Windvormfactor voor de dakspanten $C_{pe} = -0,38$
- Locale onderdruk voor de gordingen van het vaste dak is $C_{pe; loc} = -0,50$

Voor dit afstudeerwerk wordt de aanname gedaan dat de onderdruk op de nieuwe vingers binnenin de ArenA gelijk is aan de onderdruk voor de bestaande dakspanten. De factor verandert niet door de uitbreiding.

Omdat de factoren voor het hele gebouw niet snel voorhanden waren voor de afstudeerder, zijn de factoren van NEN6702 schematisch omgezet naar de ovale vorm van de ArenA. Het is een aanname dat de totale horizontale kracht op de fundering gelijk is aan een rechthoekig gebouw met dezelfde afmetingen. De tweede aanname is dat de maatgevende onderdruk in het bouwwerk (met geopende kap) gelijk blijft aan -0,37. De factoren waar mee gerekend wordt zijn weergegeven in afbeelding XX.



Afb. 10.1 Windvormfactoren C_{pe} voor een rechthoekig gebouw (boven), en de aanname dat dezelfde factoren voor de ArenA (onder) gebruikt kunnen worden. De C_{pi} is bepaald door het windtunnelonderzoek.

Vergrotingsfactor dynamische invloed wind

Het bestaande bouwwerk is berekend volgens NEN 6702, artikel A4. De dynamische vergrotingsfactor ϕ_1 van de wind is:

x-richting: $\phi_1 = 1,02$
y-richting: $\phi_1 = 1,02$
overdwars: $\phi_1 = 1,02$

Windwrijving (art. 8.6.4.5)

$c_f = 0,02$ indien oppervlak bezet met uitsteeksels ≤ 40 mm

Representatie waarde windbelasting op nieuwe constructie

Voor de berekening van de nieuwe constructie wordt uitgegaan van de volgende winddruk volgens NEN 6702:

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

waarin:

p_{rep} is de windbelasting door winddruk, windzuiging, windwrijving en over- of onderdruk in kN/m^2
 C_{dim} is een factor die de afmetingen van een bouwwerk in rekening brengt
 C_{index} zijn de windvormfactoren; deze kunnen zijn:
 C_{pe} voor externe druk of zuiging op vlakken
 $C_{pe,loc}$ voor lokale situaties in vlakken
 C_{pi} voor interne over- of onderdruk
 C_{eq} is een drukvereffeningsfactor = 1
 ϕ_1 is de vergrotingsfactor die de dynamische invloed van wind in de windrichting op het bouwwerk in rekening brengt.
 p_w is de extreme waarde van de stuwdruk, artikel 8.6.2 in kN/m^2

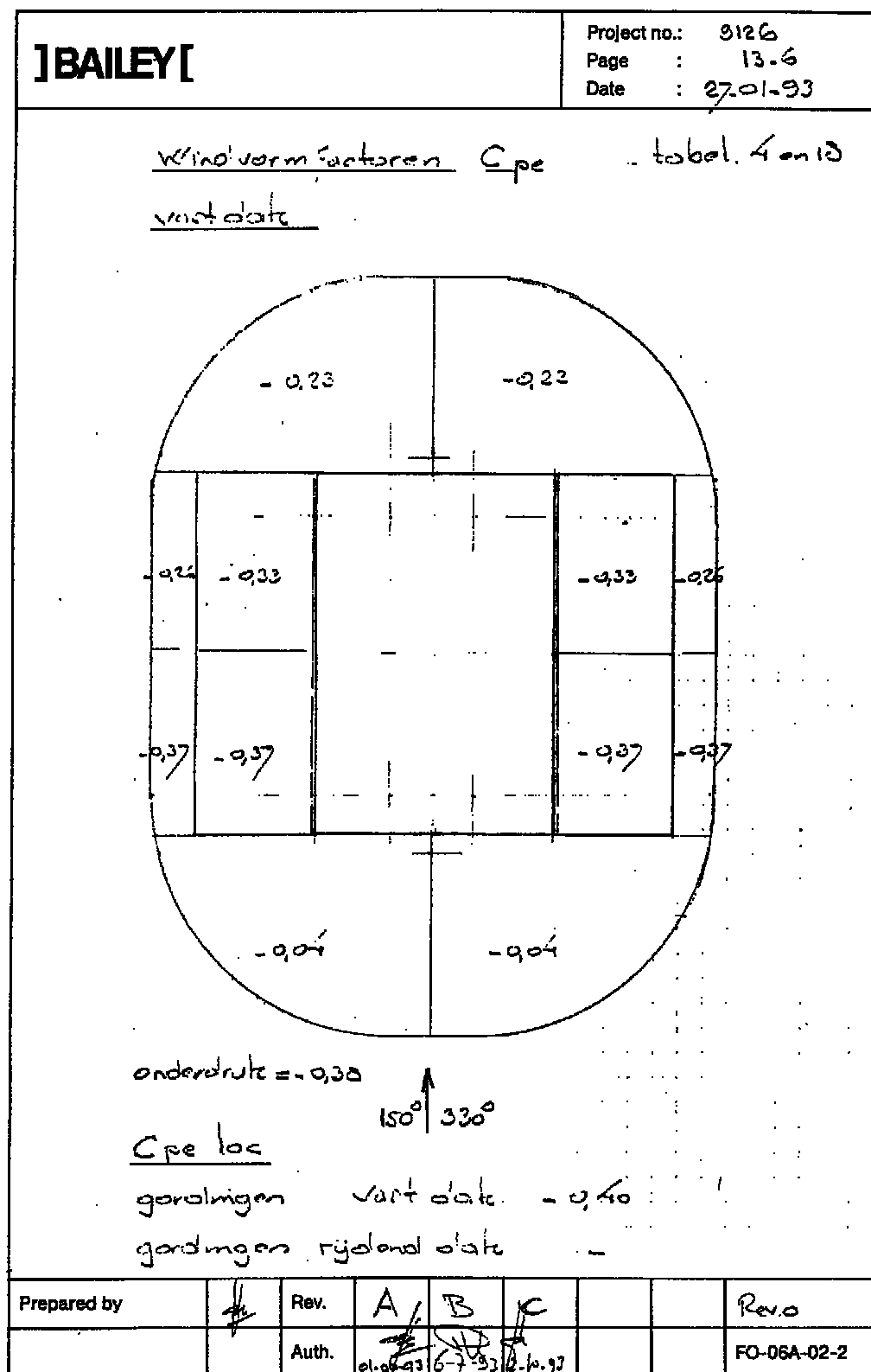
Zonder onderdruk – windbelasting op dak:

$$\begin{aligned} \text{Loefzijde: } p_{rep} &= 0,83 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,02 \cdot p_w = 0,67 \cdot p_w \\ \text{Lijzijde: } p_{rep} &= 0,83 \cdot (-0,4) \cdot 1 \cdot 1,02 \cdot p_w = -0,34 \cdot p_w \end{aligned}$$

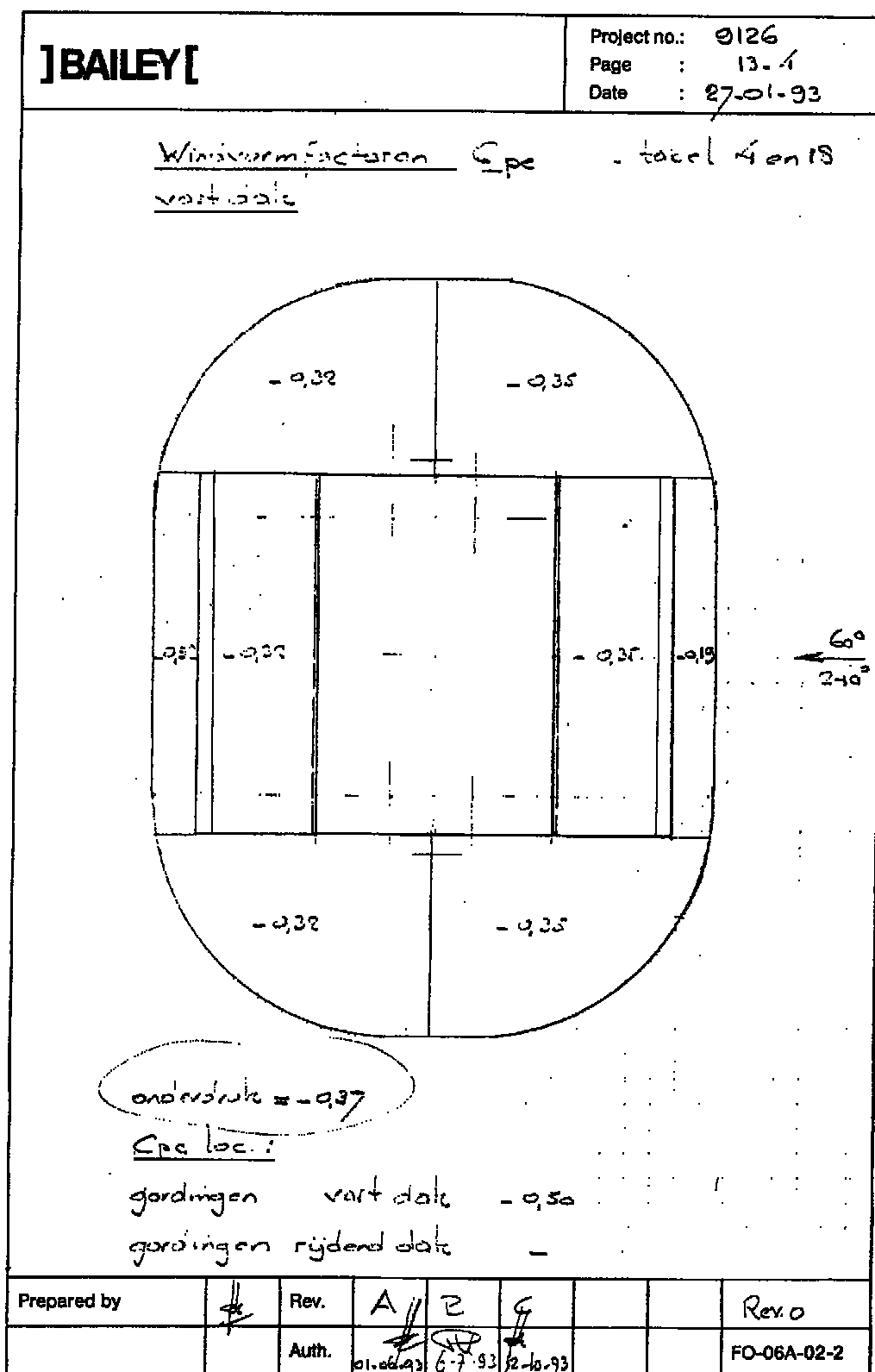
Met onderdruk – windbelasting op dak:

$$\begin{aligned} \text{Loefzijde: } p_{rep} &= 0,83 \cdot (0,8 + 0,37) \cdot 1 \cdot 1,02 \cdot p_w = 0,99 \cdot p_w \\ \text{Lijzijde: } p_{rep} &= 0,83 \cdot (-0,4 + 0,37) \cdot 1 \cdot 1,02 \cdot p_w = -0,025 \cdot p_w \end{aligned}$$

In twee richtingen wordt de windbelasting zowel mét als zónder onderdruk berekend.

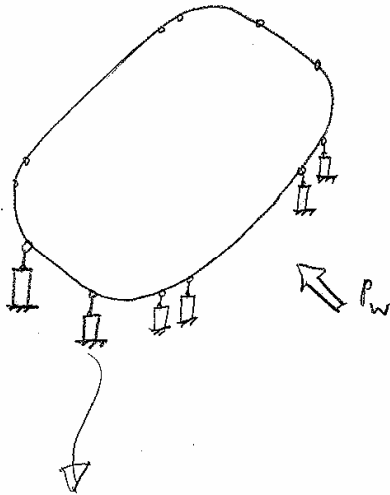


Afb. 10.2 Globale en lokale windvormfactoren volgens windonderzoek op bestaande dakconstructie

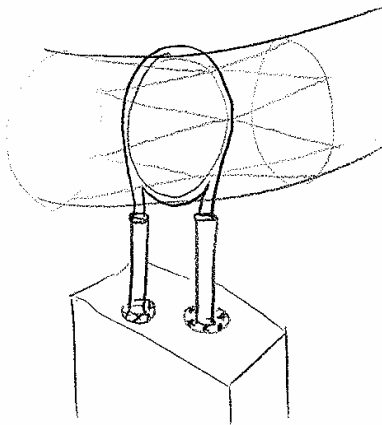
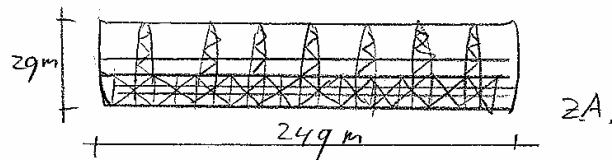


Afb. 10.3 Globale en lokale windvormfactoren volgens windonderzoek op bestaande dakconstructie

10.5 Berekening opleggingen netkous

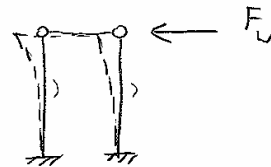
Afdracht horizontale windbelasting variant 1Systeem

Horizontale kracht wordt
gelijmatig over alle kolommen
verdeeld: 12 ondersteunings-
plaatsen met elk 2 stalen
kolommen.

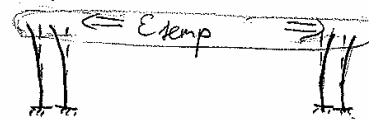


① → Windlast

② → rotatie



③ → Temperatuurlast

Krachten

Totale horizontale winddruk $p_{rep} = 0,8 p_w$ en $p_{rep} = -0,4 p_w$
 $h = 65$, windgebied II ^{onbebouwd}, $p_w = 1,53 \text{ kN/m}^2$, $C_{dim} = 0,83$

Aanname dat raakvlak voor wind ongeveer verticaal is, dus
 dat factoren voor het dak (C_{d1}) niet gelden, maar
 de 0,8 en -0,4 voor een rechthoekig gebouw.

Dus totale horizontale last

$$H_{rep} = C_{dim} \cdot C_{inden} \cdot p_w \cdot A = 0,83 \cdot (0,8 + 0,4) \cdot 1,35 \cdot (29 \cdot 250) = \underline{\underline{97000 \text{ kN}}}$$

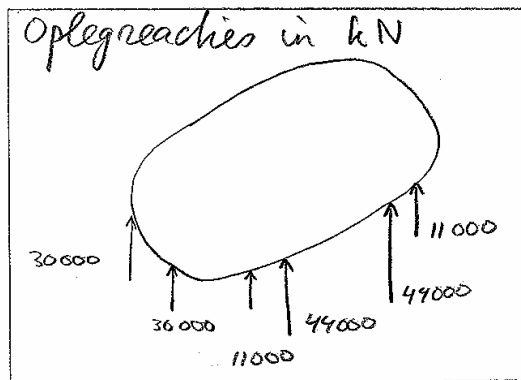
$$H_d = 1,5 \cdot H_{rep} = 15000 \text{ kN}$$

Maatgevende verticale last per toren

$$V_{rep} = \underline{\underline{37000 \text{ kN}}}$$

$$V_d = 1,2 \cdot V_{rep} = 44000 \text{ kN}$$

Stijfheid van de fundering



Paalgegevens (groot)

draagkracht

$$F_u = 2000 \text{ kN}$$

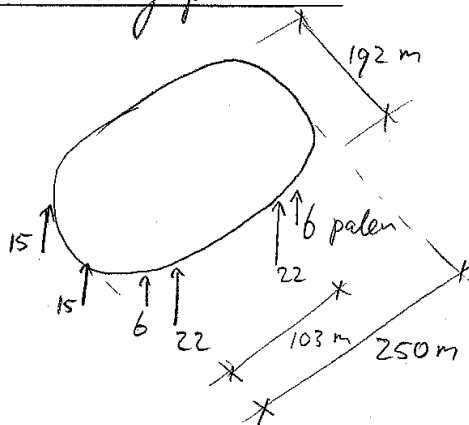
veerstijfheid

$$k = 100 \text{ MN/m} = 10^5 \text{ kN/m}$$

slappe aanname

→ maximale indrukking $u_{\max} = \frac{F_u}{k} = \frac{2000}{10^5} = 0,02 \text{ m} = 20 \text{ mm}$

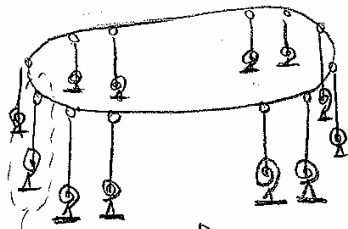
Verdeling palen



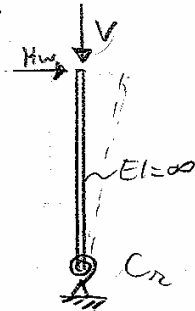
Paalgegevens stijve aanname

geen zakkings, enkel indrukking: $k = \frac{EA}{l} = 250 \text{ MN/m}$

Stabiliteit van het gebouw



$$H_w = 9700 \text{ kN}$$



Horizontaal: windlast
verdeeld over 12 torens

$$H_{w, \text{up}} = \frac{9700}{12} = 808 \text{ kN}$$

Verticaal: oplegreactie
van toren links links

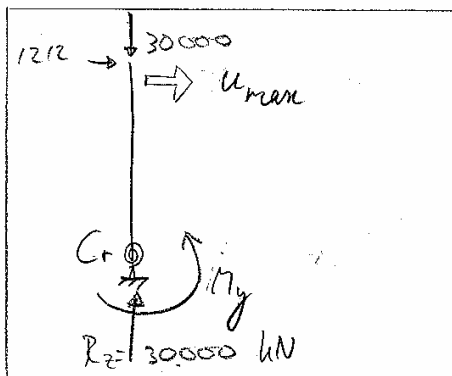
$$V_{\text{rep}} = 25000 \text{ kN}$$

Toetsing stabiliteit in UGT van een enkele toren:

$$H = 1,5 \cdot 808 = 1212 \text{ kN}$$

$$V = 1,2 \cdot 25000 = 30000 \text{ kN}$$

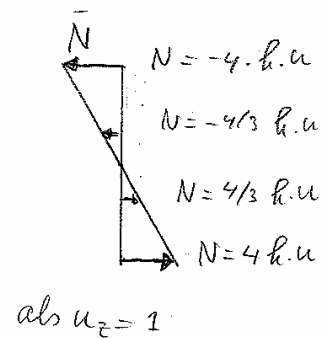
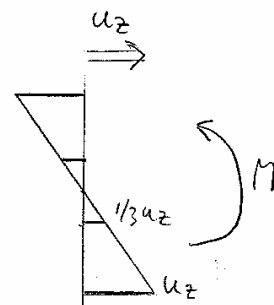
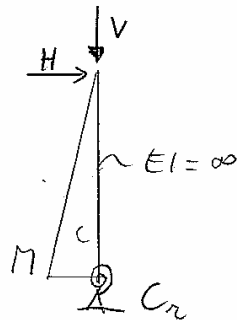
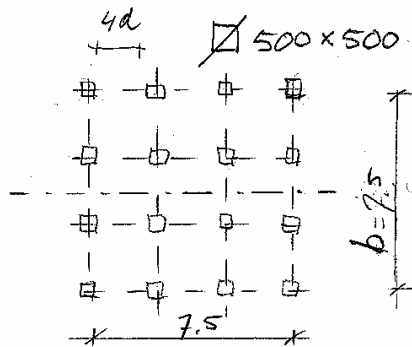
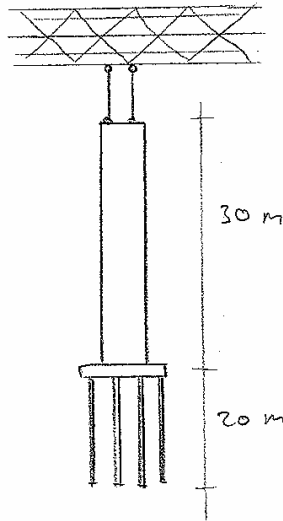
C_r van beschouwde toren is $1,25 \cdot 10^{10} [\text{kNm}] = [17 \text{ Nm}]$ (slap)



onbekende C_r en M_y ; u_{max} is gegeven

Palenplan toren onderste links

15 palen
15 palen benodigd
16 palen weggepast



Rotatiestijfheid fundering (elastisch)

$$M = C_2 \cdot \varphi = C_2 \cdot \frac{u_z}{1/2 b} \quad (\text{def})$$

$$M = \sum N \cdot e = 4 k u \cdot b + 4/3 k u \cdot 1/3 b \quad (\text{evenwicht})$$

$$= 40/9 \cdot k \cdot b \cdot u$$

$$\rightarrow C_2 = \frac{M \cdot 1/2 b}{u_z} = 20/9 k b^2 \quad [kN/mm \cdot mm^2] = [kNmm]$$

Slappe aanname: $k = 100 \text{ kN/mm} \rightarrow C_2 = 1,25 \cdot 10^{10} \text{ [kNmm]} = [MNm]$

Stijve aanname: $k = 250 \text{ kN/mm} \rightarrow C_2 = 3,13 \cdot 10^{10} \text{ [kNmm]} = [MNm]$

$$M_u = 4 \cdot F_u \cdot b + 4/3 F_u \cdot 1/3 b = 40/9 \cdot b \cdot F_u = 67 \cdot 10^6 \text{ kNmm} = 67000 \text{ kNm}$$